

ДОПУСКАЄТЬСЯ ДО ЗАХИСТУ
 рішенням кафедри будівництва
 (протокол № 11, від 07.05.2026р.)

Завідувач кафедри будівництва

Професор, д.т.н.

(науковий ступінь, вчене звання)

Ігор ЯКОВЕНКО

(підпис)

(ПІБ)

“ ” 2026р.

МАГІСТЕРСЬКА КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

на тему: Проектування Центру реабілітації військовослужбовців с.м.т.
Нове Бугово Одеської області

Спеціальність 192 – «Будівництво та цивільна інженерія»

Освітня програма «Будівництво та цивільна інженерія»

Орієнтація освітньої програми освітньо-наукова

Гарант освітньої програми

д.т.н., професор

(науковий ступінь та вчене звання)

Микола МАР'ЄНКОВ

(підпис)

(ПІБ керівника)

Керівник Магістерської кваліфікаційної роботи

к.т.н., доцент, к.т.н.

(науковий ступінь та вчене звання)

Євгеній БАКУЛІН

(підпис)

(ПІБ керівника)

Виконав

Сергій СУХАНОВ

(підпис)

(ПІБ студента)

Київ 2026

ЗАТВЕРДЖУЮ
Завідувач кафедри будівництва,

Професор, д.т.н. Ігор ЯКОВЕНКО
(науковий ступінь, вчене звання) (підпис) (ПІБ)
“ ” 2026р.

З А В Д А Н Н Я ДО ВИКОНАННЯ МАГІСТЕРСЬКОЇ КВАЛІФІКАЦІЙНОЇ РОБОТИ СТУДЕНТА

Суханова Сергія Сергійовича
(прізвище, ім'я, по батькові)

Спеціальність 192 «Будівництво та цивільна інженерія»
(код і назва)

Тема магістерської кваліфікаційної роботи: **Проектування Центру реабілітації військовослужбовців с.м.т. Нове Бугове Одеської області**
затверджена наказом ректора НУБіП України від «16» 12 2024 р. № 2267 «С»

Термін подання завершеної роботи на кафедру 05 2026
(рік, місяць, число)

Вихідні дані до магістерської роботи: інженерно-геологічні умови майданчика будівництва, ескіз архітектурно-конструктивної частини проєкту, технічні умови.

Магістерська кваліфікаційна робота складається з пояснювальної записки, дев'яти аркушів формату А1.

Дата видачі завдання « » 20 р.

Керівник Магістерська кваліфікаційної роботи

доцент, к.т.н. Євгеній БАКУЛІН
(науковий ступінь та вчене звання) (підпис) (ПІБ)

Завдання прийняв до виконання

Сергій Суханов
(підпис) (ПІБ)

РЕФЕРАТ

Будівництво в складних геологічних умовах вимагає застосування спеціалізованих геотехнічних рішень, які включають ретельні інженерно-геологічні вишукування, індивідуальне проектування основ, фундаментів та захисних споруд для мінімізації впливу нестабільних ґрунтів та підземних вод на будівлю. Це включає використання пальових або плаваючих фундаментів, розробку проектів стійкості котлованів та інженерного захисту території для забезпечення безпеки та довговічності споруд. Будівництво в складних геологічних умовах регламентується ДБН В.1.1-45:2017 «Будівлі і споруди в складних інженерно-геологічних умовах. Загальні положення». ДБН затверджено

та надано чинності Наказом Міністерства регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України від 03.05.2017 р. № 101. Ці норми розроблені з метою встановлення вимог до захисту будівель і споруд, що будуються або розміщені на майданчиках, ґрунтова основа яких характеризується складними інженерно-геологічними умовами, та забезпечення безпеки людей від негативного впливу деформацій основи земної поверхні.

Норми встановлюють загальні вимоги до проектування будівель і споруд різних типів, що застосовуються в будівництві в складних інженерно-геологічних умовах.

Будівлі і споруди в складних інженерно-геологічних умовах повинні бути запроектовані та збудовані так, щоб протягом всього життєвого циклу з відповідним ступенем надійності та економічності вони витримували всі можливі дії та впливи під час їх зведення та експлуатації. При проектуванні таких будівель потрібно враховувати, що всі види геотехнічних дій з боку деформованої ґрунтової основи на будівлю або споруду зводяться в основному до нерівномірних вертикальних та горизонтальних переміщень поверхні основи (ДБН В.2.1-10). При сейсмічних та динамічних впливах додатково треба розглядати впливи від знакозмінних динамічних навантажень (ДБН В.1.1-12).

Під дією впливів нерівномірних деформацій ґрунтової основи будівлі і споруди можуть отримувати крени та деформації позацентрального стиску-розтягу, згинальні чи зсувні в горизонтальній площині або крутильні чи знакозмінні при коливальних процесах (ДБН В.1.2-12, ДБН В.2.1-10).

З метою забезпечення експлуатаційної надійності з недопущенням нерівномірних деформацій або зведенням їх до мінімальних величин, в залежності від виду та характеру розвитку деформацій в ґрунтових основах застосовуються заходи захисту:

- геотехнічний захист будівель і споруд, заснований на підготовці ґрунтової основи;
- активний захист, що базується на пристосуванні конструкцій до надмірних нерівномірних деформацій ґрунтової основи (проектування споруд за принципами жорсткості, податливості або за комбінованими схемами);
- захист заснований на використанні методів компенсації нерівномірних деформацій ґрунтів основи, у тому числі із системою сейсмоізоляції;

- комбіноване поєднання вищенаведених заходів.

Геотехнічний захист будівель і споруд, заснований на підготовці ґрунтової основи, поділяють на дві групи.

I група захисту «Підвищення несучої здатності ґрунтової основи» включає:

- механічне ущільнення (поверхнєве або пошарове) трамбуванням, укочуванням або віброукочуванням;
- глибинне ущільнення шляхом гідровибуху або армування товщі слабких або просідаючих ґрунтів;
- фізичне ущільнення шляхом зниження рівня підземних вод або впливу електричних та теплових полів;
- хімічне закріплення ґрунтів шляхом ін'єкції в ґрунт закріплюючих розчинів;
- дренаж, у тому числі вентиляційний;
- обтиснення основ тимчасовими насипами;
- змішування слабких ґрунтів скріплюючими розчинами;
- армування ґрунтових масивів вертикальними, горизонтальними або похилими конструктивними елементами (залізобетонні стрічки, геотекстильні полотна, полімерні георешітки, склотканина);
- розподільні (роз'єднувальні) стіни (шпунтові, пальові).

II група захисту «Недопущення додаткового зволоження ґрунтової основи» включає:

- використання захисних гідроізоляційних екранів під будівлями і спорудами з використанням гідроізоляційних мембран;
- будівництво вертикальних протифільтраційних завіс зі шпунту, паль, що перетинаються, джет-елементів, гідроізоляційних завіс ін'єкційного типу на основі перетвореного шару ґрунту з ін'єктованими розчинами мінеральних, полімінеральних чи полімерних складів, а також «стін в ґрунті», які не дозволяється застосовувати в великоуламкових ґрунтах, пливунах, і артезіанських водоносних шарах ґрунтів з надлишковим напором, який перевищує тиск глинистої суспензії на стінки траншей;
- відвід технологічних вод у промислову каналізацію, а атмосферних опадів - у дощову;
- зниження витрат води на побутові та технологічні потреби, у тому числі, за рахунок застосування систем фільтрування.

Згідно ДСТУ Б В.2.1-2 до структурно нестійких ґрунтів відносять ґрунти: просідаючі, набрякаючі, здимальні, засолені, слабкі (низької міцності, підвищеної стисливості з низьким модулем деформації), насипні, наливні, з високим вмістом органічних домішок, мули, торфи, основи у відкритих котлованах під дією атмосферних впливів (вивітрювання, усихання, замочування атмосферними опадами, заморожування-відтавання), основи в районах підземних гірничих виробок корисних копалин (вугілля, сіль, руда), основи в районах карстово-суфозійних процесів.

При будівництві будівель і споруд у складних інженерно-геологічних умовах слід виконувати розрахунки з оцінки ризику змін гідрогеологічного

режиму в ґрунтовому масиві та можливого порушення природних джерел та водотоків з метою забезпечення умов безперебійного їх функціонування згідно з ДБН В.1.1-25, ДСТУ-Н Б В.1.1-39, а також визначення міцності і деформативності ґрунтів.

Деформації земної поверхні і основ у складних інженерно-геологічних умовах слід враховувати у розрахунках як додаткові геотехнічні дії і впливи на будівлі і споруди та їх конструктивні елементи.

Геотехнічні, сейсмічні і динамічні дії та впливи на будівлі і споруди в складних інженерно-геологічних умовах слід враховувати з урахуванням їх можливих сполучень для конкретних умов і ділянок будівництва, що можуть проявлятися в період їх будівництва та експлуатації.

З метою прогнозування і запобігання небезпечним деформаціям та екологічним катастрофам у складних інженерно-геологічних умовах необхідно передбачати геотехнічний моніторинг споруд та їх основ з комплексним дослідженням гідрогеологічних умов.

Конструктивні заходи захисту будівель і споруд від негативних впливів ґрунтової основи, сейсмічних та динамічних навантажень базуються на пристосуванні конструкцій до надмірних нерівномірних деформацій ґрунтової основи і реалізуються за принципами жорсткості, податливості або за комбінованими схемами.

Принцип жорсткості реалізується шляхом виключення можливості взаємного переміщення елементів несучих конструкцій при деформаціях земної поверхні та основи шляхом:

- розділення будівель і споруд деформаційними швами на окремі відсіки;
- влаштування фундаментного та цокольного залізобетонних поясів або фундаментів будівель і споруд у вигляді суцільних плит, перехресних стрічок чи балок, балок-стінок на природних або пальових основах;
- підсилення окремих елементів несучих конструкцій та зв'язків між ними;
- влаштування у несучих стінах армопоясів;
- влаштування горизонтальних дисків із залізобетонних елементів перекриття і покриття;
- підсилення фундаментно-підвальної частини будівель і споруд.

Таким чином будівництво в складних геологічних умовах є проблемою актуальною, що має велике теоретичне і практичне значення.

ЗМІСТ

№	Розділ	Стр.
1	2	3
ВСТУП		9
1 АНАЛІТИЧНИЙ ОГЛЯД		14
1.1 Зсувонебезпечні схили на території України		14
1.2 Система моніторингу з дослідження стійкості схилів		16
1.3 Методи дослідження стійкості оповзневих схилів		17
1.4 Висновки		21
2 АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНІ РІШЕННЯ		21
2.1 Характеристика майданчику забудови		21
2.1.1 Ділянка будівництва та рельєф місцевості		21
2.1.2 Транспортні та пішохідні шляхи		22
2.1.3 Озеленення і ландшафт		23
2.1.5 Структура комплексу		24
2.2 Об'ємно-планувальні рішення		25
2.2.1 Підземна частина (відмітки 0.00 (-3.400/-5.300 і -9.300))		25
2.2.2 Надземна частина (рівні вище за відмітку 0.00)		25
2.3 Архітектурно-конструктивні рішення		28
2.4 Інженерні системи та устаткування		29
2.5 Комплекс систем протипожежного захисту		32
2.6 Основні техніко-економічні показники		33
3 РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНА ЧАСТИНА		34
3.1 Вихідні умови для розрахунку		34
3.1.1 Визначення навантажень		34
3.2 Статичний розрахунок каркасу будівлі		37
3.2.1 Розрахункова модель каркасу будівлі		37
3.2.2 Прийняті навантаження та їх комбінації		38
3.2.3 Результати розрахунку в ПК ЛІРА-САПР		39
3.2.4 Аналіз статичного розрахунку каркасу будівлі		40
3.3 Розрахунок монолітної плити перекриття		40
3.3.1 Загальні положення по розрахунку		41
3.3.2 Вихідні умови розрахунку плити у ПК ЛІРА АРМ		41
3.3.3 Результати розрахунку плити в ПК ЛІРА-АРМ		41
3.4 Розрахунок діафрагми жорсткості		42
3.4.1 Загальні положення по розрахунку		42
3.4.2 Вихідні умови розрахунку у ПК ЛІРА-САПР підсистемі «СТІНА»		43
3.4.3 Результати розрахунку		45
3.5 Розрахунок найбільш навантаженої монолітної колони		46
3.5.1 Вихідні умови розрахунку колони у ПК ЛІРА-АРМ		46

3.5.2 Розрахунок колони у ПК ЛІРА-АРМ	47
3.5.3 Результати розрахунку колони у ПК ЛІРА-АРМ	49
4 ГРУНТОВІ ОСНОВИ ТА ВЛАШТУВАННЯ ФУНДАМЕНТІВ	50
4.1 Геологічні дослідження ділянки забудови	50
4.2 Висновки по результатам інженерно-геологічних досліджень	51
4.3 Загальні положення по розрахунку пальових фундаментів	52
4.4 Розрахунок пальових фундаментів	52
4.5 Перевірка осадки фундаменту	54
4.6 Розрахунок пальового ростверку у ПК ЛІРА-САПР	54
4.7 Конструювання пальових фундаментів	55
5 ТЕХНОЛОГІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА	56
5.1 Розробка технологічної карти на влаштування буронабивних паль	56
5.2 Область застосування технологічної карти	57
5.3 Вимоги до виконання робіт з влаштування буронабивних паль	57
5.4 Технологічна послідовність виконання робіт	58
5.4 Контроль якості виконання робіт	60
5.5 Визначення потреби в машинах, інструментів та інвентарю	62
5.6 Застосування машин та механізмів	63
6 ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВНИЦТВА	65
6.1 Розробка проекту організації будівництва	65
6.2 Визначення нормативного терміну будівництва	65
6.3 Технологічні розрахунки	66
6.4 Підбір кранів для виконання будівельно-монтажних робіт	66
6.4.1 Монтажний кран	66
6.4.2 Технологічний кран	69
6.5 Вибір монтажних та спеціальних захватних пристроїв	70
6.6 Влаштування геодезичної мережі на будівельному майданчику	71
6.7 Визначення титульного списку ТБ і С	72
6.8 Забезпечення будівництва енергетичними ресурсами	73
6.9 Заходи з ТБ при зведенні монолітного каркасу будівлі	73
7 ЕКОНОМІКА БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА	76
7.1 Складання договірної ціни на будівельно-монтажні роботи	76
8 ОХОРОНА ПРАЦІ ТА ТЕХНІКА БЕЗПЕКИ В БУДІВНИЦТВІ	80
8.1 Загальні положення	80
8.2 При виконанні робіт	80
8.3 Порядок виконання робіт	83
9 НАУКОВО-ДОСЛІДНА ЧАСТИНА	85

ВСТУП

Будівництво в складних геологічних умовах вимагає застосування спеціалізованих геотехнічних рішень, які включають ретельні інженерно-геологічні вивчення, індивідуальне проектування основ, фундаментів та захисних споруд для мінімізації впливу нестабільних ґрунтів та підземних вод на будівлю. Це включає використання пальових або плаваючих фундаментів, розробку проектів стійкості катлованів та інженерного захисту території для забезпечення безпеки та довговічності споруд. Будівництво в складних геологічних умовах регламентується ДБН В.1.1-45:2017 «Будівлі і споруди в складних інженерно-геологічних умовах. Загальні положення». ДБН затверджено

та надано чинності Наказом Міністерства регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України від 03.05.2017 р. № 101. Ці норми розроблені з метою встановлення вимог до захисту будівель і споруд, що будуються або розміщені на майданчиках, ґрунтова основа яких характеризується складними інженерно-геологічними умовами, та забезпечення безпеки людей від негативного впливу деформацій основи земної поверхні.

Норми встановлюють загальні вимоги до проектування будівель і споруд різних типів, що застосовуються в будівництві в складних інженерно-геологічних умовах.

Будівлі і споруди в складних інженерно-геологічних умовах повинні бути запроектовані та збудовані так, щоб протягом всього життєвого циклу з відповідним ступінем надійності та економічності вони витримували всі можливі дії та впливи під час їх зведення та експлуатації. При проектуванні таких будівель потрібно враховувати, що всі види геотехнічних дій з боку деформованої ґрунтової основи на будівлю або споруду зводяться в основному до нерівномірних вертикальних та горизонтальних переміщень поверхні основи (ДБН В.2.1-10). При сейсмічних та динамічних впливах додатково треба розглядати впливи від знакозмінних динамічних навантажень (ДБН В.1.1-12).

Під дією впливів нерівномірних деформацій ґрунтової основи будівлі і споруди можуть отримувати крени та деформації позацентрального стиску-розтягу, згинальні чи зсувні в горизонтальній площині або крутильні чи знакозмінні при коливальних процесах (ДБН В.1.2-12, ДБН В.2.1-10).

З метою забезпечення експлуатаційної надійності з недопущенням нерівномірних деформацій або зведенням їх до мінімальних величин, в залежності від виду та характеру розвитку деформацій в ґрунтових основах застосовуються заходи захисту:

- геотехнічний захист будівель і споруд, заснований на підготовці ґрунтової основи;
- активний захист, що базується на пристосуванні конструкцій до надмірних нерівномірних деформацій ґрунтової основи (проектування споруд за принципами жорсткості, податливості або за комбінованими схемами);
- захист заснований на використанні методів компенсації нерівномірних деформацій ґрунтів основи, у тому числі із системою сейсмоізоляції;
- комбіноване поєднання вищенаведених заходів.

Геотехнічний захист будівель і споруд, заснований на підготовці ґрунтової основи, поділяють на дві групи:

I група захисту «Підвищення несучої здатності ґрунтової основи» включає:

- механічне ущільнення (поверхнєве або пошарове) трамбуванням, укочуванням або віброукочуванням;
- глибинне ущільнення шляхом гідровибуху або армування товщі слабких або просідаючих ґрунтів;
- фізичне ущільнення шляхом зниження рівня підземних вод або впливу електричних та теплових полів;
- хімічне закріплення ґрунтів шляхом ін'єкції в ґрунт закріплюючих розчинів;
- дренаж, у тому числі вентиляційний;
- обтиснення основ тимчасовими насипами;
- змішування слабких ґрунтів скріплюючими розчинами;

- армування ґрунтових масивів вертикальними, горизонтальними або похилими конструктивними елементами (залізобетонні стрічки, геотекстильні полотна, полімерні георешітки, склотканина);
- розподільні (роз'єднувальні) стіни (шпунтові, пальові).

II група захисту «Недопущення додаткового зволоження ґрунтової основи» включає:

- використання захисних гідроізоляційних екранів під будівлями і спорудами з використанням гідроізоляційних мембран;
- будівництво вертикальних протифільтраційних завіс зі шпунту, паль, що перетинаються, джет-елементів, гідроізоляційних завіс ін'єкційного типу на основі перетвореного шару ґрунту з ін'єктованими розчинами мінеральних, полімінеральних чи полімерних складів, а також «стін в ґрунті», які не дозволяється застосовувати в великоуламкових ґрунтах, пливунах, і артезіанських водоносних шарах ґрунтів з надлишковим напором, який перевищує тиск глинистої суспензії на стінки траншей;
- відвід технологічних вод у промислову каналізацію, а атмосферних опадів - у дощову;
- зниження витрат води на побутові та технологічні потреби, у тому числі, за рахунок застосування систем фільтрування.

Згідно ДСТУ Б В.2.1-2 до структурно нестійких ґрунтів відносять ґрунти: просідаючі, набрякаючі, здимальні, засолені, слабкі (низької міцності, підвищеної стисливості з низьким модулем деформації), насипні, наливні, з високим вмістом органічних домішок, мули, торфи, основи у відкритих котлованах під дією атмосферних впливів (вивітрювання, усихання, замочування атмосферними опадами, заморожування-відтавання), основи в районах підземних гірничих виробок корисних копалин (вугілля, сіль, руда), основи в районах карстово-суфозійних процесів.

При будівництві будівель і споруд у складних інженерно-геологічних умовах слід виконувати розрахунки з оцінки ризику змін гідрогеологічного режиму в ґрунтовому масиві та можливого порушення природних джерел та

водотоків з метою забезпечення умов безперебійного їх функціонування згідно з ДБН В.1.1-25, ДСТУ-Н Б В.1.1-39, а також визначення міцності і деформативності ґрунтів.

