

**ХАРКІВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ МІСЬКОГО
ГОСПОДАРСТВА ІМЕНІ О.М. БЕКЕТОВА**

**НАВЧАЛЬНО-НАУКОВИЙ ІНСТИТУТ БУДІВНИЦТВА,
ЗЕМЛЕУСТРОЮ ТА ЦИВІЛЬНОЇ ІНЖЕНЕРІЇ**

Кафедра геотехніки, підземних споруд та гідротехнічного будівництва

**ВПРОВАДЖЕННЯ ЕФЕКТИВНИХ РІШЕНЬ ПОСИЛЕННЯ
ФУНДАМЕНТІВ ПІД ЧАС БУДІВНИЦТВА 10-ТИ ПОВЕРХОВОГО
2-Х СЕКЦІЙНОГО ЖИТЛОВОГО БУДИНКУ У М. СУМИ З
УЛАШТУВАННЯМ ПІДЗЕМНОГО ПЕРЕХОДУ**

Виконав: студент 2 курсу, М ПЦБ 2024-13

Спеціальності 192 – Будівництво та цивільна інженерія
Освітня програма – Промислове та цивільне будівництво



Юренко Я. В.



Керівник _____ Мозговий А.О.



Рецензент _____ Храпатова
І.В.

**ХАРКІВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ МІСЬКОГО
ГОСПОДАРСТВА імені О.М.БЕКЕТОВА**

**НАВЧАЛЬНО-НАУКОВИЙ ІНСТИТУТ БУДІВНИЦТВА,
ЗЕМЛЕУСТРОЮ ТА ЦИВІЛЬНОЇ ІНЖЕНЕРІЇ**

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри ГПСГБ

канд. техн. наук, доц. Александрович В.А.

"02" березня 2026 року

ЗАВДАННЯ
ДО ВИКОНАННЯ МАГІСТЕРСЬКОЇ РОБОТИ СТУДЕНТУ

ЮРЕНКО ЯНА ВІКТОРІВНА

Спеціальність 192 –Будівництво та цивільна інженерія

Освітня програма – Промислове та цивільне будівництво

(освітньо-професійна або освітньо-наукова)

Тема магістерської роботи: **Впровадження ефективних рішень посилення фундаментів під час будівництва 10-ти поверхового 2-х секційного житлового будинку у м. Суми з улаштуванням підземного переходу**

затверджена наказом ректора ХНУМГ ім. О.М. Бекетова від "27" лютого 2026р. № 188-03

Термін подання завершеної роботи на кафедру "01" червня 2026 р.

Вихідні дані до магістерської роботи тематика дослідження, архітектурні креслення об'єкта, інженерно-геологічні дані району будівництва.

Перелік питань, що підлягають дослідженню:

1. Огляд попередніх досліджень з обраної тематики
2. Дослідження вибору ефективних рішень посилення фундаментів
3. Впровадження результатів досліджень шляхом будівництва житлового будинку

Перелік графічного матеріалу: архітектурно-композиційне рішення об'єкту впровадження, конструктивне рішення фундаментів, конструктивне рішення несучих конструкцій будівлі, технологічна карта, календарний графік будівництва, будгенплан.

Дата видачі завдання "02" березня 2026 р.

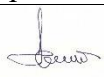
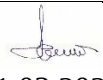
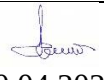
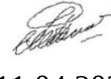
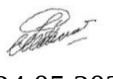
Керівник магістерської роботи

Мозговий А.О.

Завдання прийняв до виконання

Юренко Я.В.

Консультанти розділів роботи

Розділ		Прізвище, ініціали та посада консультанта	Підпис, дата	
			завдання видав	завдання прийняв
1. Аналітичний огляд стану питання.		д.т.н., доц. Мозговий А.О.	 03.03.2026	 20.03.2026
2. Дослідницька частина.		д.т.н., доц. Мозговий А.О.	 21.03.2026	 10.04.2026
3. Проектна частина	Архітектурно-конструктивне рішення обраного для впровадження об'єкта будівництва.	к.т.н., доц., зав. каф. МБ Завальний О.В.	 11.04.2026	 24.05.2026
	Розрахунок та проектування підземної та надземної частини об'єкта (споруди).	к.т.н., доц., в.о. зав. каф. БК Шемет Р.М.	 11.04.2025	 24.05.2026
		д.т.н., доц. Мозговий А.О.	 11.04.2026	 24.05.2026
	Технологія і організація будівельного виробництва.	к.т.н., доц. Братішко С.М.	 11.04.2026	 24.05.2026
	Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях.	к.т.н., доц. Нікітченко О.Ю.	 24.05.2026	 30.05.2026
4. Нормоконтроль		Гаврилюк О.В.	 30.05.2026	 10.06.2026