Деформації земної поверхні і основ у складних інженерно-геологічних умовах слід враховувати у розрахунках як додаткові геотехнічні дії і впливи на будівлі і споруди та їх конструктивні елементи.

Геотехнічні, сейсмічні і динамічні дії та впливи на будівлі і споруди в складних інженерно-геологічних умовах слід враховувати з урахуванням їх можливих сполучень для конкретних умов і ділянок будівництва, що можуть проявлятися в період їх будівництва та експлуатації.

З метою прогнозування і запобігання небезпечним деформаціям та екологічним катастрофам у складаних інженерно-геологічних умовах необхідно передбачати геотехнічний моніторинг споруд та їх основ з комплексним дослідженням гідрогеологічних умов.

Конструктивні заходи захисту будівель і споруд від негативних впливів ґрунтової основи, сейсмічних та динамічних навантажень базуються на пристосуванні конструкцій до надмірних нерівномірних деформацій ґрунтової основи і реалізуються за принципами жорсткості, податливості або за комбінованими схемами.

Принцип жорсткості реалізується шляхом виключення можливості взаємного переміщення елементів несучих конструкцій при деформаціях земної поверхні та основи шляхом:

- розділення будівель і споруд деформаційними швами на окремі відсіки;
- влаштування фундаментного та цокольного залізобетонних поясів або фундаментів будівель і споруд у вигляді суцільних плит, перехресних стрічок чи балок, балок-стінок на природних або пальових основах;
- підсилення окремих елементів несучих конструкцій та зв'язків між ними;
- влаштування у несучих стінах армопоясів;
- влаштування горизонтальних дисків із залізобетонних елементів перекриття і покриття;

- підсилення фундаментно-підвальної частини будівель і споруд.

1. АНАЛІТИЧНИЙ ОГЛЯД

1.1. Зсувонебезпечні схили на території України

На території України загальна площа зсувів становить 2135 км² (Доповідь про стан техногенної та природної безпеки в Україні. Міністерство надзвичайних ситуацій в Україні, 2015 р.).

Закономірності розвитку зсувного процесу на території України зумовлені рядом природно-історичних факторів, що корелюються з антропогенними змінами. При цьому пропонується історико-генетичний підхід до проблеми, що дозволяє розглядати розвиток зсувного процесу в межах відповідних зсувних геосистем.

У класифікацію основних факторів виникнення та розвитку зсувних процесів, покладені тривалі стаціонарні спостереження та проведення постійного моніторингу Департаменту геології України (рис. 1.1).

Рис. 1.1. Класифікація факторів виникнення та розвитку зсувних процесів

В активному стані перебуває понад 1,5 тисяч одиниць зсувонебезпечних схилів загальною площею 93,73 км². Зсуви переважно охоплюють незначні площі, але їх прояви здатні до швидких деформацій та руйнувань об'єктів будівництва. Поширення зсувів на території України наведено на рис. 1.2.

Рис. 1.2. Поширення зсувів на території України

Для проведення моніторингу зсувних процесів на території України проводиться постійне регіональне та локальне прогнозування їхнього розвитку.

Регіональне прогнозування зсувної небезпеки базується на поєднанні стохастичного та детермінованого підходів та має високу надійність отриманих результатів. Застосування стохастичних методик дозволяє вирішити завдання визначення та оцінки значення комплексу факторів зсувоутворення,

детерміноване моделювання зсувної небезпеки дає можливість виконати кількісну оцінку впливу окремих факторів формування зсувів. Стохастичні та детерміновані методики взаємно доповнюють одна одну, а отримані результати є точними та адекватними.

Локальні прогнози досліджують певні типи схилових процесів, визначають їх локалізацію та взаємодію з інженерними спорудами, оцінюють природу зсувного процесу. Це має найбільше практичне значення.

Локальне прогнозування здійснюється комплексом методів. Такий прогноз стійкості схилів повинен передбачати аналіз зміни стану схилу з урахуванням неоднорідності та зміни факторів зсувоутворення. Він проводиться двома послідовними етапами:

- прогноз змін факторів зсувоутворення (навантажень на схил, властивостей ґрунтових прошарків та ін.);
- аналіз стану схилу та його окремих морфологічних елементів у залежності від змін факторів зсувоутворення.

При локальному прогнозуванні зсувної небезпеки вирішуються дві задачі:

- розрахунки стійкості з метою оцінки небезпеки розвитку зсувного процесу;
- оцінка динаміки стану схилу (у тому числі, оцінка швидкості зміщення зсувних мас).

При дослідженні локальної стійкості зсувів широке застосування знаходять три методи:

- методи аналогій;
- методи фізичного моделювання;
- методи математичного моделювання.

Вплив техногенних факторів на стійкість схилів є одним з основних чинників порушення рівноваги зсуванебезпечної території. Дія такого впливу може бути нетривалою, але наслідки можуть бути незворотні. Такі дані та статистика свідчать про важливість актуальність задачі визначення міцності та стійкості зсувонебезпечних схилів.

1.2. Система моніторингу з дослідження стійкості схилів

Різноманітність причин і чинників, інженерно-геологічних особливостей у будові схилів та їх морфології ускладнюють класифікацію зсувів. Важливе значення для визначенні зсувонебезпечних ділянок схилів відіграє моніторинг з дослідження їх стійкості. Зазвичай, визначення спостереження прийнято на моделі звичайного схилу (рис. 1.3).

Рис. 1.3. Система моніторингу з дослідження стійкості схилів: а - схема рельєфу звичайного схилу; б - вибір точок спостереження (Тс-1 — Тс-3) в межах виділеного об'ємного блоку

Просторові координати розташування точок спостережень ($K_{розт}$) визначають аналітичними та числовими методами в залежності від параметрів: висоти (h) та кута (α) схилу, фізикообмежаних параметрів ґрунту (щільності γ , кута внутрішнього тертя φ , зчеплення c , модуля деформації E), тиску (p):

$$K_{розт} = f(h, \alpha, \gamma, \varphi, c, E, p).$$

П'ять точок спостережень формують просторову піраміду, яка умовно імітує тіло зсуву. Просторова «піраміда» сформована точками спостережень на окремому блоці приймається як кінцевий елемент тіла зсуву. Інструментальний моніторинг та кого елементу дає можливість фіксації виникнення деформацій та прогнозування розвитку зсувного процесу (рис. 1. 4).

В загальному випадку обсяг циклу спостережень (Mni) у складі моніторингу зсувонебезпечної території визначено:

$$Mni = N_{c-n} Ni ,$$

де N_{c-n} — кількість точок спостереження в межах одиничного неподільного блоку (кінцевого елементу) спостережень;

Ni — кількість одиничних неподільних блоків (кінцевих елементів) спостережень території інструментального моніторингу.

Рис. 1.4. Просторова схема розташування блоків спостереження на схилі у вигляді кінцевих елементів можливого зсуву

Застосування систематичного інструментального моніторингу дає можливість визначати параметри зсувних процесів для кожної ділянки схилу і своєчасно виявляти зміни положення поверхні схилів, їх геологічних шарів, будинків та споруд розміщених на них.

1.3. Методи дослідження стійкості оповзневих схилів

Рациональне і безпечне використання територій в межах впливу споруд на схилах потребує визначення їх напружено-деформованого стану (НДС) як від дії особистої ваги ґрунту, так і при додатковому статичному навантаженні від проектуємого будинку. Нормативні документи вимагають поряд із розглядом напружено-деформованого стану схилу визначати і його коефіцієнт стійкості Kst , значення якого залежить від багатьох природних та техногенних факторів. Граничні значення Kst для основних сполучень навантажень впливають на вибір протизсувних захисних споруд та їх розташування (ДБН В.1.1-3-1997. Інженерний захист територій, будинків і споруд від зсувів та обвалів). Дійсне значення Kst можна отримати лише визначивши розташування потенційної поверхні сковзання (ППС), що в більшості випадків має складну конфігурацію.

Основним завданням дослідження є визначення оцінки стійкості зсувних схилів різними методами математичного моделювання з врахуванням морфології, крутизни, висоти схилів, геологічної будови і властивостей порід, що складають схили, а також аналіз отриманих результатів.

Дослідження стійкості оповзневих схилів включає аналітичні та числові методи, які визначають коефіцієнт запасу стійкості схилу. Сюди входять метод Бішопа та метод Ямбу для розрахунку на фіксованих кривих ковзання, а також метод скінчених елементів (МСЕ) для визначення напружено-деформованого стану схилу в тривимірній постановці.

Вибір методу залежить від складності схилу та необхідної точності.

Графоаналітичний метод.

Дозволяє вибрати декілька варіантів обрисів схилу за допомогою формул і вибрати оптимальний. Для практичних розрахунків можна використовувати метод кругло циліндричної поверхні ковзання [3]. В методі розглядається призма ковзання (рис. 1.5).

Рис. 1.5. Схема для розрахунку коефіцієнта стійкості схилу методом кругло циліндричної поверхні

Чисельні методи.

Моделювання напружено-деформованого стану схилу та визначення коефіцієнта запасу його стійкості шляхом редукції напружень у тривимірній постановці (метод скінчених елементів МСЕ). Метод скінчених елементів досить широко розповсюджений саме завдяки інтенсивному розвитку комп'ютерної техніки та програмного забезпечення, що дозволяє проводити комп'ютерне моделювання складних за формою, та, практично з необмеженою за кількістю скінчених елементів моделей не лише зсувонебезпечних схилів, а і будь-яких інженерних конструкцій у комплексі, що розташовані на таких схилах. У зв'язку з цим цей метод можна вважати основним, найбільш точним і найбільш потужним. Велика точність розрахунків забезпечується саме алгоритмами програмних обчислювальних комплексів.

Особливістю скінчено-елементного моделювання стійкості схилів є те, що створення об'ємної задачі потребує досить великої кількості скінчених елементів.

Важливо і те, що завдяки моделюванню контактної задачі взаємодії підпірних конструкцій з ґрунтовими прошарками дозволяє провести аналіз та обґрунтування параметрів підпірних конструкцій. Необхідно зазначити, що отримані результати таких досліджень є висновком стосовно визначення раціональних параметрів підпірних конструкцій. В даний час все більшого поширення набуває застосування чисельних розрахунків ґрунтових основ з використанням програмно-обчислювальних комплексів, таких як SCAD Office, «ЛІРА-САПР», Ansys та інших. В даних програмних комплексах реалізовано велику кількість різних методик розрахунку ґрунтової основи.

Аналітичні методи.

Ці методи використовуються для оцінки стійкості схилів у двовимірній постановці шляхом розрахунку наявності безпеки за допомогою фіксованих поверхонь ковзання (метод Бішопа та Янбу). Слід відмітити, що метод Янбу (спрощений) є подібним до метода Маслова-Берера, а методи Лоува і Карафайта та Корпуса інженерів – до метода Шахунянца. Характер розвитку поверхонь (ліній) ковзання (рис. 1.6) методів Феленіуса, Бішопа (спрощений) і

Корпуса інженерів майже ідентичний, тобто положення початку і закінчення лінії різняться незначно (як і в методах Лоува і Карафайта та Янбу (коригований)), в межах 3,0 м.

Рис. 1.6. Поверхні ковзання, побудовані різними методами: *a* – метод Феленіуса; *б* – метод Бішопа (спрощений); *в* – метод Корпусу інженерів

Високі вимоги до точності моделювання реальних процесів деформування ґрунтового середовища ведуть до необхідності розгляду систем рівнянь великих порядків. Тому, значне розповсюдження отримали алгоритми, що комбінують прямі та ітераційні методи розв'язання систем лінійних та нелінійних рівнянь. Найбільш універсальним і економічним серед них є алгоритм заснований на поєднанні методу додаткових навантажень, ітераційної процедури Ньютона-Канторовича та блокового методу послідовної верхньої релаксації:

де $\{R_{\sigma}\}_i^n$ - вектор вузлових амплітудних реакцій на ітерації i кроку n по параметру, що враховує розвиток пластичних деформацій. Компоненти вектору визначаються в результаті розгляду скінчено - елементної області та поєднання компонент векторів окремих елементів.

Для визначення коефіцієнта стійкості схилу Kst найбільш використовується методика професора Ломбардо В. М.

Крім Kst , для більш адекватної оцінки зміни НДС схилу на всіх етапах завантаження, включаючи передісторію, використаємо ступінь наближення напруженого стану до граничного. Відомо, що руйнування ґрунту в деякій області ще не приводить до його глобального зміщення. Але, якщо значна область ґрунтового масиву, що має вільну поверхню, переходить у граничний стан, тоді зсувні пластичні деформації будуть носити прогресуючий характер і як наслідок, схил буде знаходитись в граничному стані. При використанні

чисельних методів збільшення дискретизації розрахункової області призводить до локалізації зон зсувних пластичних деформацій. При чисельному рішенні задачі отримані значення нормальних і дотичних напружень інтерполюють в точки на кривій сковзання, по якій і вираховується нормальна і дотична складові напружень.

1.4. Висновки

Заходи з захисту територій від прояву небезпечних зсувів є важливим технічним, економічним та соціальним аспектом у прийнятті рішень щодо нового будівництва та забезпечення подальшої безпечної експлуатації збудованих об'єктів будівництва на геодинамічних територіях.

2. АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНІ РІШЕННЯ

2.1 Характеристика майданчику забудови

2.1.1 Ділянка будівництва та рельєф місцевості

Центр реабілітації для військовослужбовців розташований в 12 км від місто Нове Бугово Одеської області. на березі Чорного моря.

Площа ділянки забудови становить 7,515 га (рис. 2.1).

Рис. 2.1. Ситуаційний план ділянки забудови

Особливістю рельєфу території є триступінчатий перепад по висоті над рівнем моря від 4 до 50 метрів.

Концепцією генерального плану передбачається пристосування структури і о зеленення парку, що склася, як один з головних переваг ділянки.

Житловий корпус розташований на території існуючого парку з природним ландшафтом. При розробці проекту благоустрою передбачається реконструкція

існуючого парку з його розвитком в зоні, що зберігається, з розробкою і виділенням фітолікувальних зон.

На ділянці є зони геологічно не стійкі, які супроводжуються зсувними процесами.

Генеральний план передбачає збереження існуючої структури доріг і пішохідних стежин, цінних елементів пейзажного парку, благоустрій пляжу.

Главний корпус проектується як вертикально, окремо стояча будова, частково об'єднана в "тераси" по стилобатній частині, яка приховує підземну автостоянку і допоміжні приміщення (рис. 2.2).

Рис. 2.2. Генеральний план забудови території

2.1.2 Транспортні та пішохідні шляхи

Головний корпус має власні місця парковки автомобільного транспорту (у стилобатних частинах будівлі) та додаткові паркувальні місця на території.

Проектом передбачається, що основне пересування усередині території буде здійснюватиметься пішки.

Територія закрита, обслуговує переважно відпочиваючих. В той же час пляж, набережна, ресторани (кафе) і SPA можливі для відвідування гостями в певному режимі. Усі будівлі забезпечені під'їздами в рівні землі, а також можливий вхід і завантаження з підземних автостоянок.

Для доступу пожежного транспорту використовуються існуючі дороги.

Конструктивні рішення будівель допускають проїзд спеціальної техніки по перекриттях цокольних і підвальних поверхів.

2.1.3 Озеленення і ландшафт

Основою для проектування благоустрою є геопідоснова із зйомкою фактичного

розташування зелених зон кущів і дерев. Передбачається облік

впливу проєктованих підземних споруд на збереження території парку.

В проєкті передбачені спортивні блоки у вигляді вбудованих майданчиків в парку.

Головний корпус розташований на майданчиках парку з природним ландшафтом території.

В процесі будівництва передбачається відновити пляж з влаштуванням інженерного захисту від хвильового навантаження для забезпечення безпечної Експлуатації будівель та споруд центра.

2.1.4 Рішення генерального плану та благоустрою території

Проектні рішення з благоустрою території забудови наведені табл. 2.1.

Таблиця 2.1

Благоустрій території забудови

№ п/п	Назва	Рішення
1	Розміщення технічних будівель і споруд	С урахуванням охоронних зон і витримування необхідних відстаней між будівлями, ДБН В.2.2-9-99.

№ п/п	Назва	Рішення
2	Забезпеченість території в'їздами і виїздами	Два в'їздами і виїздами – з шосе. Вільний проїзд корпусами. Наскрізний пожежний проїзд по території, по ДБН В.2.3-5-2001
3	Паркінги під спальними корпусами	Однорівневий паркінг під будівлями; відкриті парковки на території
4	Благоустрій та озеленення	Збереження та реставрація існуючого природного комплексу
5	Дорожні покриття	Внутрішні проїзди та автостоянки – асфальтобетон. Тротуари та площадки перед входами в будівлі – вимощення натуральним камінням.

2.1.5 Структура комплексу

Усі проектовані будови, розташовані на ділянці, розділені на групи та тераси за принципом автономії. Ці групи мають необхідний набір об'єктів для самостійного функціонування. Склад і функціональне призначення об'єктів центра реабілітації наведено у табл. 2.2.

Таблиця 2.2

Склад і функціональне призначення об'єктів центра

Назва будівель і споруд	Функціональне призначення
Головний корпус	Проживання відпочиваючих
Набережна та кліматологічне приміщення (солярій)	Лікувально-оздоровче
Адміністративно-побутовий корпус	Обслуговування відпочиваючих
Підземні паркінги	Стоянка автомашин
Кліматичний павільйон, елінги	Приміщення для відпочиваючих на березі моря

Назва будівель і споруд	Функціональне призначення
Спортивні та пляжні споруди	Технічні приміщення та міні басейни
Трансформаторні підстанції	Трансформаторна-10/0,4КВ електрозабезпечення
Котельня	Теплове забезпечення
Дитячий клуб	Обслуговування дітей
Кафе з загальним залом	Харчування відпочиваючих

2.2 Об'ємно-планувальні рішення

Главний корпус запроектований одиоб'ємним. Він включає 7 поверхів вище за відмітку входу, і 2 поверхи -

нижче. Корпус включає 106 номерів для відпочивальників, сервісні, технічні приміщення, ресторани, зону SPA, відкриті тераси з басейнами.

Усі номери мають приватні тераси звернені до моря, і, завдяки зігнутій формі будівлі, максимальний доступ сонячного світла. Так само ресторани і зона SPA орієнтовані до морського пляжу. Загальний вигляд головного корпусу центра реабілітації (рис. 2.3).

Рис. 2.3. Головний фасад в осях 1 - 35

2.2.1 Підземна частина (відмітки 0.00 (- 3.400/-5.300 і - 9.300)

На першому рівні будівлі розташовані ресторани, кафе, частина номерного фонду, сервісні приміщення, частина зони SPA, відкрита тераса з басейнами, технологічні приміщення кухні, багатофункціональний зал. На другому рівні знаходяться технічні приміщення інженерних систем, технологічні приміщення кухні (включаючи зону завантаження), частина зони SPA з басейном.

Евакуація людей передбачається через головну терасу та безпосередньо на пляжну зону.

2.2.2 Надземна частина (рівні вище за відмітку 0.00)

Надземна частина складається з 6-ти поверхового об'єму з пониженням до

південного заходу і до північного сходу до 2-го поверху. Перший рівень (на 0,000) включає головний вхідний вестибюль, приміщення адміністрації, сервісні приміщення, частина номерного фонду і вестибюль для SPA.

На інших рівнях, (вище 0000) розташований номерний фонд з приміщеннями сервісного обслуговування.

У будівлі передбачена ліфтова група та ліфт в зоні SPA. Окрім цього передбачений 4 ліфти для сервісного обслуговування.

Евакуація людей передбачена по чотирьом незадимляємим сходовим кліткам, що мають безпосередній вихід на вулицю.

Планувальні рішення (рис. 2.4). Експлікація приміщень (таб. 2.2). Основні показники об'ємно-планувальних рішень (таб. 2.3).

Рис. 2.4. План будівлі на поз. -3.400 в осях 1 – 35

Таблиця 2.2

Експлікація приміщень центра реабілітації

№ п.п	Найменування	Площа, кв.м	Категорія приміщень	Примітка
1	2	3	4	5
1	Приміщення ТП	20,0	Д	
2	Приміщення ТП	7,3	Д	
3	Приміщення ТП	7,2	Д	
4	Приміщення ТП	22,4	Д	
5	Приміщення ТП	5,5	Д	
6	Приміщення ТП	20,2	Д	
7	Приміщення ТП	7,4	Д	
8	Приміщення ТП	7,4	Д	
9	Приміщення ТП	10,1	Д	
10	Приміщення ТП	64,5	Д	
11	Приміщення ТП	59,7	Д	
12	Технічне приміщення ОВ	156,4	Д	

1	2	3	4	5
13	Диспетчерська	20,7	В	
14	Склад	7,8	Б	
15	Коридор	71,5	В	
16	Проїзд з розворотної площадки	304,9	А	
17	Технічне приміщення басейну	20,8	Б	
18	Технічне приміщення басейну	4,1	Б	
19	Коридор	56,2	В	
20	Технічне приміщення басейну	7,8	Б	
21	Технічне приміщення басейну	33,7	Б	
22	Технічне приміщення басейну	37,9	Б	
23	Коридор	3,5	В	
24	Спринклерна	35,1		
24	Технічне приміщення басейну	29,7	Б	
26	Бойлерна	66,2	Д	
27	Роздягальні, душові персоналу (жіночі)	63,5		
28	Роздягальні, душові персоналу (чоловічі)	62,0		
29	Офіс	17,8	Б	
30	Технічне приміщення ЕО, СС	6,2	В	
31	Офіс	10,2	Б	
32	Мусорна камера	26,4	Б	
33	Холодна мусорна камера	17,1	Б	
34	Коридор	12,5	В	
35	Вхідний вестибюль для персоналу	11,7	В	
36	Коридор	33,4	В	
37	Флорист	19,4	Б	
38	Прачечна	114,5	Г	
39	Вантажувальна площадка	43,0	А	
40	Технічне приміщення ЕО, СС	24,2	В	
43	Морозильна камера	15,9		
44	Коридор	27,5	В	
45	Склад кухні	55,4	Г	
46	Приміщення кухні	19,4	Г	
47	Кімната приймання їжі для персоналу	38,0	В	
48	Технічне приміщення ЕО	154,0	В	
49	Коридор	34,6	В	
50	Кімната сервісного обслуговування	8,3	А	

Таблиця 2.3

Основні показники об'ємно-планувальних рішень

№ п/п	Назва приміщень	Дані
1	Загальна площа будівель	65000,0 м2
2	Поверховість будівель	7 надземних поверхів
3	Висота приміщень до підвісної стелі (не нижче)	

№ п/п	Назва приміщень	Дані
3.1	Номера	3,0 м
3.2	Лікувально-оздоровчі приміщення	3,0 м
3.3	Холи	3,0 м
3.4	Допоміжні приміщення	3,0 м
3.5	Паркінги та технічні приміщення	2,7 м
4	Ступінь вогнестійкості будівлі	II Ступінь вогнестійкості
5	Забезпечення життєдіяльності маломобільних груп населення	Передбачено заходи для забезпечення доступності маломобільних груп населення
6	Протипожежні заходи	Проектом передбачено конструктивні, об'ємно - планувальні і інженерно-технічні рішення, що забезпечують відповідність ДБН В.1.1-7-2002, ДБН Б.2.2-9-99, а саме: - можливість евакуації людей на прилеглу територію ; - можливість доступу автомашин пожежного розрахунку і подання засобів пожежогасіння по усьому периметру будівлі.

2.3 Архітектурно-конструктивні рішення

Будівлі центру реабілітації запроектовано з монолітного залізобетону з урахуванням сейсмічних особливостей регіону.

Цокольні поверхи (стилобати) поза площею забудови перекриті залізобетонною плитою, з влаштуванням покрівлі під благоустрій з висаджуванням дерев та можливістю проїзду пожежної техніки. Основні архітектурно-конструктивні рішення (табл. 2.4).

Таблиця 2.4

Основні архітектурно-конструктивні рішення

№ п/п	Найменування	Дані
1.1	Крок конструктивної	Монолітні стіни 150 мм із бетону C20/25 по

№ п/п	Найменування	Дані
	сітки	сходовим кліткам і ліфтовим шахтам.
1.2	Фундаменти	Буроабивні палі, ростверк з плитою
1.4	Несучі конструкції будівлі	Рамно-зв'язковий каркас з вертикальними залізобетонними діафрагмами. Монолітні диски перекриття.
1.5	Не несучі огороджувальні	Заповнення прорізів із газобетонних блоків з оздобленням і вентильованим фасадом.
1.6	Міжповерхове перекриття	Монолітні залізобетонне товщиною 200 мм. Клас бетону C20/25.
1.7	Перекриття в залах и СПА	Залізобетонний каркас із зв'язковими елементами
1.8	Покриття	Залізобетонна плита (бетон C20/25) і плоска експлуатована покрівля з внутрішнім і зовнішнім водовідведенням атмосферної вологи.
1.9	Сходи та сходові клітки	Сходові клітини монолітні залізобетонні; марші і майданчики монолітні залізобетонні.
1.10	Перегородаки	Газобетонні блоки, цегла, ГКЛ.

Оздоблення приміщень виконується відповідно їхнього функціонального призначення за спеціально розробленим дизайн-проектом. Фрагменти оздоблення окремих функціональних приміщень наведено на рис. 2.5 – 2.8.

Рис. 2.5. Оздоблення підземного паркінгу

Рис. 2.6. Зовнішнє оздоблення фасадів

Рис. 2.7. Оздоблення спальних номерів

Рис. 2.8. Оздоблення перехідних галерей, коридорів

2.4 Інженерні системи та устаткування

Силове електроустаткування.

Місце підключення і облік витрати електроенергії виконується згідно з технічними умовами енергопостачальника. У кожній будівлі влаштовуються групові силові та освітлювальні щити. Електроприймачі будівлі відносяться до II категорії надійності електропостачання.

Інженерне устаткування будівлі, технологічне устаткування і освітлення заживлюються від різних розподільних щитів. Електропроводки живлення протипожежних пристроїв мають межу вогнестійкості 0,75 год. Усі електромонтажі прокладаються в трубах.

Паралелі електричного захисту і АВР облаштовані

Додатковими і сигнальними контактами для підключення до устаткування автоматизованої системи диспетчерського управління.

Електроосвітлення.

Проектом передбачено наступні види освітлення:

- робоче комбіноване (загальне і місцеве);
- робоче загальне;
- аварійне (для безпеки і евакуації);
- зовнішнє (підсвічування фасадів і освітлення стоянок);
- освітлення вуличної автостоянки і чергове освітлення.

У житлових та громадських зонах освітлення роздільне з включенням окремих груп світильників. У приміщеннях загального користування централізоване управління освітленням (з пульта управління освітленням будівлі).

Евакуаційне освітлення передбачено в коридорах, вестибюлях, холах і в приміщеннях з перебуванням більше 50 чол. освітленість - 0,5 люкса.

Аварійне освітлення в приміщеннях диспетчерської, вузлів зв'язку, ТП, ЦТП, електрощитових, постах охорони.

Заземлення та захисні заходи з техніки безпеки.

Застосована мережа 380/220 з глухозаземленою нейтраллю з п'ятидротяною електричною мережею. Для захисту людей від поразки електрострумом при ушкодженні ізоляції передбачені заходи - знижена напруга, менше 42 В.

Опалення.

Джерелом теплопостачання є природний газ, на якому працює газова індивідуальна котельня. Проект окремий.

Водопостачання і каналізація.

У будівлі передбачені наступні санітарно-технічні системи:

- господарсько-питний водопровід;
- гаряче водопостачання;
- господарчо-побутова каналізація;
- дренажна каналізація;
- дощова каналізація (внутрішні водостоки);

Господарсько-питний водопровід.

Джерелом водопостачання є водозабірний вузол, підключений до існуючих водопровідних мереж відповідно до ТУ. У системі водопостачання передбачаються резервні резервуари 2х500 куб м. До складу вузла входить станція водо підготовки. Прийнята окрема система господарсько-питного водопроводу. Траси передбачені в обслуговуваному колекторі.

Гаряче водопостачання.

Передбачено централізоване гаряче водопостачання з примусовою циркуляцією по магістралях і стояках. Траси передбачені в обслуговуваному колекторі.

Побутова каналізація.

Для відведення стоків передбачена мережа з самотісними випусками у внутрішню майданчикову мережу. Внутрішня система виконується з поліпропіленових труб «безшумної каналізації» фірми RENAУ. При підвищеній сейсмічній активності, внутрішня горизонтальна і вертикальна розводка трубопроводів виконується з поліетиленових труб важкого типу. Жорстке закладення труб в кладці стін будівлі не допускається, вертикальні ділянки трубопроводів прокладаються в сантехнічних шахтах, а горизонтальні розводящі трубопроводи прокладаються в гофрованому кожусі.

Виробнича каналізація.

Стоки від громадського харчування передбачені в систему виробничої каналізації з самостійними самопливними випусками в мережу побутової каналізації. Система виконується з поліпропіленових труб «безшумної каналізації» фірми RENAУ. Внутрішньо майданчикові самопливні мережі відводять каналізаційні води в існуючу КНС з подальшою очисткою.

Дренажна каналізація.

Для відведення стоків, при спрацьовуванні системи пожежогасінні, аварійних стоків, звільнення систем водопроводу, опалювання передбачена система дренажної каналізації. Передбачена установка трапів з відведенням води роздільними мережами. Для збору стоків від трапів влаштовуються прямки; звільнення прямиків здійснюється дренажними насосами в мережу дощової каналізації.

Дощова каналізація.

Відведення стоків через водостічні воронки передбачена в систему дощової каналізації. У осінньо-зимовий і весняний періоди, передбачений обігрів водостічних воронок. Система виконується з напірних труб.

Внутрішній протипожежний водопровід.

Водопостачання системи пожежогасінні і зовнішню пожежогасінню передбачено шляхом облаштування двох водопровідних вводів.

Басейни.

Басейни на території центру передбачені за окремим проектом. Передбачена підготовка та контроль води для басейнів по окремих проектах. Басейни передбачені як резервні місткості для пожежогасінні.

2.5 Комплекс систем протипожежного захисту

Автоматичне пожежогасіння.

Всі будівлі центру реабілітації оснащуються установками водяного пожежогасінні. Секції автоматичного спринклерного водяного пожежогасінні з одним вузлом управління. При включенні пожежних насосів передбачено відключення загально-обмінної вентиляції та включення проти-димної

вентиляції. Кільцевий трубопровід пожежних кранів прокладається по периметру території об'єктів. Серверні, АТС і приміщення, в яких гасіння водою неможливе, обладнуються установками автоматичної системи газового пожежогасіння.

Пожежна сигналізація, оповіщення і управління евакуацією.

Пожежна сигналізація, оповіщення і автоматика може використовуватися для сповіщення при інших надзвичайних ситуаціях, а так ж для трансляції службових оголошень, музичних і рекламних програм.

Система контролю та управління доступом (СКУД) призначена для контролю і санкціонованого доступу людей, транспорту в (з) приміщення, будівель. Система СКУД забезпечує централізоване управління доступом в приміщення і контрольовані зони з робочих місць операторів.

Система телевізійного спостереження (СТС) забезпечує:

- візуальний контроль обстановки в приміщеннях і на прилеглий території.

Зазначені системи побудовані на устаткуванні, комплектуючих і програмному забезпеченні фірми "HONEYWELL".

2.6 Основні техніко-економічні показники

Площа ділянки	5.654 га
Площа забудови з урахуванням автостоянки та відкритого басейну	0.78 га
Процент забудови ділянки	14 %
Площа забудови центру реабілітації	0.37 га
Загальна площа приміщень в т.ч. :	12 491 кв.м.
- підземна (нижче від. 0.000)	5 764 кв.м.
- надземна (вище від. 0.000)	6 727 кв.м.
Площа відкритих терас (терас з басейнами)	3 895 кв.м.
Номерний фонд	106 номерів
Загальна площа автостоянки	3 850 кв.м.
Кількість машино-місць	100 м/місць
Будівельний об'єм будівлі в т.ч.:	49 387 куб.м.

- надземна частина (вище відм. 0.000)	22 872 куб.м.
- підземної частини (нижче відм. 0.000)	26 515 куб.м.
Будівельний об'єм автостоянки	10 010 куб.м
Кількість надземних поверхів (вище рівня 0.000)	7 поверхів
Кількість підземних поверхів (нижче рівня 0.000)	2 поверхи

3. РОЗРАХУНКОВО – КОНСТРУКТИВНА ЧАСТИНА

3.1 Вихідні умови для розрахунку

Район будівництва – місто Нове Бугове Одеської області.

Функціональне призначення – Оздоровчий заклад МОЗ «Центр реабілітації військовослужбовців».

Будівля змінної поверховості.

Категорія відповідальності будівлі ССЗ.

Категорія складності будівлі – V.

Сейсмічність території забудови прийнята 7 балів;

За архітектурно-будівельними кресленнями прийнято товщину монолітних залізобетонних конструкцій:

- колони перерізом 400 х 400 мм;
- стіни ліфтових шахт - 200 мм;
- діафрагми жорсткості - 250 мм;
- плити перекриття поверхів будівлі - 200 мм.

З конструктивних міркувань за технологічними рішеннями прийнято, що монолітні залізобетонні конструкції виконуються з важкого бетону класу С20/25 з робочою арматурою класу А400С та конструктивною арматурою А240С.

3.1.1 Визначення навантажень

Значення навантажень, що діють на проектуєму будівлю визначаються згідно ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження та впливи».

Вітрове навантаження

Нормативне значення вітрового навантаження w_m на висоті z відносно поверхні землі визначається:

де w_0 – нормативне значення вітрового навантаження;

k – коефіцієнт, враховуючий зміни вітрового навантаження по висоті;

c – аеродинамічний коефіцієнт.

Схема дії вітрового навантаження (рис. 3.1).

а)

б)

Рис. 3.1. Схема дії вітрового навантаження: а – навітряна сторона; б – підвітряна сторона

Чисельні значення вітрового навантаження в залежності від висоти будівлі (табл. 3.1).

Таблиця 3.1

Визначення значень вітрового навантаження

Висота Z м	Коеф.	w_0 кгс/м ²	C_e	C_{e_0}	$w_{надвіт.}$	$w_{підвіт.}$	M	Навітряна кгс/м	Підвітряна кгс/м
3,4	0,4	46,0	0,8	- 0,6	15,4	-11,52	2,4	36,4	-27,3
6,8	0,4				15,4	-11,52	3,3	50,7	-38,1
10,2	0,42				15,7	-11,81	3,3	51,9	-38,8
13,6	0,46				17,7	-13,25	3,3	58,3	-43,7
18,2	0,52				19,6	-14,69	3,3	64,6	-48,5
21,6	0,56				21,1	-15,84	3,3	69,7	-52,3
25,0	0,6				23,0	-17,28	3,0	69,2	-51,9
26,7	0,64				24,6	-18,43	3,3	81,1	-60,8

Снігове навантаження.

Снігове навантаження приймається як короткочасне. Характеристичне значення короткочасного снігового навантаження відповідно району будівництва становить $S_0 = 1600 \text{ Па} = 160,0 \text{ кгс/м}^2$.

Гранично припустиме значення снігового навантаження визначається за:

$$S_m = S_0 \times C \text{ (кгс/м}^2\text{)},$$

$$C = \mu \times C_e \times C_{alt}.$$

де $C_e = 1,0$ – коефіцієнт, що враховує експлуатаційні особливості експлуатації покрівлі;

$C_{alt} = 1,0$ – коефіцієнт, що враховує географічну висоту;

$\mu = 1,0$ – коефіцієнт, який враховує перехід ваги снігу на покрівлі до снігового навантаження на покрівлю.

$$S_m = 160,0 \times 1,0 \times 1,0 \times 1,0 = 160,0 \text{ кгс/м}^2.$$

Розрахункове значення снігового навантаження визначається:

$$S_n = S_m \times \gamma_{fm} = 160,0 \times 1,14 = 183,0 \text{ кгс/м}^2.$$

де γ_{fm} – коефіцієнт надійності по навантаженню = 1,14.

Постійні навантаження.

Власна вага конструкцій вираховується автоматично в ПК «ЛІРА-САПР»:

- залізобетонні конструкції - 2,5 т/м³;
- металеві конструкції - 7,85 т/м³.

Рівномірно-розподілене навантаження:

- по перекриттям (враховуючи конструкцію підлог) - 220 кгс/м²;
- по покриттю 360 кгс/м²;
- лінійні навантаження – 1000,0 кгс/м.

Зосереджені навантаження:

- сходові марші, площадки балкони - 2100 кгс/м;

Прийняте значення коефіцієнта надійності по навантаженню $\gamma_{fm}=1,1$.

Тривалі навантаження:

- від технічного обладнання ліфти, підйомники, шахти (рівномірно-розподілене) - 1000 кгс/м².

Прийнятий коефіцієнт надійності по навантаженню $\gamma_{fm}=1,2$.

Короткочасні навантаження:

- по технічним приміщенням - 200 кгс/м²;
- по адміністративним приміщенням - 200 кгс/м²;

- по житловим приміщенням - 150 кгс/м^2 ;
- по ліфтовим холам, сходам, коридорам - 300 кгс/м^2 ;

Прийняте значення коефіцієнта надійності по навантаженню $\gamma_{fm} = 1,3$.

Тимчасове навантаження:

- на міжповерхові перекриття - 400 кг/м^2 .

Прийняте значення коефіцієнта надійності по навантаженню $\gamma_{fm} = 1,2$.

3.2 Статичний розрахунок каркасу будівлі

3.2.1 Розрахункова модель каркасу будівлі

Основою для розробки розрахункової моделі каркасу будівлі є архітектурно-будівельні креслення (рис. 3.2).

а)

б)

в)

д)

Рис. 3.2. Архітектурно-будівельні креслення каркасу будівлі: а – фасад в осях 35-1; б – план першого поверху; в – розріз по осі 10; д – розріз по осі 20

В зв'язку з складною конфігурацією будівлі змінної поверховості, ширини та габаритних параметрів (найвища - V категорія складності) для спрощення побудови розрахункової моделі каркасу будівлі, окремо розглядаються три деформаційні блоки (по деформаційно-посадковим швам):

- перший блок в планувальних кроках по осям 1 – 14;
- другий блок в планувальних кроках по осям 14' – 25;
- третій блок в планувальних кроках по осям 25' – 35.

Побудова розрахункової 3-D моделі виконано в багатофункціональному програмному комплексі ЛІРА-САПР (рис. 3.3 – 3.5). Загальний вигляд розрахункової моделі (рис. 3.6).

Рис. 3.3. 3-D моделі каркасу будівлі в осях 1- 14

Рис. 3.4. 3-D моделі каркасу будівлі в осях 14^l – 25

Рис. 3.5. 3-D моделі каркасу будівлі в осях 25^l – 35

Рис. 3.6. Загальний вигляд розрахункової 3-D моделі каркасу будівлі в осях 1 – 35

3.2.2 Прийняті навантаження та їх комбінації

Навантаження визначались згідно норм розрахунку та проектування. Розрахунки проводились на власну вагу, корисне навантаження, вітрове, сейсмічне навантаження та на найбільш несприятливі комбінації цих навантажень. Навантаження на розрахункову 3-D моделі каркасу будівлі по блокова задавались у вигляді окремих завантажень які включали в себе:

- **постійні навантаження:** власна вага конструкцій;
- **тимчасове навантаження:** корисне навантаження снігове і вітрове.

Завантаження 1 – задавалось від власної ваги конструкцій і моделювалось у вигляді місцевих розподілених та зосереджених сил, які діють по осі Z. Власна вага елементів вираховувалась автоматично.

Завантаження 2 – задавалось як корисне навантаження згідно ДБН-В.1.2-2-2006.

Завантаження 3 – задавалось як граничне розрахункове вітрове навантаження.