Календарний план

№ з/п	Назва етапів магістерської роботи	Строк виконання етапів	Примітка
1.	Аналітичний огляд стану питання.	02.03.2026 – 20.03. 2026 р	виконано
2.	Дослідницька частина.	21.03.2026 – 10.04. 2026 р	виконано
3.	Проектна частина	11.04.2026 – 24.05. 2026 р	виконано
4.	Нормоконтроль	25.05.2026 – 30.05. 2026 р	виконано

РЕФЕРАТ

до атестаційної магістерської роботи
зі спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія»
на тему «Впровадження ефективних рішень посилення фундаментів під
час будівництва 10-ти поверхового 2-х секційного житлового будинку у
м. Суми з улаштуванням підземного переходу»

студента II курсу ННІБЗЦІ
групи М ПЦБ 2024-1з
ХНУМГ імені О.М. Бекетова

Юренко Яна Вікторівна

Керівник: доктор технічних наук, професор кафедри ГПСГБ
Мозговий Андрій Олексійович.

Загальний обсяг магістерської роботи становить 113 сторінок.
Пояснювальна записка містить 14 таблиць, 14 рисунків, додатки, а також
11 аркушів графічної частини формату А1 із кресленнями та
розрахунковими матеріалами.

Об'єктом дослідження є багатоповерхова житлова будівля, для якої
передбачено підсилення фундаментів та ґрунтової основи за допомогою
мікропаль із полімерними добавками.

Предметом дослідження виступає напружено-деформований стан
системи «основа – фундамент – споруда» за різних варіантів підсилення.

Метою роботи є визначення найбільш ефективного та економічно
доцільного способу підсилення фундаментів і ґрунтової основи з
використанням мікропальових технологій.

У першому розділі виконано огляд сучасних методів покращення
властивостей ґрунтових основ та підсилення фундаментів будівель і
споруд. Проведено аналіз існуючих технологічних рішень з урахуванням
особливостей їх застосування в різних регіонах, технічної ефективності та
економічної доцільності.

У другому розділі досліджено вплив геометричних параметрів мікропаль із полімерними добавками на роботу системи «основа – фундамент – споруда». Розглянуто різні варіанти довжини та діаметра мікропаль, виконано порівняльний аналіз отриманих результатів і здійснено техніко-економічне обґрунтування раціонального варіанта підсилення.

У третьому розділі розроблено об'ємно-планувальні, архітектурні та конструктивні рішення житлового будинку. Виконано теплотехнічний розрахунок зовнішніх огорожувальних конструкцій, запроєктовано збірні залізобетонні перекриття, сходову клітину та пальові фундаменти. Проведено аналіз інженерно-геологічних умов будівельного майданчика. Також розроблено технологію виконання будівельно-монтажних робіт, що включає календарний графік зведення об'єкта, будівельний генеральний план та технологічну карту на влаштування монолітного ростверку. Окрему увагу приділено питанням охорони праці, безпеки виконання робіт на будівельному майданчику, діям у надзвичайних ситуаціях та виконанню індивідуального дослідницького завдання.

Основні висновки за проведенням дослідженням:

За наявності в основі будівлі слабких ґрунтів або у випадках порушення природної структури ґрунтової основи під час будівельних робіт зростає ризик виникнення надмірних осідань фундаментів, що можуть негативно впливати на експлуатаційну надійність споруди. Одним із результативних способів зменшення деформацій основи є її підсилення сучасними геотехнічними методами, зокрема із застосуванням мікропаль, модифікованих полімерними добавками. Використання такої технології є особливо доцільним під час виконання робіт в умовах обмеженого будівельного простору або при реконструкції існуючих об'єктів, оскільки вона не потребує значних виробничих площ та великої висоти приміщень для розміщення спеціалізованого обладнання.