Завантаження 4 – задавалось як граничне розрахункове значення снігового навантаження.

Прийняті комбінації завантажень (табл. 3.2).

Таблиця 3.2

Прийняті сполучення завантажень

Номер комбінації	Найменування завантаження
1	постійні + тимчасові + технологічні навантаження

2	постійні + тимчасові + технологічні навантаження + снігові
3	постійні + тимчасові + технологічні навантаження + вітрові
4	постійні + тимчасові + технологічні навантаження + вітрові + снігові

Сейсмічні навантаження в ПК ЛІРА-САПР враховувались автоматично.

3.2.3 Результати розрахунку в ПК ЛІРА-САПР

В результаті розрахунку були отримані переміщення вузлів, напруження та зусилля по кожному елементу розрахункової моделі за напрямком осей основної системи координат X , Y , Z . Для кожного скінченного елемента по кожному завантаженню та комбінації завантажень були визначені зусилля M_x , M_y , M_z , N_x , N_y , N_z , Q_x , Q_y , Q_z .

В зв'язку з великим обсягом інформації результати розрахунків основних несучих конструкцій представлені у вигляді ізополів по кожному деформаційному блоку (3.7 – 3.10).

Деформаційний блок в осях 1 – 14
а) б)

Рис. 3.7. Ізополя переміщень від дії найбільш несприятливої комбінації навантажень включаючи сейсмічні навантаження: а – в напрямку осі X ; б – в напрямку осі Y

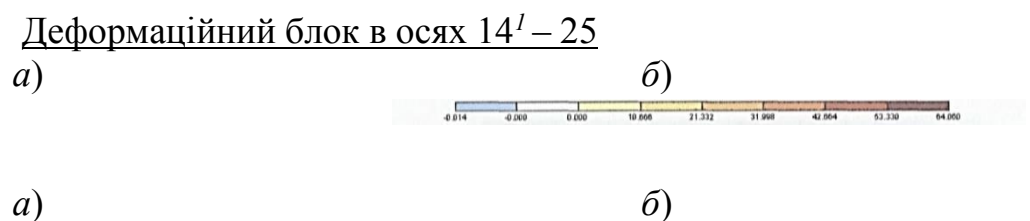


Рис. 3.8. Ізополя переміщень від дії найбільш несприятливої комбінації навантажень включаючи сейсмічні навантаження: а – в напрямку осі X ; б – в напрямку осі Y

Деформаційний блок в осях 25^l – 35
а) б)

Рис. 3.9. Ізополі переміщень від дії найбільш несприятливої комбінації навантажень включаючи сейсмічні навантаження: *a* – в напрямку осі X; *б* – в напрямку осі Y

a)

б)

Рис. 3.10. Ізополі найбільших переміщень від дії основного сполучення навантажень: *a* – горизонтальні переміщення; *б* – вертикальні переміщення

3.2.4 Аналіз статичного розрахунку каркасу будівлі

По результатам статичного розрахунку каркасу проведено відбір найбільш навантажених елементів конструкцій які представлені на рис. 3.7 – 3.10 для подальшого їх конструювання.

Крім того, по результатам розрахунку деформаційних блоків визначено, що найбільше значення горизонтального переміщення виникають на позначки 23,8 м і становлять $f = 37,0$ мм.

Згідно ДСТУ Б. В 1.2-3:2006 «Прогини та переміщення» для багатоповерхових будівель максимальне горизонтальне переміщення повинно бути в межах $f_u \geq f$.

Перевіряємо: $f_u = h/500 = 26700/500 = 53,4$ мм $\geq 37,0$ мм.

Основна умова виконується.

3.3. Розрахунок монолітної плити перекриття

3.3.1. Загальні положення по розрахунку

Плити перекриття розраховуються по першій та другій групам граничних станів. Граничний стани першої групи визначається нерівністю:

$$N_{\max} \leq \Phi_{\min},$$

де $N_{\max}$ – найбільше зусилля в плити перекриття від найбільш несприятливих комбінації завантажень;

$\Phi_{\min}$ – найменше граничне зусилля, яке може сприйняти плита.

Розрахунок по другій групі граничних станів виконують для того, щоб попередити неприпустимі деформації плити (тріщини, надмірні переміщення, вигини тощо). При цьому повинні бути виконані вимога:

$$N^H_{\max} \leq N_t; \quad M^H_{\max} \leq M_t.$$

3.3.2 Вихідні умови розрахунку плити у ПК ЛПА АРМ

Відповідно до прийнятих архітектурно-будівельних рішень, плити перекриття та покриття виконані як монолітні залізобетонні товщиною 200 мм.

Бетон важкий класу С20/25, за морозостійкістю F100, за водопроникністю W4. Природні умови твердіння.

З технологічних міркувань прийнята поздовжня арматура класу А400С, поперечна А400С по ДСТУ 3760-98.

За результати статичного розрахунку найбільші напруження виникають в плитах перекриття деформаційного блоку в осях 14 - 25 (рис. 3.11 а, б).

Рис. 3.11. Найбільші напруження в плиті перекриття деформаційного блоку в осях 14 – 25

Розрахунок поздовжньої арматури в прольотах каркасу проводимо по нормальним перетинам від дії максимального згинального моменту.

3.3.3 Результати розрахунку плити в ПК ЛПА - АРМ

Підбір арматури монолітної плити перекриття деформаційного блоку в осях 14 – 25 виконуємо з допомогою програми ЛПА АРМ (рис. 3.12 – 3.13).

Фрагмент плити перекриття деформаційного блоку в осях 14 – 25

a)

б)

Рис. 3.12. Необхідна площа армування плити перекриття в осях 14 – 25 на позначки +27.200 по осі X (см^2 на 1п.м): *a* – ніжне армування *б* - верхнє армування

a)

б)

Рис. 3.13. Необхідна площа армування плити перекриття в осях 14 – 25 на позначки +27.200 по осі Y (см^2 на 1п.м): *a* – ніжне армування *б* - верхнє армування

По результатам розрахунків конструюємо армування плити перекриття, див. креслення аркуш № 5.

3.4 Розрахунок діафрагми жорсткості

3.4.1 Загальні положення по розрахунку

Внутрішня просторова жорсткість багатоповерхових каркасів будівель конструктивно досягається встановленням в'язевих діафрагм в поперечному і повздовжньому напрямках. Горизонтальні вітрові навантаження, що діють на діафрагми передається в рівні міжповерхового перекриття. А вертикальні навантаження збираються з відповідних вантажних площадок діафрагм. Діафрагми жорсткості працюють як позацентрова стиснуті стійки, які жорстко защемлені у фундаменті. Розрахункова модель залізобетонної діафрагми жорсткості (рис. 3.14).

Сортамент повздовжньої та поперекової арматури	12,14,16,18,20,22,25, 28,32
--	--------------------------------

Таблиця 3.4

Розрахункові характеристики матеріалів:

Розрахункові характеристики матеріалу	Щільність	Міцн. мат. ст.	Міцн. мат. розт.	Міцн. арм. повз	Міцн. арм. поп.
Залізобетон	2,5	1730,0	122,0	37500,0	23000,0

Геометричні параметри, координати:

- ширина - 25 (см);
- довжина - 710 (см);
- висота – 330 (см).

Таблиця 3.5

N вузла	X	Y	N вузла	X	Y
2-й елемент розрізу. ТОВЩИНА СТІНИ			МАТЕРІАЛ Залізобетон		
N вузла	X	Y	N вузла	X	Y
1	7.8	3.3	2	1.8	3.3
3	1.8	6.3	4	7.8	6.3
3-й елемент розрізу. ТОВЩИНА СТІНИ			МАТЕРІАЛ Залізобетон		
N вузла	X	Y	N вузла	X	Y
5-й елемент розрізу. ТОВЩИНА СТІНИ			МАТЕРІАЛ Залізобетон		
N вузла	X	Y	N вузла	X	Y
1	7.8	12.3	2	1.8	12.3
3	1.8	15.3	4	7.8	15.3
7-й елемент розрізу. ТОВЩИНА СТІНИ			МАТЕРІАЛ Залізобетон		
N вузла	X	Y	N вузла	X	Y
1	7.8	18.3	2	1.8	18.3
3	1.8	21.3	4	7.8	21.3
8-й елемент розрізу. ТОВЩИНА СТІНИ			МАТЕРІАЛ Залізобетон		
N вузла	X	Y	N вузла	X	Y
1	7.8	21.3	2	1.8	21.3
3	1.8	24.3	4	7.8	24.3
9-й елемент розрізу. ТОВЩИНА СТІНИ			МАТЕРІАЛ Залізобетон		
N вузла	X	Y	N вузла	X	Y
1	7.8	24.3	2	1.8	24.3
3	1.8	27.3	4	7.8	27.3
10-й елемент розрізу. ТОВЩИНА СТІНИ			МАТЕРІАЛ Залізобетон		
Стіни					

Таблиця 3.6

Прийняті розрахункові навантаження та їх поєднання

	N , тс.	M_x , тс.м	M_y , тс.м	Q_x , Тс.	Q_y , тс.	T , тс.м
ПО+ДЛ+КР-В2_	174	0.322	-0.901	-1.17	0.24	0
длит. часть	155	0.206	-0.77	-1.02	0.181	0
S_{nc}, T_y						
ПО+ДЛ+КР-В2_	169	-0.47	2.98	-1.17	0.24	0
длит. часть	150	-0.39	2.59	-1.02	0.181	0
S_{vc}						
ПО+ДЛ+КР-В1_	169	-0.447	2.99	-0.97	0.208	0
длит. часть	150	-0.39	2.59	-1.02	0.181	0
S_{lc}						
ПО+ДЛ+КР+В1_	174	0.236	-1.56	-1.37	0.208	0
длит. часть	155	0.206	-0.77	-1.02	0.181	0
S_{nc}, T_x						
ПО+ДЛ+КР+В2_	174	0.152	-0.872	-1.16	0.175	0
длит. часть	155	0.206	-0.77	-1.02	0.181	0
N_c						
ПО+В1_	174	0.237	-0.887	-1.17	0.208	0
длит. часть	155	0.206	-0.77	-1.02	0.181	0
$S_{nc}, S_{nc}, N_c, T_x, T_y$						
ПО+В1	169	-0.448	2.97	-1.17	0.208	0
длит. часть	150	-0.39	2.59	-1.02	0.181	0
S_{vc}, S_{lc}						

Таблиця 3.7

Прийняті коефіцієнти надійності по відповідальності

В розрахунку враховувати автоматичне сформування РСН Розрахункові сполучення навантажень.

3.4.3. Результати розрахунку

Результати підбору арматури (риз. 3.16).

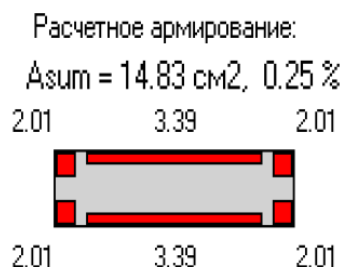


Рис. 3.16. Армування залізобетонної діафрагми жорсткості

По результатам розрахунків конструємо армування діафрагми жорсткості, див. креслення аркуш № 6.

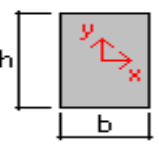
3.5 Розрахунок найбільш навантаженої монолітної колони

3.5.1 Вихідні умови розрахунку колони у ПК ЛІРА-АРМ

З статичного розрахунку каркасу будівлі визначено, що найбільш навантажена колона по осі 17 в деформаційному блоку по осям 14 – 25 (рис. 3.17).

Геометричні параметри залізобетонної колони наведені у табл. 3.8.

Таблиця 3.8

Геометричні параметри монолітної залізобетонної колони		Розміри (см):	
		- h	40
		- b	40
		Площа (см ²)	1600
	Висота поверху (см)		330
	Висота перекриття (см)		20

ної залізобетонної колони

Прийняті матеріали наведені у табл. 3.9

Таблиця 3.9

Матеріали монолітної залізобетонної колони

Бетон важкий	C25/30
Арматура:	
- повздовжня клас	A400C
- поперечна клас	A240C
Сортамент арматури	10, 12, 14, 16, 18, 20, 22, 25, 28, 32, 35, 40
Захисний шар повздовжньої арматури, мм	20
Прив'язка повздовжньої арматури, мм	40

3.5.2 Розрахунок колони у ПК ЛІРА-АРМ

Визначення розрахункової довжини та гнучкості колони

Коеф. розрахункової довжини:	- $m X$	1.0
	- $m Y$	1.0
Розрахункова довжина, мм:	- $Lo X$	2940
	- $Lo Y$	2940
Гнучкість:	- $Lo/h X$	7,35
	- $Lo/h Y$	7,35

Значення навантажень

Результати	N, (Тс)	M _x , (Тс м)	M _y , (Тс м)	Q _x , (Тс)	Q _y , (Тс)	T, (Тс м)	Пр
Постійне	122.0	0.251	-0.540	-0.246	0.331	0	низ
	120.0	-1.21	0.491	-0.245	0.323	0	верх
Довготривале	16.5	0.0419	-0.092	-0.041	0.045	0	низ
	16.5	-0.153	0.081	-0.041	0.044	0	верх
Короткочасне	65.5	0.169	-0.366	-0.162	0.189	0	низ
	65.5	-0.622	0.319	-0.162	0.189	0	верх
Вітрове 1	0.006	0.027	-0.153	-0.064	0.01	0	низ
	0.006	-0.021	0.109	-0.064	0.01	0	верх
Вітрове 2	-0.089	-0.467	0.076	0.033	-0.21	0	низ
	-0.089	0.363	-0.057	0.033	-0.21	0	верх

Коефіцієнти надійності рівня відповідальності

	Пост.	Тривале	Короткочасне	Вітр.	Сейсм.
Надійності	1.15	1.15	1.2	1	1
Довготривалості	1.0	1.0	0.35	-	-
Тривалості	1.0	1.0	1.0	-	-

Коефіцієнти розрахункових поєднань навантажень

	Пост.	Тривале	Короткочасне	Вітр.	Сейсм.
--	-------	---------	--------------	-------	--------

	Пост.	Тривале	Короткочасне	Вітр.	Сейсм.
I, основне	1.0	1.0	1,0	1.0	-
II, основне	1.0	0.95	0.9	0.9	-
III, особливе	0.9	0.8	0.8	-	1.0

3.5.3 Результати розрахунку колони у ПК ЛІРА-АРМ

Розрахункове армування

A_{su}	4 x (2.115)
Повздовжня арматура, см^2 :	
- повна (чотири стержня)	8.46
- по міцності	8.46
- % армування	0.053
Поперечна арматура, $\text{см}^2/\text{м.п}$	0.024

По результатам розрахунку конструємо колону. Армування колони див. креслення аркуш №5.

4. ГРУНТОВІ ОСНОВИ ТА ВЛАШУВАННЯ ФУНДАМЕНТІВ

4.1 Геологічні дослідження ділянки забудови

При візуальному обстеженні структури території забудови визначено, що інженерно-геологічна структура складна (рис. 4.1). Така візуально-оглядова характеристика геологічної будови має суттєве значення у плані визначення будівельних заходів по освоєнню території забудови.

Рис. 4.1. Загальний вигляд ділянки забудови

При натурному дослідженні території забудови була виконана топографічна зйомка майданчика забудови (рис. 4.2). Враховуючи літологію та фактичний фізичний стан ґрунтів визначені місця розробки геологічних свердловин для подальших досліджень.

Рис. 4.2. Топографічна зйомка майданчика забудови з позначенням місць розробки свердловин

По результаті візуально-оглядової характеристики проектуємого майданчику зазначено, що окремими місцями у підніжжі схилу, вздовж всього узбережжя, спостерігаються осипи ґрунтових прошарків, що вказує на наявність зсувних процесів ґрунтових масивів.

Досліджена ділянка будівництва розкрита буровими свердловинами з відбором порід кожного прошарку для лабораторних досліджень. Відповідно до вимог ДСТУ 21-5-96 проведені лабораторні випробування товщі ґрунтів кожного прошарку по генетичним ознакам та фізико-механічним властивостям.

Геологічний розріз по розроблених свердловинах (рис. 4.3).

Рис. 4.3. Найбільш характерний геологічний розріз ділянки забудови

В геологічній будові досліджуваної ділянки визначено те, що ґрунтові прошарки різного генезису та віку. Здебільш, товщі ґрунтових прошарків характеризуються третинними та четвертинними породами. По узбірежю (нижня частина – третинні відкладення) характеризуються пісками з прошарками піщаної глини із змінною глибиною залягання. Вище (четвертинні відкладення) характеризуються піщаними породами з прошарками сірої глини із змінною глибиною залягання.

Інженерно-геологічні умови та фізико-механічні властивості ґрунтових прошарків ділянки забудови визначались згідно ДБН А.2.1-1-2008 «Інженерні

вишукування для будівництва». По ДСТУ Б В.2.1-2-96 «Ґрунти. Класифікація» прошарки ґрунтової основи класифікуються як кристалічні ґрунтові породи які представлені піщаними відкладеннями та прошарками неогенових глин. Більш

широке поширення мають відкладення піску мілкої та середньої крупності з вкрапленням глини, які займають більшу частину узбережжя.

По результатам проведених лабораторних досліджень визначені розрахункові значення фізико-механічних властивостей кожного ґрунтового прошарку, які наведені у табл. 4.1.

Таблиця 4.1

Фізико-механічні характеристики ґрунтових прошарків

На досліджуваній території ґрунтову основу складають піщані породи. За фізико-механічними властивостями піщані породи поділені на піски дрібні, середньої крупності та крупні, а по щільності вони розділені на пухкі, середньої щільності та щільні.

Під час розробки свердловин ґрунтові води не виявлені. Але, треба зазначити, що у весінній періоді в глинистих прошарках, інтенсивно збирається поверхневі води типу «верховодка» практично по всіх схилах на глибину 0,6 - 1,1 м. Живлення «верховодки» здійснюється за рахунок атмосферних опадів. За хімічним складом вода мінералізована 0,3 - 0,6 г/л, слабо агресивна до бетонів марки W. Сезоне промерзання ґрунтів становить від 0,6 до 0,9 м.

За сейсмічними властивостями територія будівництва (ДБН В.1.1-12:2016 «Будівництво в сейсмічних районах України» та карт ОСР) ділянка забудови відноситься до сейсмічної зони.

4.2 Висновки по результатам інженерно-геологічних досліджень

1. Згідно єдиних «Схем інженерно-геологічного районування України» та за наявності сукупності факторів (додаток “Ж”, ДБН А.2.1-1-2008) ділянка забудови відноситься до підвищеної складності будівельних умов з її освоєння. Можливі геодинамічні процеси – зсуви ґрунтових прошарків, просідання ґрунтових масивів, підтоплення прибережної зони.

2. За ДБН В. 1. 1-12:2014 сейсмічність території забудови за класом відповідальності СС2 – 5 балів, за класом відповідальності СС3 – 6 балів, по додатку таб. 5.1, категорія ґрунтів за сейсмічними властивостями – III.

3. В геологічній структурі ґрунтові прошарки №1, 2, 3, 4 слабкі (розрахункові показники наведені у таблиці 4.1), як природна основа не придатні для використання під фундаменти.

4. Ґрунтові прошарки № 6, 7 мають найбільші показники модуля пружності від 30,0 до 35,0 МПа і можуть бути використані як природна основа під фундаменти забудови.

5. Враховуючи фактичний геологічний стан досліджуваних ґрунтів, найбільш доцільно влаштування пальових фундаментів з плитним ростверком.

Рекомендації

При проектуванні розпланування схилів, вздовж всього узбережжя розробити проект протиерозійного захисту схилів, передбачивши спорудження нових підпірних стінок та каналів водовідведення атмосферних опадів і поверхневих вод.

При проектуванні об'єктів будівництва передбачити підсилену гідроізоляцію стін підвалів та підлог заглиблених приміщень.

4.3 Загальні положення по розрахунку пальових фундаментів

При проектуванні і розрахунку конструкції пальових фундаментів з плитним ростверком потрібно:

- враховувати властивості застосовуємого матеріалу для паль і ростверку;
- визначити оптимальну несучу спроможність одиночної палі.

Палі будь-яких типів розраховуються по опору матеріалу стовбура та опору ґрунтової основи по кожному із ґрунтових прошарків.

Палі розраховуються по двом групам граничних станів.

За першою групою за несучою спроможністю одиночної палі згідно ДБН В.2.1-10-2009 «[Основи та фундаменти споруд](#). Основні положення проектування», додаток Н, «Визначення несучої здатності паль за властивостями ґрунтової основи розрахунком».

За другою групою - згідно ДБН В.2.1-10-2009 «[Основи та фундаменти споруд](#). Основні положення проектування» додаток П, «Розрахунок паль і пальових фундаментів за деформаціями основ».

Розрахункові схеми роботи палі та осідання паль згідно ДБН В.2.1-10-2009 приведені (рис. 4.4, рис. 4.5).

Рис. 4.4. Розрахункова схема роботи палі по першій групі граничних станів

Рис. 4.5. До розрахунку по другій групі граничних станів

Визначення розрахункового навантаження, що допустиме на одну палю виконується згідно отриманих даних по інженерно-геологічним дослідженням. За вимогами нормативів несуча здатність одиночної палі визначається:

$$F_d = \gamma_c \times (\gamma_{cR} \cdot R \cdot A + U \cdot \sum_{i=1}^n \gamma_{cf} \cdot f_i \cdot h_i),$$

де γ_c □ коефіцієнт умов роботи палі в ґрунті;

R □ опір ґрунту під нижнім кінцем палі, кПа;

A □ площа спирання палі на ґрунт, м²;

U □ периметр стовбура палі, м;

f_i □ розрахунковий опір певного шару ґрунту о бічну поверхню палі, кПа;

h_i □ товщина певного шару ґрунту, дотичного до бічної поверхні палі, м;

γ_{cR}, γ_{cf} □ коефіцієнти умов роботи ґрунту.

Несучу здатність палі F_d (кН), (згідно рис. 4.4), визначають як суму опорів ґрунтів під нижнім кінцем палі та її бічній поверхні.

4.4 Розрахунок пальових фундаментів

Відповідно отриманим результатам з інженерно-геологічних умов будівельного майданчику та лабораторно визначених фізико-механічні характеристик ґрунтових прошарків, враховуючи висновки результатів проведених геологічних дослідження було прийнято рішення □ влаштування пальових

фундаментів. Треба відмітити, що піщані ґрунти є надійною ґрунтовою основою під фундаменти. Тому мілкий пісок у прошарках №6 та №7 з найвищим модулем пружності $E = \text{від } 30,0 \text{ до } 36,0 \text{ МПа}$ забезпечить достатню несучу спроможність основи під пальове поле.

З конструкційних та технологічних міркувань було прийнято рішення застосування буроін'єкційних паль глибиною закладання до 10,0 м, Ø420 мм, з основними геометричними характеристиками:

- периметр палі $u = \pi d = 3,14 \times 0,42 \approx 1,31 \text{ м}$.
- площа перерізу палі $A = \pi R^2 = 3,14 \times 0,21^2 \approx 0,14 \text{ м}^2$.

Розрахунок несучої здатності палі за властивостями ґрунтової основи виконуємо з умов найбільшого навантаження на ростверк.

Розрахункове навантаження на 1 м/п ростверку пальового фундаменту прийнято по статичному розрахунку каркасу будівлі:

- постійні навантаження: $N_{\Pi}^p = 250,0 \text{ кН} = 25,0 \text{ тс}$;
- тимчасові навантаження: $N_{\Gamma}^p = 15,0 \text{ кН} = 1,5 \text{ тс}$;
- загальне навантаження: $N^p = N_{\Pi}^p + N_{\Gamma}^p = 250,0 + 150,0 = 400,0 \text{ кН} = 40,0 \text{ тс}$.

Розрахункове значення опору прошарків ґрунтів о бічну поверхню палі визначаємо:

$$R = 0,75\alpha_d(\alpha_1\gamma'_1d + \alpha_2\alpha_3\gamma_1h) = 0,75 \times 0,25 \times (60,0 \times 21,0 \times 0,42 + 110,5 \times 0,78 \times 22,0 \times 14,0) =$$

$$= 4103,1 \text{ кПа} \approx 4103 \text{ кН/м}^2 \approx 410,0 \text{ тс/м}^2;$$

$$F_d = \gamma_c \times (\gamma_{cR} \cdot R \cdot A + U \cdot \sum_{i=1}^n \gamma_{cf} \cdot f_i \cdot h_i) = 1,0 \times (1,0 \times 410,0 \times 0,14 + 1,31 \times 0,7 \times (1,75 \times 0 + 0,63 \times 48,0 + 5,3 \times 53,0 + 1,1 \times 58,0)) \approx 1021 \text{ кН} = 102,0 \text{ тс}.$$

Допустиме розрахункове навантаження на одиночну палю:

$$P = F_d / \gamma_k = 1021 / 1,35 = 75,7 \text{ кН} \approx 76,0 \text{ тс}.$$

З головної умови $P > N^p = 76,0 \text{ тс} > 40,0 \text{ тс}$. Головна умова виконується

Згідно вимог ДСТУ Б В.2.1–9–2002 «ґрунти. Методи польових випробувань статичним та динамічним зондуванням» було проведено випробування експериментального куща паль максимальним статичним навантаженням. Випробування виконувались по влаштованному кущу паль, який складався з п'ятьх однотипних одиночних паль, занурених на глибину 9,6 м (рис. 4.6) статичним навантаженням.

Рис. 4.6. Влаштування експериментального куща паль для проведення статичних випробувань навантаженням

Статичні випробування куща паль проводились на максимальне навантаження $1,15F_d$, по розробленій схемі (рис. 4.7).

Рис. 4.7. Схема випробування куща паль максимальним статичним навантаженням

По результатам статичних випробувань експериментального куща паль було визначено, що максимальна несуча спроможність однієї палі Ø420 мм, глибиною занурення до 9,6 м з позначки -3,850 становить 79,0 тс (рис. 4.8).

Рис. 4.8. Графік залежності осадки паль від максимального статичного навантаження

4.5 Перевірка осадки фундаменту

Осадки фундаментів визначені пошарово в єдиній табличній формі (табл. 4.2).

Таблиця 4.2

Визначення осадок пального фундаменту

№	$Z, \text{ м}$	$\xi = \frac{2Z}{b}$	α	$\sigma_{zg}, \text{ КПа}$	$\sigma_{zp}, \text{ КПа}$	$\sigma_{cp}, \text{ КПа}$	$h_i, \text{ м}$	$E_i, \text{ КПа}$	$S_i, \text{ КПа}$
0	0	0	1	162,11	325,79	265,00	1,2	33000	0,006
1	1,2	1,39	0,63	182,69	204,28		1,2	33000	0,005
2	2,4	2,79	0,28	203,31	91,89		1,2	33000	0,003
3	3,6	4,24	0,15	223,87	50,18		1,2	33000	0,002
4	4,8	5,66	0,15	244,47	48,53		1,2	33000	0,001
5	6	7,11	0,08	265,09	25,42		1,2	33000	0,001

$$\sum S = 0,015\text{м} = 1,5\text{см} < S_u = 12,0\text{ см}$$

Основна умова по просадки пального фундаменту виконується.

4.6. Розрахунок пального ростверку у ПК ЛІРА САПР

З конструктивних міркувань відповідно до архітектурно-будівельних креслень приймаємо висоту ростверку 800 мм з нижнім та верхнім армуванням. Розрахунки проводимо у програмному комплексі ЛІРА САПР (рис. 4.9 – 4.10).

4.7. Конструювання пальових фундаментів

Остоточно приймаємо буроінекційну палю діаметр Ø420 мм, глибиною занурення 9900 мм, арматура просторовим каркасом Ø300 мм, загальною довжиною 4500 мм.

Приймаємо арматуру:

- повздовжню – 8 стержнів Ø16 A400C;
- поперекову – 13 стержнів закруглених по Ø300 мм, з кроком 450 мм, Ø8 A240C. Ескіз армування буроінекційної палі (рис. 4.11).

Конструктивно (за архітектурно-будівельними кресленнями) приймаємо жорсткий залізобетонний ростверк по буроінекційним палям. Конструкція ростверку жорстка, тому перевірка ростверку на продавлювання не потрібна. Конструктивно приймаємо армування ростверку верхньою та нижньою арматурними сітками (рис. 4.12).

5. ТЕХНОЛОГІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА

5.1 Розробка технологічної карти на влаштування буронабивних паль

За технологією буронабивні палі виготовляються ґрунтовими, бетонними та залізобетонними. В даний час розроблено і застосовують велику кількість варіантів вирішення таких паль. Залежно від ґрунтових умов буронабивні палі влаштовують:

- методом без кріплення стінок свердловин (використовується глиняний розчин для запобігання обваленню стінок свердловини);
- методом кріплення стінок свердловин обсадною трубою.

В нашому випадку, згідно проектного рішення, застосовуються залізобетонні палі глибиною занурення 9,9 м, Ø420 мм. Буронабивні палі влаштовуються на місці проектного положення шляхом буріння свердловин до проектної позначки, занурення обсадної труби, опускання арматурного каркасу та заповнення свердловин пластичною бетонною сумішшю з пошаровим ущільненням бетонної суміші. Такий метод влаштування паль простий та економічно доцільний, але потребує спеціального технологічного обладнання.

Технологія влаштування буронабивних паль в складних геологічних умовах (з умов оповзневих ґрунтів) із застосуванням традиційних технологій на базі використання важкої та громіздкої техніки виявляється неприйнятним і фактично небезпечним із-за можливого сповзання ґрунтових масивів від впливу навантажень такого технологічного навантаження.

На сучасному етапі будівництва з розвитком та вдосконаленням технологічного обладнання та технологічних процесів будівельного виробництва стає можливим безпечно виконання будівельно-монтажних робіт з влаштування буронабивних паль в геологічних умовах нестійких (оповзневих) ґрунтів. Влаштування буронабивних паль з використанням обсадних труб можливо в будь-яких геологічних умовах навіть при оповзневих і просадкових ґрунтах. Використовуючи обсадну трубу можливо виготовлювати буронабивні палі в діаметрі від 400 до 1200 мм та довжиною до 30,0 м.

5.2 Область застосування технологічної карти

Дана технологічна карта розроблена на влаштування буронабивних паль.

Картою на виконання робіт з влаштування буронабивних паль передбачено послідовне виконання технологічних процесів:

- буріння свердловин до проектних позначок;
- навантаження на вивіз вибраного ґрунту;
- опускання в свердловину арматурного каркасу;
- бетонування свердловини з ущільненням бетонної суміші;
- формування оголовка палі.

Технологічний процес виконується комплектом машин:

- бурова установка BG-36;
- стріловий кран МКГ-25.01А;
- автобетонозмішувач СБ-92;
- фронтальний навантажувач WL3000;
- автосамоскид МАЗ-5549;
- автодовгомір КАМАЗ-2413.

5.3 Вимоги до виконання робіт з влаштування буронабивних паль

Проектування проектів виконання робіт (ПВР) з влаштування буронабивних паль без дослідження інженерно-геологічних умов та обґрунтування не допускається.

При розробці проектів виробництва робіт і організації будівництва повинні виконуватися вимоги по забезпеченню надійності конструкцій на всіх стадіях їх зведення. Для цього слід враховувати місцеві умови будівництва, наявний досвід будівництва та експлуатації збудованих об'єктів, що працюють в аналогічних інженерно-геологічних умовах. Дані про кліматичні умови району будівництва повинні прийматися відповідно до ДБН В.1.2-2:2006.

При виконанні робіт з влаштування буронабивних паль будь-які конструкції, вироби і матеріали повинні відповідати вимогам проектних рішень, стандартам і технічним умовам. Заміна передбачених проектом конструкцій, виробів і матеріалів допускається тільки за узгодженням з проектною організацією і замовником.

При виконанні земляних робіт слід постійно здійснювати вхідний, операційний і приймальний контроль.

Перед початком буріння свердловин внутрішні поверхні секції інвентарних обсадних труб ретельно очищають від налиплого ґрунту і цементного молока, що попало на їх стінки при бетонуванні попередньої свердловини. На будівельному майданчику організовують спеціальну ділянку для очищення і миття секцій обсадних труб.

При влаштуванні куща паль буріння кожній подальшій свердловини виробляють не раніше, ніж через 8 годин після укладання бетону в попередню свердловину. При відстані між палями в світлі, що перевищує два діаметри палі, взаємний порядок буріння і бетонування свердловин допускається не регламентувати.

Після закінчення буріння перевіряють відповідність проекту фактичних розмірів свердловин, відмітки їх гирла, забою і розташування кожної

свердловини в плані, а також встановлюють відповідність типу ґрунту даним інженерно-геологічних досліджень (при необхідності із залученням геолога).

До занурення армокаркасу його повинен оглянути представник авторського і незалежного нагляду із складанням акту на приховані роботи.

Опускання арматурного каркаса в свердловину за відсутності сертифікату не допускається. Номер сертифікату каркаса, фіксують в журналі виробництва робіт.

Приймання влаштованих буронабивних паль слід виконувати із складанням актів огляду на приховані роботи.

5.4 Технологічна послідовність виконання робіт

До початку буріння свердловин проводиться ретельна інструментальна перевірка відміток спланованої поверхні та положення осей. В разі виявлення проектних відхилень виконують відповідне корегування. Буріння свердловин виконують із застосуванням інвентарної обсадної труби. Ріжучий наконечник вмонтовується в нижньому фланці першої секції обсадної труби (рис. 5.1).

Рис. 5.1. Ріжучий наконечник інвентарної обсадної труби

При бурінні свердловин на проектне місце розташування палі встановлюють сталеві кондуктора для забезпечення вертикальності свердловини. Потім здійснюють буріння свердловин під захистом обсадної труби (рис. 5.2).

Рис. 5.2. Буріння свердловин під захистом обсадної труби: 1- бурова машина; 2 - кондуктор для забезпечення вертикальності свердловин; 3 - обсадна труба; 4 - дорожнє покриття; 5 - робочий орган бурової машини

Обсадні труби складаються з окремих секцій довжиною від 2,0 до 6,0 м які при стикуванні скріпляються болтовими з'єднаннями або універсальними замковими з'єднаннями. Занурення обсадних труб здійснюють в процесі буріння свердловини з допомогою гідродомкратів. Обсадну трубу опускають до самого низу свердловини. Після занурення обсадної труби до проектної

позначки (глибини занурення палі) опускають арматурний каркас, який закріплюється при встановленні кондуктору на свердловину. Після чого на обсадну трубу встановлюють вібробункер. Технологічна схема влаштування обсадної труби в пробурену свердловину (рис. 5.3).

Рис. 5.3. Технологічна схема влаштування обсадної труби в пробурену свердловину: *а* - установка кондуктора; *б* - занурення обсадної труби; *в* - проходка свердловини; *г* - нарощення наступної ланки обсадної труби; *д* - зачистка свердловини; *е* - установка арматурного каркасу; *ж* - заповнення свердловини бетонною сумішшю; 1 - робочий орган для буріння свердловини; 2 - свердловина; 3 - кондуктор; 4 - бурова установка; 5 - обсадна труба; 6 - арматурний каркас; 7 - обсадна труба; 8 - вібробункер

Після установки арматурного каркаса свердловину бетонують з поступовим вертикальним переміщенням обсадної труби у гору. У міру заповнення свердловини бетонною сумішшю відбувається її ущільнення за рахунок вібрації вібробункера що прикріплений до обсадної труби (5.4). Віброущільнення визначають візуально. Основними ознаками достатнього віброущільнення є припинення осідання бетонної суміші, поява на її поверхні цементного молока і припинення виділення бульбашок повітря.

Рис. 5.4. Витягання обсадної труби: *а* - схема витягання обсадної труби; 1 - бурова машина; 2 - кондуктор; 3 - обсадна труба; 4 - бетонна суміш; 5 - дорожнє покриття; 6 - ріжучий наконечник обсадної труби

Після повного заповнення свердловини бетонною сумішшю формують головки палі. Необхідно відзначити, що буронабивні палі обов'язково слід бетонувати без перерв. За технологічними особливостями при розташуванні паль одна від іншої на відстані менш ніж на 1,5 м їх виробляють через одну палю, щоб не пошкодити тільки які вже забетоновані, але ще не «застигли». Пропущені свердловини бетонують за другою проходкою, після того як влаштовані палі наберуть достатню міцності. Це передбачено з умов

оберігання, готових свердловин і свіжозабетонованих паль та їхніх оголовків від пошкоджень.

5.4 Контроль якості виконання робіт

Контроль якості виконаних робіт здійснюється відповідно до вимог ДСТУ-Н Б В.2.1-28:2013, Посібника з виробництва та приймання робіт при влаштуванні основ і фундаментів, а також погодженого та затвердженого проекту по влаштуванню фундаментів об'єкта будівництва. При здійсненні контролю якості в процесі та при закінченні влаштування палевих фундаментів керуються критеріями:

- від якості виконання робіт кожної палі залежить несуча здатність фундаментів, що має найважливіше значення для всієї будівлі;
- влаштування паль відноситься до прихованих робіт, що вимагають постійного поопераційного контролю в процесі їх виготовлення.

Основним контрольованим параметром є забезпечення несучої здатності паль. Несучу здатність занурених паль визначають статичним методом.

Приймання палевих робіт здійснюється оглядом основи пального поля, перевіркою відповідності виконаних робіт проекту, інструментальною перевіркою правильності положення паль, в разі необхідності проводять контрольні випробування паль.

Відхилення положення паль від проектного не повинне перевищувати в ростверку плитного типу, одного діаметру одиночної палі.

У загальному випадку контролюють:

- відповідність проекту матеріалів та виробів які поступають на будівельний майданчик;
- дотримання затвердженої технології виробництва буронабивних паль;
- несучу здатність паль;
- відповідність положення паль в плані геодезичному розбиттю.

В процесі виготовлення буронабивних паль представниками замовника, технічного і авторського нагляду здійснюється постійний контроль:

- висотної прив'язки та осей паль відносно проектних рішень;

- вертикальність пробурених свердловин та їх глибина;
- установка арматурного каркасу;
- технологією бетонування стовбура паль.

Приймання-здача готових буронабивних паль виконується комісією у складі замовника, генпідрядника, виконавця робіт, авторського нагляду та незалежного технічного нагляду:

- спочатку здійснюється приймання-здача свердловин;
- потім приймання-здача виготовлених паль.

При прийманні готових буронабивних паль використовується:

- проекту фундаментів паль;
- проекту виробництва робіт (ПВР) по влаштуванню буронабивних паль;
- виконавча схема розташування готових паль;
- акти на приховані роботи;
- журнал виконання робіт з влаштування паль;
- акти приймання бетону, арматурних каркасів (відповідність сертифікатів).

Приймання паль оформляється відповідними актами:

- огляди та приймання пробурених свердловин і арматурних каркасів;
- приймання поля готових паль для влаштування плити ростверка.

В зазначених актах указуються всі виявлені відступи від проекту, передбачені способи по їхньому усуненню і терміни виконання, надається комісійна оцінка якості виконаних робіт.

5.5 Визначення потреби в машинах, інструментів та інвентарю

Для виконання всього комплексу робіт з влаштування буронабивних паль довжиною $L = 9,9$ м, Ø420 мм необхідні машини, інструменти, пристосування та інвентар перелік яких наведено в таб. 5.1.

Таблиця 5.1

Потреба в машинах, інструментах, пристосуваннях та інвентарі

№ п.п.	Машини, інструмент, пристосування, інвентар	Марка, тип	Кіль-сть	Технічна характеристика
1	2	3	4	5

1	Бурова установка	BG-36	1	$L_{max}=36$ м
2	Стріловий кран	МКГ-25.01	1	$Q=25$ т
3	Автобетонозмішувач	СБ-92	2	$V=5,1$ м ³
4	Фронтальний навантажувач	WL3000	1	$Q=3,0$ т
5	Автосамоскид МА3-5549	МА3-5549	1	$Q=9,0$ т
6	Автодовгомір	КАМА3-2413	1	$Q=12,0$ т
7	Вібробаддя	К-7-95.00	2	$V=2,2$ м ³
8	Зварювальний трансформатор	АС/ДС СТН-350	1	
9	Строп кільцевий	СКК-4,0	1	$L=4,0$ м
10	Строп двогілковий	СК2-10	1	$L=5,2$ м
11	Спроп чотирьохгілковий	СК4-12	1	$L=5,8$ м
12	Лом будівельний	ГОСТ 7948-80	1	
13	Кувалда	ГОСТ 11042-83	1	
14	Лопати штикові	-	2	
15	Лопата підборочна	ЛП-2	1	
16	Нівелір	2Н-КЛ	1	
17	Теодоліт	2Т-30П	1	
1	2	3	4	5
18	Рівень будівельний	УГК-200	1	
19	Компарована мірна стрічка	МС20	1	
20	Спецвзуття	ДСТУ 7239:2015	8 пар	
21	Спецодяг	ДСТУ 7239:2015	8 ком	
22	Каски будівельні	ГОСТ 2310-77	8	

5.6 Застосування машин та механізмів

Для влаштування бурунабивних паль використовується комплектна самопересувна бурова установка BG-36 з шнекам для буріння ВК15/343/4/40 під палю Ø420мм глибиною занурення 9,9 м. Загальний вигляд та технічні характеристики бурової установки BG-36 наведено на рис.

Для виконання робіт із завантаження на автосамоскид МА3-5549 вибраного ґрунту з розробленої свердловини, застосовується автонавантажувач WL3000. Загальний вигляд та технічні характеристики навантажувача WL3000 наведено на рис.

№ п.п.	Найменування	Технічні характеристики
1	Об'єм ковша	1,2 м³
2	Вантажопідйомність	3,0 т
3	Висота вивантаження	2,9 м

Для опускання в розроблену свердловину арматурного каркасу та бетонування свердловин використовується стріловий самохідний гусеничний дизельний кран МКГ-25.01А. Загальний вигляд і технічні характеристики наведено на рис.

5.7. Загальний вигляд та технічні характеристики крана МКГ-25.01А

Вантажопідйомність, <i>т</i>	5,2 - 25,0
Виліт, <i>м</i>	13,5
Найбільша висота підйому, <i>м</i>	12,0
Довжина стріли, <i>м</i>	12,5
Швидкість підйому, <i>м/хв</i> :	
найбільша	16,8

6. ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВНИЦТВА

6.1 Розробка проекту організації будівництва

До початку виконання будівельно-монтажних робіт генеральна підрядна організація розробляє та в установленому порядку погоджує проект організації будівництва (ПОБ) та проект виконання робіт (ПВР).

Даний проект організації будівництва розроблено відповідно до вимог чинних нормативних документів:

- ДБН В.1.3-2:2010, «Геодезичні роботи в будівництві»;
- ДСТУ Б.А.3.1-22:2013 «Визначення тривалості будівництва об'єктів»;
- ДБН А.3.1-5:2016 «Організація будівельного виробництва»;
- ДБН А.3.2-2-2009 «Охорона праці і промислова безпека в будівництві».

Зазначений проект організації будівництва складено на основі:

- звіту з інженерно-геологічних вишукувань;
- робочих креслень проекту;
- чинних нормативних документів.

В даному проекті розроблено дві основні частини:

- будівельний генеральний план;
- календарний план - графік виконання робіт.

6.2 Визначення нормативного терміну будівництва

Нормативна тривалість будівництва та підготовчого періоду визначається по нормативам табл. А.2, ДБН 1.04.03-2013 «Нормативна тривалість будівництва».

Нормативна тривалість будівництва T_6 (в місяцях) визначається за формулою:

$$T_6 = \frac{T_c \times K_1 \times K_2}{K_3} = \frac{7,7 \times 1,43 \times 1,2}{1,2} \approx 11 \text{ місяців або } 242 \text{ робочих днів.}$$

де T_c - показник тривалості виконання робіт (табл. А.2, ДБН 1.04.03-2013);

K_1 - коефіцієнт умов виконання робіт, визначається за формулою:

$$K_1 = K_{11} \times K_{12} \times K_{13} = 1,3 \times 1,1 \times 1,0 = 1,43.$$

K_{11} – коефіцієнт, що враховує інженерно-геологічні умови і дорівнює 1,3;

K_{12} – коефіцієнт, що враховує сейсмонебезпечні умови дорівнює 1,1;

K_{13} – коефіцієнт, що враховує щільності забудови дорівнює 1,0;

K_2 – коефіцієнт, що враховує конструктивні особливості дорівнює 1,2;

K_3 – коефіцієнт, що враховує організаційно-технологічні особливості дорівнює 1,2;

Нормативна тривалість будівництва об'єкта:

- 11 місяців;
- 242 робочих днів;
- підготовчий період 1,0 місяців (22 робочих днів).

6.3 Технологічні розрахунки

Для організації будівельно-монтажних робіт поточним методом (максимальне суміщення робіт в просторі та часі) розподіляємо проектуєму будівлю на ділянки по горизонталі та на яруси по вертикалі. Номенклатуру робіт та підрахунки обсягів робіт виконуємо по робочим кресленням архітектурно-будівельної частині проекту. Результати технологічних розрахунків приведені в табл. 6.1.

6.4 Підбір кранів для виконання будівельно-монтажних робіт

6.4.1 Монтажний кран

Для виконання всього комплексу наземної частини проектованої будівлі необхідно визначити оптимальні параметри монтажного крана. З реальних умов будівництва доцільно прийняти мобільний стріловий кран на пневмоколісному ході. Основними технічними параметрами таких кранів є:

1. Максимальна необхідна вантажопідйомність крана з умови максимального вилиту стріли до найвіддаленішій точки монтуємого елемента Q_m .

Визначається:

$$Q_m = Q_k + Q_0(m),$$

де Q_k – вага найважчого монтуємого елемента (m);

Q_0 – вага оснастки при монтажі цього елемента, (м).

$$Q_m = 2,4 + 0,08 \approx 2,5 \text{ (м)}, \text{ при максимальному виліті стріли.}$$

2. Максимальна необхідна висота підйому гаку крана від рівня стоянки до найвищої точки монтажного горизонту H_m .

Визначається:

$$H_m = h_1 + h_2 + h_3 + h_4, \text{ (м)},$$

де h_1 – необхідна висота від найнижчого рівня стоянки крану до найвищого рівня монтажного горизонту (м);

h_2 – максимальна висота монтуємого елемента (м);

h_3 – максимальна висота оснастки для монтажу цього елемента (м);

h_4 – нормативний монтажний зазор по висоті (приймається не менш 1,0 м).

$$H_m = h_1 + h_2 + h_3 + h_4 = 29,7 + 1,6 + 1,2 + 1,0 = 33,5 \approx 36,0 \text{ м.}$$

3. Максимально необхідний виліт стріли крана з умови найвіддаленішій точки монтуємого елемента Z_m .

Згідно плануємої схеми монтажу (схема руху крана фронтальна, вздовж об'єкта будівництва) максимально необхідний виліт стріли крана визначаємо по графіку монтажних характеристик крана з умови самої віддаленої точки при максимально необхідній вантажопідйомності. З розглянутих технічних характеристик мобільних кранів з технологічних міркувань, найбільш доцільно використовувати стріловий пневмоколісний кран XCMG QY25 -виробник Китай. Загальний вигляд та технічні характеристики мобільного стрілового крану (рис. 6.1).

№ п.п.	Найменування	Показник
1	Вантажопідйомність, т	25,0
2	Стріла	5-секцій, U- подібна
3	Висота підйому максимальна (з «Гуськом»), м	41,1

4	Висота підйому максимальна (без «Гуська»), м	31,0
5	Довжина основної стріли автокрана, м	10,8 - 43 (52)
6	«Гусьок» довжина, м	9,0
7	Габаритні розміри (ДхШхВ), мм	12990×2550×3500
8	База виносних опор, м	6,4 (4,48)
9	Кут нахилу, град.	0, 15, 30

Примітка: Гідравлічні опори, розміщення центру ваги в самому нижньому місці та контроль за рівномірністю навантаження на стрілу - надають техніці максимальну стійкість в процесі підйому і переміщення вантажу.

Рис. 6.1. Загальний вигляд та технічні характеристики мобільного стрілового крана XCMG QY25

Розрахунок небезпечної зони роботи крана XCMG QY25

Небезпечну зону роботи крана - це зона де найбільш ймовірне падіння вантажу при його переміщенні чи підйомі. Визначається:

$$R_o = R_{\max} + 0,5l_{\max} + l_{\text{без}} \text{ (м).}$$

де R_o – найбільший радіус небезпечної зони (м);

$R_{\max}$ – максимальний виліт стріли крана при монтажі конструкцій (м);

$l_{\max}$ – найбільші габарити вантажу (м);

$l_{\text{без}}$ – безпечна відстань від точки можливого падіння вантажу (м);

$$l_{\text{без}} = 1,8 \text{ м, при монтажній висоті до } 30,0 \text{ м.}$$

$$R_o = 26,7 + 0,5 \times 26,7 + 1,8 = 41,85 \approx 42,0 \text{ м.}$$

При виконанні будівельно-монтажних робіт краном XCMG QY25 - радіус небезпечної зони роботи крана прийнято 42,0 м. Це межа по якій за вимогами ТБ необхідно виставляти попереджувальні знаками про небезпеку.

Вимоги по забезпеченню безпечної роботи крана XCMG QY25

Мобільний стріловий кран XCMG QY25 відповідає вимогам НПАОП 0.00-1.80-18 «Правила охорони праці під час експлуатації вантажопідіймальних кранів, підіймальних пристроїв і відповідного обладнання».

По технічним характеристикам стріловий кран XCMG QY25 відповідає необхідним параметрам з виконання всього комплексу будівельно-монтажних робіт по вантажопідйомності, вильоту, висоті підйому гака, прийнятим схемам руху та технологічним процесам будівельного виробництва передбачених проектом виконання робіт (ПВР).

При виконанні робіт краном XCMG QY25 керуватись та строго дотримуватись правилам техніки безпеки в будівництві «Правила будови і безпечної експлуатації вантажопідіймальних кранів» Держнаглядохоронпраці ПБ 10-382-00.

Перед початком роботи проводити інструктаж ТБ (під розпис з відміткою в журналі по ОП і ТБ) з кранівниками, бригадирами, монтажниками, стропальниками, що до безпечних методів виконання робіт.

6.4.2 Технологічний кран

Для виконання вантажно-розвантажувальних та підготовчих робіт із зведення будівлі в стислих умовах будівельного майданчику доцільно прийняти потужний мобільний стріловий кран на пневмоколісному ході.

Автокран КС-557 на базі КРАЗ 65101 має вантажність 30,0 т, що робить його потужним інструментом для виконання вантажно-розвантажувальних робіт та окремих технологічних операцій. Кран оснащений трисекційною телескопічною стрілою з вильотом до 28,0 м. В разі необхідності, кран має додатковий подовжувач стріли довжиною 10,0 м, що забезпечує значний робочий радіус та висоту підйому. Така комбінація дозволяє ефективно працювати на висоті та у важкодоступних місцях. Завдяки своїм характеристикам, автокран КС-557 є найкращім вибором для будівельних та вантажно-розвантажувальних робіт, де потрібна висока вантажність, надійність і гнучкість в експлуатації. Загальний вигляд та технічні характеристики мобільного стрілового крану (рис. 6.2).

№ п.п.	Найменування	Показник
1	Вантажопідйомність, т	30,0
2	Виліт стріли, м	28
3	Висота підйому максимальна, м	42,0
4	Власна вага, кг	27000
5	Виносні опори, м	4,6
6	Кут нахилу, град.	0, 10, 20

Рис. 6.2. Загальний вигляд та технічні характеристики мобільного стрілового крана КС-557кр

6.5 Вибір монтажних та спеціальних захватних пристроїв

Вантажозахватні пристосування – це крюки, скоби, захвати, стропи та траверси. Ці пристосування призначені для стропування вантажів та підвішування їх на крюкову обойму кранів. Ці пристосування повинні швидко та легко зніматися, надійно утримувати вантаж.

Стропи, являються найбільш розповсюдженим вантажопідйомним засобів (для стрілових самохідних кранів), Вони поділяються на універсальні, полегшені та багатовіткові.

Для виконання комплексу будівельно-монтажних та вантажно-розвантажувальних робіт вибираємо потрібну кількість монтажних та спеціально захватних пристроїв. Вибір по технічним параметрам наведено у таблиці 6.2.

Таблиця 6.2

Захватні пристрої для роботи монтажних кранів

№ п.п.	Найменування пристрою	Q (т)	Марка	Примітка	Кількість
1	2	3	4	5	6
1	Двовітковий строп	Q=3,2	2СК-3.2/3000	ДСТУ Б В.2.8-10-98	2
2	Чотиривітковий строп	Q=6,3	4СКІ-6.3/5000	ДСТУ Б В.2.8-10-98	2

3	Монтажна траверса	Q=2х3, 5	EN902/12/2х3. 5	комплект	1
4	Двопетлевий строп	Q=1,1	СКП-1.6/4000	ДСТУ Б В.2.8-10-98	2

Примітка: Всі вантажозахватні пристосування повинні оглядатися:

стропи – 1 раз в 10 днів;

захвати – 1 раз в місяць;

траверси – 1 раз в 6 місяців.

Результати огляду заносяться в спеціальний журнал. При необхідності, вантажозахватні пристосування перевіряються контрольним вантажем.

6.6 Влаштування геодезичної мережі на будівельному майданчику

При виконанні будівельно-монтажних невід'ємною складовою є проведення геодезичний контроль якості виконання робіт. Комплекс геодезичних робіт полягає:

- у створенні єдиної геодезичної розбивочної основи;
- проведення поточних геодезичних розбивочних робіт;
- геодезичний контроль точності виконання робіт.

Єдину геодезичну розбивочну основу на будівельному майданчику необхідно створити:

- винести та закріпити положення червоних ліній, що визначають положення об'єкта на місцевості;
- винести та закріпити на будівельному майданчику постійні репера та марки.
- вздовж трас і осей доріг закріпити теодолітний та нівелірний хода.
- розбити та закріпити на місцевості координаційну сітку, що складається із поперекових і подовжніх осей об'єкта;
- постійно проводити поточні розбивочні роботи;
- здійснювати постійний геодезичний контроль точності виконання монтажних робіт.

Точність побудови єдиної геодезичної розбивочної основи виконується згідно вимогам ДБН В.1.3-2-2010. Величини допустимих середньо квадратичних похибок кутових, лінійних та висотних вимірів (по класу точності 2-0 і 3-0 для будівель та 4-0 для наземних комунікацій) наведені в табл. №1, ДБН В.1.3-2-2010.

6.7 Визначення титульного списку ТБ і С

Тимчасові будівлі і споруди (ТБ і С) – це виробничі, складські, допоміжні, житлові та суспільні будівлі, необхідні для виконання будівельно-монтажних робіт і обслуговування працівників будівництва, які спеціально будуються на період будівництва (п.3.1.14.1, ДБН Д.1.1-1-20001). Необхідність в забезпеченні будівництва тимчасовими будівлями і спорудами визначається на весь період зведення об'єкта. Нормативний розрахунок номенклатури та кількість тимчасових будівель і споруд (титульний список ТБ і С) проводиться на момент максимальної чисельності працівників, що одночасно працюють на будівельному майданчику включаючи кількість працівників субпідрядних організацій. Тип тимчасової споруди приймається з урахуванням терміну його використання, як правило це тимчасові збірно-розбірні споруди.

Нормативна кількості тимчасових будівель і споруд зведена у таблицю 6.3.

Таблиця 6.3

Титульний список ТБ і С

6.8 Забезпечення будівництва енергетичними ресурсами

Необхідна потреба забезпечення будівництва енергетичними ресурсами визначається по укрупненим нормам «Розрахункові нормативи для складання проектів організації будівництва». Необхідна потреба енергоресурсів на будівництва наведена у табл. 6.4).

Таблиця 6.4

№ п.п	Найменування ресурсу	Потрібн а кількіст ь	Джерело забезпечення
1	2	3	4
1	Електроенергія, кВт/год	185,00	Тимчасова ТП, дизель-генератори
2	Вода, з протипожежним забезпеченням, л/с	20,23	Міська мережа водопостачання
3	Кисень, тис. м ³	4400,00	В балонах, централізована поставка
4	Стисле повітря-компрес, м ³ /час	25,0	Пересувні компресорні установки

6.9 Заходи з ТБ при зведенні монолітного каркасу будівлі

При виконанні будівельно-монтажних робіт з влаштування монолітного залізобетонного каркасу суворо дотримуватись правил з техніки безпеки:

1. При виконанні робіт застосовувати індивідуальні засоби безпеки каски, монтажні пояси, рукавиці, спеціальне взуття та одяг, а також засоби безпеки при роботі на висоті.
2. Забороняється виконання будь-яких робіт без страхувальних поясів.
3. На будівельному майданчику опалубку зберігати тільки в спеціальних касетах.
4. Великогабаритні вантажі (щити опалубки) транспортувати краном над монтажним горизонтом у супроводі двох такелажників з відтяжками. Після переміщення вантажу в зону складування монтажники підходять до вантажу і звільняють відтяжки.
5. Монтаж, зборку, сполучення та роз'єднання елементів опалубки виконувати згідно інструкції та паспорту до комплектної опалубки.
6. Підтримуюча система горизонтальної опалубки зокрема опор і балок захищається від можливого горизонтального переміщення струбцинами, які скріплюють головні та другорядні балки в зонах їх сполучення безпосередньо з вертикальними конструкціями.

7. Забороняється розвантажувати або накопичувати матеріали на опалубки без влаштування додаткових проміжних підпор.
8. Забороняється працювати на опалубному ярусі без просторової розв'язки. Якість просторового сполучення елементів опалубки (жорсткість, міцність, стійкість) перевіряється виконробом (майстром) із оформленням наряд - допуску на наступні роботи.
9. Кожен день перед початком укладки бетону в опалубку необхідно перевіряти стан тари, опалубки та засобів підмашування. Знайдені несправності потрібно негайно усувати.
10. При установці елементів опалубки в декілька ярусів, кожний наступний ярус потрібно встановлювати тільки після закріплення нижнього ярусу.
11. Всі прорізи та отвори закриваються запобіжними щитами.
12. Переміщення бадді виконувати по центру захватки на висоті не більш 1,0 м до ділянки виконання робіт.
13. Забороняється знаходження людей в зоні переміщення бадді над перекриттям та на нижніх ярусах. Небезпечні зони позначаються сигнальною огорожею.
14. При бетонуванні забороняється використовувати ручний електроінструменти з напругою більше ніж 36 В. Електроінструменти повинні бути заземлені.
15. При укладці бетону з бадей чи бункера відстань між нижньою кромкою бадді чи бункера та раніше укладеним бетоном чи поверхнею, на яку вкладається бетон, повинно бути не більше 1,0 м.
16. Демонтаж опалубки вертикальних конструкцій проводити тільки після того, як бетон набере міцність не нижче 75% від проектної.
17. Забороняється проведення робіт при інтенсивних атмосферних опадах, ожеледиці, тумані, вітру при швидкості більше 10 м/с.

7. ЕКОНОМІКА БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА

7.1 Складання договірної ціни на будівельно-монтажні роботи

Договірна ціна в будівництві - це вартість робіт, узгоджена між замовником і підрядником у договорі підряду, що визначається кошторисом на основі нормативних витрат ресурсів та їхніх поточних цін. Існують два основні види договірної ціни: тверда (незмінна, за винятком певних випадків) та динамічна (з можливістю коригування залежно від змін цін на ресурси та обсяги робіт).

Постановою Кабінету Міністрів України № 668 від 1 серпня 2005 р., «Про затвердження Загальних умов укладення та виконання договорів підряду в капітальному будівництві» встановлено, що Договірна ціна у договорі підряду визначається на основі кошторису як приблизна або тверда. Договірна ціна вважається твердою, якщо інше не встановлено договором.

Договірна ціна визначається замовником і генеральним підрядником за участю проектних підприємств шляхом прямої домовленості або за результатами проведених тендерних торгів і залежить від складу витрат з урахуванням чинних нормативних документів, інформації про вартість раніше збудованих об'єктів, розрахунків кошторисної вартості проекту тощо та включає кошторисну вартість будівельних і монтажних робіт, лімітовані та інші витрати.

Договірні ціни на виконання будівельно-монтажних робіт в Україні можуть бути твердими і динамічними.

Тверді (остаточні) договірні ціни є незмінними на весь обсяг будівництва (реставрації, ремонту) та період цього виконання з урахуванням можливого коливання цін. При встановленні твердих договірних цін до них можуть включатися витрати по страхуванню ризиків, що забезпечують захист майнової зацікавленості учасників контракту в обґрунтованих і погоджених замовником (інвестором) розмірів, проте не більше ніж 2 % від кошторисної вартості будівельно-монтажних робіт.

Динамічні (неостаточні, відкриті) договірні ціни мають, як правило, незмінну частину витрат — базову кошторисну вартість, що відноситься до діяльності підрядника, і коригуються в процесі виконання робіт за фактом застосування до цін надбавок (знижок), що дає змогу врахувати рівень інфляції та дію економічних важелів регулювання вартісних показників.

У разі укладення договору підряду за результатами торгів (тендеру) вид договірної ціни та вимоги до кошторису визначаються у тендерній документації замовника. Договірна ціна у цьому випадку повинна відповідати ціні, зазначеній у тендерній пропозиції підрядника, визнаного переможцем торгів (тендеру).

Якщо договір підряду укладається за результатами переговорів сторін, рішення щодо застосування приблизної або твердої договірної ціни, порядку погодження кошторису та проведення розрахунків приймаються за домовленістю сторін.

У разі коли роботи (будівництво об'єкта) фінансуються із залученням державних коштів, договірна ціна визначається відповідно до вимог нормативних документів у сфері ціноутворення у будівництві.

Якщо під час укладання договору підряду через невизначеність витрат чи інші обставини остаточно встановити договірну ціну неможливо, сторони у договорі підряду визначають приблизну договірну ціну, а також порядок її коригування в процесі виконання робіт (будівництва об'єкта). Приблизна договірна ціна може уточнюватися в міру виконання робіт, здійснення витрат підрядника тощо.

У разі виникнення обставин, що зумовлюють необхідність значного підвищення приблизної договірної ціни (більше ніж це визначено договором підряду), підрядник зобов'язаний в установлені договором підряду строки повідомити про це замовника. Якщо підрядник не повідомив у встановленому порядку замовника про необхідність підвищення договірної ціни, він зобов'язаний виконати роботи без відшкодування додаткових витрат.

Тверда договірна ціна може коригуватися тільки за взаємною згодою сторін. У разі підвищення підрядником твердої договірної ціни, не передбаченого договором підряду, всі пов'язані з цим витрати, якщо інше не встановлено законом, несе підрядник.

Сторони у договорі підряду можуть передбачати порядок уточнення твердої договірної ціни у разі:

- виникнення обставин непереборної сили;
- внесення змін до проектної документації;
- потреби в усуненні недоліків робіт, по вині замовника;
- зупинення виконання робіт за рішенням замовника;
- зміни законодавства з питань оподаткування;
- істотного зростання цін на ресурси, що надаються третіми особами.

У разі коли договором підряду передбачилася можливість підвищення твердої договірної ціни внаслідок істотного зростання після укладення договору підряду цін на ресурси, забезпечення якими здійснює підрядник, а також цін на послуги, що надавалися йому третіми особами, підрядник може вимагати перегляду твердої договірної ціни у порядку, визначеному договором підряду. Зростання цін на ресурси та послуги, яке сторони вважають істотним, визначається в договорі підряду. Підрядник може вимагати розірвання договору підряду в разі відмови замовника від підвищення твердої договірної ціни робіт унаслідок істотного зростання цін на ресурси та послуги.

Підрядник не може вимагати уточнення приблизної чи твердої договірної ціни у зв'язку із зростанням цін на ресурси, що використовуються для виконання робіт, у разі, коли строки виконання цих робіт порушені з вини підрядника. У таких випадках ціни на ресурси, якщо інше не передбачено договором підряду, визначаються відповідно до цін, що діяли на зазначену в договорі дату закінчення робіт. Додаткові витрати на виконання робіт, пов'язані із зростанням цін на ресурси після зазначеної дати, компенсуються підрядником.

8. ОХОРОНА ПРАЦІ ТА ТЕХНІКА БЕЗПЕКИ В БУДІВНИЦТВІ

ВИМОГИ ОП ТА ТБ ПРИ ВИКОНАННІ РОБІТ З БУРОВИХ ПАЛЬ

8.1 Загальні положення

За наявності небезпечних та шкідливих виробничих факторів, безпека улаштування буронабивних паль повинна бути забезпечена відповідно до вимог проектно-технологічної документації (ПОБ, ПВР) на виконання цих робіт зокрема:

- дотримання вимог допуску працюючих до виконання робіт;
- дотримання безпечних способів і методів виконання робіт з улаштування штучних основ і фундаментів;
- вибір засобів механізації для виконання робіт;
- розроблення та дотримання схем монтажу, демонтажу, переміщення по будівельному майданчику засобів механізації;
- забезпечення безпечної експлуатації бурового інструменту, палейних механізмів, віброзанурювачів, механізмів із вдавлення паль;
- забезпечення безпеки занурення опускних колодязів, забивання та витягання обсадних труб;
- забезпечення безпечного виконання робіт у зонах обводнених ґрунтів, штучного закріплення ґрунтів, діючих підземних комунікацій;
- забезпечення безпеки праці під час виконання робіт на одному будівельному майданчику кількома машинами, механізмами;
- забезпечення безпеки праці під час використання спеціального обладнання для зведення протифільтраційних завіс, споруд типу «стіна у ґрунті», хімічного, термічного та інших видів закріплення ґрунтів;
- визначення номенклатури та забезпечення необхідної кількості засобів колективного та індивідуального захисту працівників.

8.2 При виконанні робіт

1. До початку робіт наказом роботодавця повинна бути призначена особа, відповідальна за безпечне виконання робіт. Ця особа повинна вивчити

геологічні та гідрогеологічні умови, розміщення підземних та наземних комунікацій.

2. Під час виконання робіт особливу увагу необхідно приділяти:

- підземним комунікаціям;
- старим виробкам і фундаментам;
- поверхневим водам (зі швидким підніманням їх рівня);
- напірним підземним водам;
- наземним установкам, що призводять до вібрації ґрунту;
- повітряним електричним мережам.

3. До виконання робіт з улаштування бурових паль допускаються особи не молодше 18 років, що пройшли медичне обстеження, попереднє навчання, відповідні інструктажі.

4. На будівельних об'єктах необхідно мати:

- список телефонів чергових служб підприємств та організацій, у віданні яких перебувають комунікації та інші об'єкти в зоні виконання робіт;
- схеми комунікацій із позначенням місць перекриття напірних трубопроводів, відключення електромереж.

5. Усі робітники повинні бути ознайомлені з ПВР, технологічними картами виконання земляних та інших робіт, схемою розміщення підземних комунікацій з позначенням місць перекриття напірних трубопроводів, відключення електромереж.

6. Установлювати бурову машину для улаштування бурових паль дозволяється на спланованому майданчику з урахуванням категорії та характеру ґрунту. Машиніст бурової установки під час забивання паль зобов'язаний використовувати устаткування і методи, що забезпечують його особисту безпеку та безпеку членів бригади. Він несе безпосередню відповідальність за порушення норм і правил безпечної експлуатації установки, а також за безпеку працівників, що беруть участь у виконанні робіт. У бригаді (ланці) у складі осіб, які зайняті на забиванні бурових паль, повинно бути не менше двох стропальників.

7. Бурові машини повинні бути обладнані обмежувачами висоти піднімання бурового інструменту та звуковою сигналізацією.
8. На канати повинен бути сертифікат виробника або акт про їх випробування;
9. Пересування бурових машин необхідно виконувати по заздалегідь спланованому горизонтальному шляху та за умови перебування конструкцій машин у транспортному положенні.
10. Улаштування бурових паль у зоні діючих підземних комунікацій необхідно виконувати за нарядом-допуском під керівництвом особи, що відповідає за безпечне виконання робіт, а в охоронній зоні діючого газопроводу або кабелів електроживлення - ще і у присутності представників організацій, що експлуатують ці комунікації.
11. Пробурені свердловини у разі припинення робіт повинні бути закриті щитами або огорожені. На щитах повинні бути нанесені попереджувальні знаки безпеки та встановлено сигнальне освітлення згідно з вимогами ДБН В.2.5-28.
12. У разі виникнення аварійної ситуації під час забивання бурових паль бурильник повинен залишити небезпечну зону, а машиніст - діяти відповідно до інструкції з експлуатації установки.
13. Під час заглиблення і витягання обсадних труб та ліквідації аварій перебування осіб, не зайнятих на виконанні цих робіт, на відстані менше ніж 1,5 висоти бурової установки заборонено.
14. Починати роботи методом «стіна у ґрунті» дозволяється за наявності затвердженого та погодженого із зацікавленими організаціями ПВР, а також дозволу на виконання цих робіт. На місцях виконання робіт необхідно вивісити плакати зі схемами та зображенням засобів стропування, обмежувальних пристроїв, арматурних каркасів, бетоновозів, бункерів, іншого обладнання.
15. На робочому місці необхідно мати засоби колективного захисту, а також аптечку.
16. Заборонено перебування робітників без спецодягу і засобів індивідуального захисту в атмосфері, що містить пил, туман чи пару хімічних речовин.

17. Будівельний майданчик, на якому виконуються ін'єкційні роботи, повинен бути огорожений і обладнаний попереджувальними знаками безпеки та світловими сигналами.

18. Роботи з пневматичними установками необхідно виконувати відповідно до вимог НПАОП 0.00-1.07.

8.3 Порядок виконання робіт

1. Монтаж, демонтаж і переміщення палубних і бурових машин і устаткування необхідно виконувати відповідно до ПВР бригадою робітників за участю машиніста і його помічника під керівництвом особи, яка відповідає за безпечне виконання цих робіт.

2. Виконання зазначених робіт забороняється за наявності вітру швидкістю більше ніж 15 м/с, а також під час грози.

3. На будівельному майданчику, де виконуються роботи з монтажу та демонтажу машин і обладнання, безпека праці повинна бути забезпечена на всіх етапах робіт:

- до початку робіт повинні бути визначені значення сигналів та засобів взаємодії, що подаються під час виконання робіт;
- заборонено перебування під щоглою бурової установки в період її монтажу або демонтажу;
- дозволено виконання робіт тільки вдень і на спланованому майданчику з твердою основою;
- всі з'єднання конструкцій повинні бути виконані з використанням передбаченої кількості кріпильних елементів.

4. Технічний стан бурових машин (надійність кріплення вузлів, справність зв'язків і робочих настилів) необхідно перевіряти перед початком кожної зміни.

5. Перед підніманням конструкцій палубних чи бурових машин їх елементи необхідно надійно закріпити, а інструмент і незакріплені предмети видалити з цих конструкцій.

6. Під час піднімання конструкції, зібраної у горизонтальному положенні, необхідно припинити всі інші роботи в радіусі, що дорівнює довжині конструкції плюс 5 м.

7. Перед початком бурових робіт необхідно перевірити:

- справність звукових і світлових сигнальних пристроїв;
- справність усіх механізмів і металоконструкцій;
- справність пристроїв, обмежувачів висоти піднімання;
- стан канатів для піднімання механізмів;
- стан вантажозахоплювальних пристроїв.

8. Під час роботи бурових машин особи, що безпосередньо не беруть участі у цих роботах, повинні перебувати на відстані не менше ніж 15 м.

9. Перед початком огляду, змащування або чищення, усунення будь-яких несправностей бурова машина ставиться у стійке положення, а двигун вимкнтий.

10. Опускання та піднімання бурового інструменту чи палі виконується після подачі попереджувального сигналу.

11. Перед різанням забитих у ґрунт паль необхідно вжити заходів, що унеможливають падіння частини палі, що зрізується.

12. Улаштування бурових паль необхідно проводити за нарядом-допуском.

13. Інженерні мережі та комунікації, що розміщені ближче ніж 2,0 м від свердловини, на період виконання робіт з улаштування паль необхідно відключити.

14. Застосування ін'єкційних шлангів дозволяється тільки після їх випробування згідно з вимогами паспорта заводу-виробника.

15. Виконання робіт з влаштування бурових паль, необхідно здійснювати за нарядом-допуском.

9. НАУКОВО - ДОСЛІДНА ЧАСТИНА

ЧИСЕЛЬНІ ДОСІДЖЕННЯ СТІЙКОСТІ БЕРЕГОВИХ ОПОВЗНЕВИХ СХИЛІВ МАЙДАНЧИКА ЗАБУДОВИ

9.1 Основні положення з розрахунку стійкості схилів

Згідно ДБН В.1.1-46:2017 «Інженерний захист територій, будівель і споруд від зсувів та обвалів» коефіцієнт стійкості схилу (k_{st}) визначається як відношення сил, що перешкоджають зсуву, до сил, що його спричиняють, шляхом моделювання зсувних процесів. Його розрахунок передбачає визначення дуги ковзання, а також сукупних сил, що утримують схил та спричиняють його сповзання.

Нормативне значення коефіцієнта стійкості схилу k_{st} характеризує мінімальний запас утримувальних сил по відношенню до сил зрушення і визначається з врахуванням коефіцієнтів надійності, умов роботи і сполучення навантажень:

$$k_{st} = \gamma_n \gamma_{fc} / \gamma_c ,$$

де γ_n – коефіцієнт надійності, що враховує клас наслідків відповідальності об'єктів;

γ_c – коефіцієнт умов роботи; γ_{fc} – коефіцієнт сполучення навантажень.

У разі досягнення граничного стану значення коефіцієнта стійкості при основному сполученні навантажень для зсувних та зсувонебезпечних схилів становить 1,35 та 1,25 – для СС3; 1,3 та 1,2 – для СС2; 1,2 та 1,1 – для СС1.

В основу розрахунку k_{st} за методом кругло циліндричної поверхні ковзання покладено співвідношення між моментами, що створюють утримувальні і перекидні сили, що діють на схил:

$$k_{st} = \sum M_{ут} / \sum M_{зс} = \sum (P_i \cdot \cos \alpha_i \cdot tg \varphi_i + c_i \cdot l_i) / \sum P_i \cdot \sin \alpha_i ,$$

де P_i – вага розрахункового блоку;

α_i – кут між напрямом сили P_i і нормальної складової N_i ;

φ_i – кут внутрішнього тертя ґрунту;

c_i – питоме зчеплення ґрунту;

l_i – ширина розрахункового блоку.

Інтерпретація результатів розрахунків:

- якщо $k_{st} > 1$, то схил є стійким, проте його значення вказує на наявність певного запасу міцності;
- якщо $k_{st} = 1$, то схил знаходиться в стані граничної рівноваги;
- якщо $k_{st} < 1$, то схил є нестійким і знаходиться під загрозою зсуву.

9.2 Основні висновки по результатам інженерно-геологічних вишукувань ділянки забудови

За висновками проведених інженерно-геологічних вишукувань, проектна ділянка забудови знаходиться в складних геологічних умовах.

Згідно «Схем інженерно-геологічного районування України» ґрунтовий масив берегового схилу відноситься до зсувонебезпечної території. По наявності факторів (ДБН А.2.1-1-2008) ділянка забудови відноситься до підвищеної складності будівельних умов. Можливі геодинамічні процеси – зсуви ґрунтових прошарків, просідання ґрунтових масивів, підтоплення прибережної зони.

На всій території майданчику забудови ґрунтову основу складають піщані породи. За фізико-механічними властивостями піщані породи поділені на піски дрібні, середньої крупності та крупні, а по щільності вони розділені на пухкі, середньої щільності та щільні. Фізико-механічні властивості ґрунтових прошарків наведено у таблиці 9.1.

Таблиця 9.1

Фізико-механічні властивості ґрунтових прошарків

Сейсмічність території забудови (ДБН В. 1. 1-12:2014, табл. 5.1) – 5 балів, за класом відповідальності СС3 – 6 балів. Категорія ґрунтів за сейсмічними властивостями – III.

9.3 Мета та постановка задач наукового дослідження

Мета наукового дослідження: чисельні дослідження стійкості берегових оповзневих схилів проектуемого майданчика забудови в наслідок техногенних впливів будівництва. Вибір найбільш ефективних технічних рішень по забезпеченню його нормативної стійкості, що дозволить безпечно ведення будівельно-монтажних робіт із зведення проектуємих об'єктів будівництва.

Об'єкт дослідження: оповзневі ділянки берегових схилів, що знаходяться в умовах нестійких ґрунтів - ймовірних структурних зсувів.

Предмет дослідження: визначення чисельних значень коефіцієнту стійкості схилу k_{st} , відповідно прийнятим проектним рішенням та заходам по зменшенню техногенних впливів від будівництва.

Методи дослідження: моделювання, чисельні розрахунки, аналіз-співставлення.

Поставлені задачі досліджень:

- На основі результатів інженерно-геологічних вишукувань побудувати розрахункову моделі топо-геологічної структури ділянки забудови.
- Виконати модулювання завантажень від техногенних чинників будівництва з урахуванням прийнятих проектних рішень та заходів по зменшенню цих впливів;
- Визначити чисельні значення коефіцієнтів стійкості схилу k_{st} по найбільш небезпечним ділянкам берегового ґрунтового масиви з урахуванням прийнятих проектних рішень;
- Виконати аналіз-співставлення відповідності визначених коефіцієнтів стійкості схилу k_{st} чинним нормативним документам.

Результати робіт: надати висновки по доцільності та ефективності прийнятих проектних рішень стосовно безпечного виконання будівельно-монтажних робіт із зведення проектуємих об'єктів будівництва.

9.4 Визначення стійкості берегового схилу майданчика забудови

Для визначення чисельних значень коефіцієнтів стійкості схилів берегового ґрунтового масиву k_{st} , на основі інженерно – геологічних вишукувань була розроблена геологічна моделі ділянки забудови та проведені чисельні дослідження коефіцієнтів стійкості найбільш небезпечних ділянок ймовірних оповзнів ґрунтового масиву в наслідок техногенних впливів будівництва. Дослідження проводились по сіми найбільш небезпечним ділянкам сповзання ґрунтового масиву від техногенних впливів будівництва. Сім найбільш небезпечних ділянок сповзання ґрунтового масиву від техногенних впливів будівництва

Чисельні дослідження проводились з умов:

- визначення загальної та локальної стійкості семи ділянок схилу в їхньому природному стані;
- так, як ґрунти знаходяться вище рівня ґрунтових вод, в розрахункових схемах, характеристики ґрунтів прийняті як ґрунти природньої вологості;
- при розрахунках в розрахункових схемах враховувались сили фільтрації
- задавалася ймовірна область обводнення;
- навантаження від проєктованих об'єктів приймалося відповідно до їх ваги та розташуванню згідно генеральну плану забудови;
- враховувались навантаження від будівельних механізмів і обладнання (в розрахункові схеми вводились додаткові навантаження від їхньої ваги).

9.5 Результати розрахунку стійкості схилу у природньому стані

Розрахунки стійкості схилу ґрунтового масиву (визначення чисельних значення коефіцієнтів k_{st}) виконувалися з використанням програмного комплексу ЛИРА (версія 9,6).

Розрахунок стійкості ґрунтового масиву берегового схилу проводився по сіми перетинам від найбільшої позначки схилу до найнижчої позначки схилу, див.

При проведенні розрахунків стійкості схилу берегового ґрунтового масиву у природньому стані (по сіми небезпечним напрямкам) визначено, що в

середньому по найбільш небезпечним схилам, коефіцієнт стійкості не перевищує $k_{st} = 0,77$ і не відповідає нормативним значенням, які повинні бути з умови $k_{st} > 1,0$ і знаходитись в чисельних значеннях $k_{st} = 1,15 - 1,20$ з умов безпечності.

Аналізуючи результати розрахунку визначено, що в місцях найбільшої крутизни схилу в природньому стані, можливі консистентні структурні зсуви ґрунтових прошарків. На даний час імовірною площиною ковзання та втрати стійкості берегового схилу є поверхневе сповзання верхніх ґрунтових шарів №3 та №4 в місцях найбільшої крутизни схилу. Порушення стійкості схилу пов'язано з дотичними зсувними напруженнями сил опору ґрунту зрушенню. Дотичні напруження у товщі схилу виникають під дією власної ваги ґрунтової товщі та від фільтраційного тиску ґрунтової води. Опір ґрунту зрушенню зумовлений виникаючими в його масиві силами внутрішнього тертя та зчеплення.

9.6 Аналіз проектних рішень з влаштування фундаментів і забезпечення стійкості берегового схилу

Проектними рішеннями огороження котловану розглядається як конструкція, що забезпечує можливість безпечного зведення як фундаменти, так і підземних поверхів проекрованої будівлі виходячи з реально існуючих інженерно-геологічних та гідрогеологічних умов майданчика забудови. Крім того, технічні рішення по конструкції обгородження котловану розглядаються і з умов забезпечення нормативної стійкості берегового схилу, недопущенню його сповзання.

За даних умов, конструкція обгородження котловану, при мінімальних витратах на його влаштування, повинна мати необхідну стійкість, міцність, жорсткість та не допускати деформації як конструкцій, так і берегового схилу. За таких умов будівельного майданчика сучасне проектне рішення по технології «стіна в ґрунті» забезпечить стійкий стан котловану, фундаментів і ґрунтового масиву берегового схилу, як на період проведення будівельно-монтажних робіт,

та і на період подальшої експлуатації завершеного будівництвом об'єкта.

Сучасні бурові установки мають мінімальну вагу і можуть працювати безпосередньо на схилі. Вони не потребують великих територій і майданчиків для розміщення бетононасосів, дорожніх під'їздів і розворотів автобетонозмішувачів, стоянки автокрана і місця для збирання арматурних каркасів.

9.7 Результати розрахунку стійкості берегового схилу відносно прийнятих проектних рішень

Розрахунки стійкості берегового схилу по прийнятим проектним рішенням виконувалися з використанням програмного комплексу ЛИРА (9.6). Прийнята розрахункова схема кожної підпірної стіни наведена на рис. 9.5.

В зв'язку з великим обсягом інформації представлені найбільш характерні узагальнені результати розрахунків по міцності, деформативності та коефіцієнту стійкості k_{st} у вигляді ізополів (рис. 9.6).

Чисельні значення коефіцієнтів стійкості берегового схилу при виконанні проектних рішень із влаштуванні підпірних стін становить від $k_{st}=1,58$ до $k_{st}=1,95$ при нормативному значенні 1,25

При розплануванні берегового схилу, влаштуванні терас, пониження його верхньої та середньої частин, відносно вертикальної посадки проектуємої будівлі, в цілому, значення коефіцієнта запасу стійкості схилу буде становити $k_{st}=1,25 > 1,0$, що відповідає нормативним вимогам (рис. 9.7).

Таким чином, проектні рішення по вертикальному розплануванню берегового схилу (терасування, пониження його верхньої частини) підвищує його стійкість за рахунок значного зменшення дотичних зсувних напружень в ґрунтовому масиві. Для забезпечення надійної та безпечної експлуатації проектуємих будівель необхідно передбачити:

- влаштування захисних протизсувних споруд за методом «Стіна в ґрунті»;
- виконати пониження та терасування верхньої та середньої частин схилу

по зменшенню його крутизни для забезпечення його стійкості.

9.8 Висновки

Розглядаючи інженерно-геологічну основу ділянки забудови, зроблено висновок, що існує ймовірність небезпеки заповзання грантового прошарку №3 - №4 (супісок темно-сірий текучий та пластичний) в наслідок зміни природних та техногенних чинників викликаних забудовою зазначеної ділянки.

Для забезпечення стійкості схилу необхідно проектними рішеннями передбачити протизсувні заходи (влаштування підпірних стін та фундаментів будівлі за технологією «стіна в ґрунті»).

Для зменшення напружень в ґрунтовому масиві прошарку №3 - №4 виконати розпланування схилу та його часткове терасування (зрізання товщі ґрунту глибиною до 1,0 м, пошарово) з закріпленням верхнього прошарку зеленими насадженнями.

Необхідно врахувати, що по мірі зростання підземної частини до «0» позначки, тиск ґрунтового масиву передається на каркас проектного будинку, і це, повинно бути враховано при проектуванні каркасу будівлі.

Для забезпечення нормальних гідрогеологічних умов схилу, з метою недопущення сповзання ґрунтового масиву в процесі експлуатації проектом необхідно передбачити заходи з влаштування дренажної системи для перехоплення поверхневих вод типу «верховодка», можливого прояву «барражного ефекту» та змін (утворення) рівнів водоносного горизонту.

10. ВИКОРИСТАНІ ЛІТЕРАТУРНІ ДЖЕРЕЛА

Нормативні документи зі стандартизації

1. ДБН А.2.1-1-2008. Вишукування, проектування і територіальна діяльність. Інженерні вишукування для будівництва. Київ: Мінрегіонбуд України, 2008. –72 с.
2. ДБН В.1.2-14-2008. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ. Офіц. вид. – К. : Мінрегіонбуд України, 2009.
3. ДБН В.1.1-45:2017 «Будівлі і споруди в складних інженерно-геологічних умовах. Загальні положення». Реєстраційний номер BN01:9945-0685-3967-6318.
4. ДБН В.І.І-3-97. Інженерний захист територій, будинків і споруд від зсувів та обвалів. Основні положення. // Держбуд України. К. – 1998.
5. ДБН В.1.1-24:2009. Захист від небезпечних геологічних процесів. Основні положення проектування. Київ: Мінрегіонбуд України, 2010.
6. ДСТУ Б А.2.4-7:2009 «Правила виконання архітектурно-будівельних робочих креслень». Київ: Мінрегіонбуд України, 2009 – С. 71.
7. ДБН В.1.2-6-2008. Основні вимоги до будівель і споруд. Механічний опір та стійкість. Офіц. вид. – К. : Мінрегіонбуд України, 2008.
8. ДБН В.1.1-12:2014. Будівництво у сейсмічних районах України. Київ : Мінрегіонбуду України, 2014 р.
9. ДБН В.1.2-2:2006. Навантаження і впливи. Норми проектування. Київ: Мінрегіонбуд України, 2006 – С.35.
10. ДСТУ Б В.1.2.-3:2006. Прогини і переміщення. Вимоги проектування. Київ : Мінбуд України, 2006 р.
11. ДСТУ Б.В.2.6–156:2010. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування :– К. : Мінгеріонбуд України, 2011. – 118 с.
12. ДСТУ 3760:2006. Прокат арматурний. Для залізобетонних конструкцій. К.: Держспоживстандарт України. 2006. – 17 с.

13. ДСТУ Б В.2.1-2-96. Ґрунти. Класифікація. К.: Держкоммістобудування. 2008. – 24 с.
14. ДБН В.2.1-10-2009. «Основи та фундаменти будинків та споруд. Основні положення проектування». Київ: Мінрегіонбуд України, 2009 р.
15. ДСТУ-Н Б В.2.1-28:2013. Настанова щодо проведення земляних робіт, улаштування основ та спорудження фундаментів. Київ, Мінрегіонбуд України, 2013. – 65 с.
16. ДСТУ 3760:2006. Прокат арматурний. Для залізобетонних конструкцій. К.: Держспоживстандарт України. 2006. – 17 с.
17. ДБН В.2.5-13-98. Інженерне обладнання будинків і споруд. Пожежна автоматика будинків і споруд. Київ: Держбуд України, 1999 – С.101.
18. ДБН В.25-56:2014. Системи протипожежного захисту. [Введені в дію з 2015-07-01]. – К. : Держбуд України, 2014. – 127 с.
19. ДБН А.3.2-2-2009. Охорона праці і промислова безпека в будівництві. К.: Мінбуд України. 2009. – 44 с.
20. ДБН А.3.1-7-96. Управління, організація та технологія. Виробництво бетонних і залізобетонних виробів. Київ: Держком містобудування України, 1997.
21. ДСТУ-Н Б В.2.6-203:2015. Настанова з виконання робіт при виготовленні та монтажі будівельних конструкцій. – Введено вперше; введ. 2016-04- 01. Київ, Мінрегіонбуд України, 2016. 57 с.
22. ДБН В.1.1-7:2016. Пожежна безпека об'єктів будівництва. Київ: Міністерство регіонального розвитку, житлово-комунального господарства України, 2017 – С.41.
23. ДСТУ Б.Д.1.1–1:2013. Правила визначення вартості будівництва. К. : Мінрегіонбуд України, 2013. – 88 с.
24. Основні вимоги до будівель і споруд. Безпека експлуатації : ДБН В.1.2-9- 2008. – Офіц. вид. – К. : Мінрегіонбуд України, 2008.

25. Цегла та камені керамічні рядові та лицьові. Технічні умови : ДСТУ Б В.2.7-61:2008 (EN 771-1:2003, NEQ). – [Чинний з 2009-08-14]. – К. : Мінгеріонбуд України, 2009. – 27 с. – (Національний стандарт України).

26. ДБН В.1.1-31:2013. Захист територій, будинків і споруд від шуму. Київ: Міністерство регіонального розвитку, житлово-комунального господарства України, 2019 – С.48.

27. ДСТУ - Н Б А.2.2-5:2007. Настанова з розроблення та складання енергетичного паспорта будинків при новому будівництві та реконструкції. Київ: Мінрегіонбуд України, 2008 – С. 43.

28. НПАОП 0.00-1.15-07. Правила охорони праці під час виконання робіт на висоті [Текст]. – Введено вперше; введ. 2007-06-15. – К.: Держгірпромнагляд, 2007. – 59 с.

29. ДСТУ Б А.2.4-7:2009 «Правила виконання архітектурно-будівельних робочих креслень». Київ: Мінрегіонбуд України, 2009 – С. 71.

30. ДБН А.2.2-1-2003 / розроб. В. Г. Чуніхін [та ін.] ; Державний комітет України з будівництва та архітектури. - Вид. офіц. – К. : Держбуд України, 2004.

31. Лінда С. М. Архітектурне проектування громадських будівель і споруд. Львів : НУ «Львівська політехніка», 2010 — 608 с.

32. 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.

33. Об'ємно-просторові рішення будівель і споруд : навчальний посібник / Є.А. Бакулін, В.М. Бакуліна, Н.О. Костира. – Київ : НУБіП України, 2024. – 264 с.

34. 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.

34. Bakulin Y.A. Engineering protection and prepatation of territories : study guide; under the editorship of cand tech. science Ye.A. Bakulin / Ye.A. Bakulin, I.A. Yakovenko, V.M. Bakulina. – Kyiv : NULES of Ukraine, 2022. – 205 p.

35. Технології інженерного захисту територій від небезпечних геологічних чинників : навч. посіб. / В. І. Терновий, І. М. Уманець, В. А. Басараб, О. М. Махиня О.М. – Київ : КНУБА, 2023. – 124 с. : іл. - Бібліогр. : 121 - 124.

36. Сучасні технології в будівництві: Підручник /О.І. Менеїлюк, В.С. Дорофеев, Л.Е. Лукашенко та інш. / За ред. О.І. Менеїлюка. – К.: Освіта України, 2010. – 550 с.

37. Бакулін Є.А. Деформації як індикатори небезпек та ризику руйнування експлуатованих будівель /Є.А. Бакулін // Будівництво України. – 2013. – №5. – С. 2– 5.

30. Dmytrenko, Y., Usenko, M., Yakovenko, I. (2024). Collisions of Strength Determination Modeling for Eccentrically Compressed Reinforced Concrete Constructions with Small Eccentricities by Normal Sections in Lira-FEM Software. In: Blikharsky, Z., Zhelykh, V. (eds) Proceedings of EcoComfort 2024. EcoComfort 2024. Lecture Notes in Civil Engineering, vol 604. Springer, Cham. <https://doi.org/10.1007/978-3-031-67576-85> Scopus

31. Yakovenko I., Bakulin Y. & Bakulina V. (2020) Classification methods of civil buildings reconstruction // Theoretical and scientific foundations of engineering : collective monograph / Apostolova R., Shembel E., Aurbach D., Markovsky B., – etc. – International Science Group. – Boston : Primedia eLaunch, 2020. 180 p., pp. 70–96. Available at : DOI : 10.46299/isg.2020.MONO.TECH.II URL: <http://isg-konf.com>.

32. Marienkov, M., Yakovenko, I., Bakulin, Y., Babik, K. (2025). Influence of Vibrations Analysis of the Agricultural Seed Conditioning Industrial Building Complex. In: Zabulonov, Y., Peer, I., Zheleznyak, M. (eds) Liquid Radioactive Waste Treatment: Ukrainian Context. LWRT 2023. Lecture Notes in Civil

Engineering, vol 712. Springer, Cham., pp. 172–185. https://doi.org/10.1007/978-3-031-95663-8_18 (**Scopus**)

33. Dmytrenko Ye. A., Genzerskiy Yu. V., Yakovenko I.A., Bakulin Ye.A. (2023) Strength Calculation of Normal Cross-Sections of Reinforced Concrete Structures at Flat Bending by the Wood-Armer Method in SP "LIRA SAPR". In: Awrejcewicz J., Danishevskyy Vl., Markert B., Novomlynets O., Savytskyi M., Tereshchuk O., Unčík St. (eds) XIX International Scientific and Practical Conference «Innovative Technologies in Construction, Civil Engineering and Architecture». AIP Conference Proceedings. 2678, 020006. – 2023. – Issue 1. – 9 p.<https://doi.org/10.1063/5.0118680> (**Scopus**)

34. Дмитренко Є. А. Особливості розрахунку міцності нормальних перерізів згинальних залізобетонних конструкцій за методом Вуда в ПК «ЛІРА САПР» / Є.А. Дмитренко, Ю.В. Гензерський, І.А. Яковенко, Є.А. Бакулін // Український журнал будівництва та архітектури : науково-практичний журнал. – Дніпро : ДВНЗ ПДАБА, 2021. – № 5 (005). – С. 41–49. <http://uajcea.pgasa.dp.ua/issue/view/15004>

35. Ключев В.В. Сучасні методи ідентифікації небезпек руйнування будівель, споруд та конструкцій у реальних умовах експлуатації / В.В. Ключев, Є.А. Бакулін // Будівельні конструкції. Теорія і практика. – 2024. – № 15. – С. 86–96. <https://doi.org/10.32347/2522-4182.15.2024.86-96>

36. Русецька М.В. Базальтовий утеплювач – природний «зелений матеріал» для сучасних конструкцій / М.В. Русецька, Є.А. Бакулін // Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві. – 2024. – № 22. – С. 5–15. [https://doi.org/10.36910/6775-2410-6208-2024-12\(22\)-01](https://doi.org/10.36910/6775-2410-6208-2024-12(22)-01)

37. Ключев В.В. Методи 3D-сканування із використанням безпілотних літальних апаратів для оцінки технічного стану будівель та споруд / В.В. Ключев, Є.А. Бакулін // Наука та будівництво. – 2024. – № 42(4). – С. 60–66. <https://doi.org/10.33644/2313-6679-4-2024-7>

38. Бакулін Є.А. Методичні вказівки до виконання розрахунково-графічної роботи «Проектування одноповерхової промислової каркасної будівлі

із збірних залізобетонних елементів» з дисципліни «Архітектура будівель і споруд» для студентів за напрямом підготовки 192 «Будівництво та цивільна інженерія» Розрахунок будівельних конструкцій на міцність, жорсткість та вогнестійкість» / Є.А. Бакулін, Н.О. Костира, В.М. Бакуліна. – К. : Видавничий центр НУБіП України, 2022. – 83 с.

39. Баженов В.А. Варіаційні принципи будівельної механіки. Нариси з історії. / В.А. Баженов, А.В. Перельмутер, Ю.В. Ворона, В.В. Отрашевська. – К. : Каравела, 2018. – 924 с.

40. Баженов В. А. Будівельна механіка. Комп'ютерні технології: підручник / В.А. Баженов, А.В. Перельмутер, О.В. Шишов. – К. : Каравела, 2009. – 696 с.

41. Бамбура А.М. Проектування залізобетонних конструкцій : посібник / А.М. Бамбура, І.Р. Сазонова, О.В. Дорогова, О.В. Войцехівський; за ред. А.М. Бамбури. – К. : Майстер книг, 2018. – 240 с.

42. Кривенко П.В. Будівельне матеріалознавство: підручник / П.В. Кривенко, К.К. Пушкарьова, В.Б. Барановський. – К. : Ліра-К, 2019. – 624 с.

43. Парфентьєва І.О. Основи та фундаменти : навчальний посібник для студентів спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» / І.О. Парфентьєва, О.В. Верешко, Д.А. Гусачук. – Луцьк : ЛНТУ, 2017. – 296с.

44. Павліков А.М. Залізобетонні конструкції : будівлі, споруди та їх частини: підручник. – Полтава : ТОВ «АСМІ», 2017. – 284 с.

45. Бакулін Є.А. Методи розрахунку підпірних стін / Є.А. Бакулін, В.М. Бакуліна, Н.О. Костира // Науковий Вісник НУБіП. Серія Техніка та Енергетика. – 2017. – Вип. 262. С. 72 – 87. URL: http://nbuv.gov.ua/UJRN/nvnau_tech_2017_262_9

46. Яковенко І.А. Напрями наукових досліджень кафедри будівництва НУБіП України / І.А. Яковенко, Є.А. Бакулін // Зб. тез доп. X Міжн. наук.-техн. конф. «Крамаровські читання» з нагоди 116-ї річниці від дня народження д.т.н., проф., чл.-кор. ВАСГНІЛ, віцепрез. УАСГН В.С.

Крамарова (1906–1987) та 125 річниці НУБіП України (24–25 лютого 2023 р., м. Київ). – К. : НУБіП України, 2023. – С. 488–491.

47. Yakovenko I., Bakulin Y. & Bakulina V. (2020) Classification methods of civil buildings reconstruction // Theoretical and scientific foundations of engineering : collective monograph / Apostolova R., Shembel E., Aurbach D., Markovsky B., – etc. – International Science Group. – Boston : Primedia eLaunch, 2020. 180 p., pp. 70–96. <https://doi.org/10.46299/isg.2020.MONO.TECH.II>

48. Дмитренко Є. А. Особливості розрахунку міцності нормальних перерізів згинальних залізобетонних конструкцій за методом Вуда в ПК «ЛІРА САПР» / Є. А. Дмитренко, Ю. В. Гензерський, І. А. Яковенко, Є. А. Бакулін // Український журнал будівництва та архітектури : науково-практичний журнал. – Дніпро : ДВНЗ ПДАБА, 2021. – № 5 (005). – С. 41–49. <http://uajcea.pgasa.dp.ua/issue/view/15004>

49. Yakovenko I.A. Influence of reinforcement parameters on the width of crack opening in reinforced concrete structures / I.A. Yakovenko, Ye.A. Dmytrenko // Achievements of Ukraine and EU countries in technological innovations and invention : collective monograph. – Riga: Izdevnieciba “Baltija Publishing”, 2022. – P. 510–536. <https://doi.org/10.30525/978-9934-26-254-8-18>

50. Глуховський В. Сейсмостійке будівництво в Україні: стан експериментально-теоретичних досліджень та розробка нормативної бази / В. Глуховський, Ю. Немчинов, М. Мар'єнков, К. Бабік // Наука та будівництво. – 2023. – Вип. 3 (37). – С. 42–51. <https://doi.org/10.33644/313-6679-3-2023-5>

51. Мар'єнков М. Обґрунтування сейсмостійкості висотної будівлі за результатами інструментальних та динамічних досліджень / М. Мар'єнков, К. Бабік, Д. Богдан та ін. // Наука та будівництво. – 2019. – Вип. 19(1). – С. 66– <https://doi.org/10.33644/scienceandconstruction.v19i1.70>