У роботі запропоновано алгоритм визначення раціональних геометричних параметрів мікропаль із полімерними добавками, зокрема їх довжини та кроку розташування. Для оцінювання впливу зазначених параметрів на розрахункові осідання фундаментів проєктованої будівлі розроблено програмний код мовою Python у середовищі Google Colab. Отримані результати дозволяють обґрунтувати вибір ефективних параметрів підсилення основи та забезпечити зниження нерівномірних деформацій фундаментів.

Ключові слова: підсилення ґрунтової основи, фундаменти, мікропалі, полімерні добавки, напружено-деформований стан, осідання, геотехнічні технології.

ЗМІСТ

1. Аналітичний огляд стану питання.....	9
1.1 Вступ.....	9
1.2 Сучасні підходи до влаштування мікропаль і технології підсилення фундаментних ґрунтів.....	9
1.3 Нормативні положення та стандарти застосування мікропаль для підсилення ґрунтових основ і фундаментів.....	10
1.4 Науковий огляд застосування мікропаль для зміцнення та стабілізації основ споруд	12
2. Дослідницька частина.....	14
2.1 Формування дослідницької гіпотези та виклад теоретичних засад вибору способів зміцнення ґрунтових основ	14
2.2 Розроблення методології та визначення підходу до організації наукового дослідження	16
2.3 Дослідження геологічних та інженерних умов будівельного майданчика	19
2.4 Визначення оптимальних характеристик мікропаль відповідно до інженерно-геологічних умов ділянки.....	21
2.5 Опрацювання даних, інтерпретація процесів та представлення отриманих результатів дослідження.....	22
3. Проектна частина	27
3.1 Архітектурно-конструктивне рішення обраного для впровадження об'єкта будівництва.....	27
3.1.1 Вихідні дані.....	27
3.1.2 Планувальні рішення генерального плану	27
3.1.3 Об'ємно - планувальне рішення будинку	29
3.1.4. Архітектурно–конструктивні рішення будинку	30
3.1.5. Теплотехнічний розрахунок зовнішньої стіни	32

3.2 Розрахунок та проектування підземної та надземної частини об'єкта (споруди).....	33
3.2.1 Розрахунок багатопустотної попередньо напруженої плити	33
3.2.2 Розрахунок сходового маршу	45
3.2.3 Основи та фундаменти.....	53
3.3 Технологія і організація будівельного виробництва.....	62
3.3.1 Підготовка будівельного виробництва	62
3.3.2 Технологія виконання основних будівельно-монтажних робіт.....	62
3.3.3 Вибір комплекту машин і механізмів	71
3.3.4 Технологічна карта на влаштування монолітного ростверку	80
3.3.5 Техніко-економічні показники	85
3.3.6 Календарний графік будівництва.....	86
3.3.7 Будгенплан	87
3.4 Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях	90
3.4.1 Виробнича санітарія.....	90
3.4.2 Санітарно-гігієнічне обслуговування працюючих на будівельному майданчику та розрахунок потреби в тимчасових санітарно-побутових приміщеннях	91
3.4.3 Захист робітників-будівельників від шкідливої дії пилу, шуму, вібрації, газів і захист від їх дії при бетонуванні ростверку (плити) та при кам'яній кладці стін	93
3.4.4 Розрахунок штучного освітлення	95
3.4.5 Техніка безпеки.....	97
3.4.6 Вказівки щодо закріплення запобіжного пояса.....	101
3.4.7 Безпека виконання мулярських робіт на висоті	102
3.4.8 Пожежна безпека будівлі	103
СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ.....	105
Додаток А.....	110

1. АНАЛІТИЧНИЙ ОГЛЯД СТАНУ ПИТАННЯ

1.1 Вступ

Мікропалі з полімерними домішками є ефективним рішенням для підсилення ґрунтових основ у складних інженерно-геологічних умовах, особливо в межах щільної міської забудови та під час реконструкції існуючих будівель. Завдяки малому діаметру їх можна влаштовувати в обмеженому просторі, зокрема у підвалах, поблизу наявних конструкцій або всередині будівель, без значного шуму, вібрацій і впливу на навколишню забудову.

Полімерні добавки покращують міцність, тріщиностійкість, водонепроникність і довговічність матеріалу мікропаль, а також підвищують зчеплення з ґрунтом. Це сприяє ефективнішому передаванню навантажень на глибші міцні шари основи, зменшенню деформацій фундаментів і підвищенню їх несучої здатності.

Важливою перевагою мікропаль є можливість варіювання їх довжини, діаметра, кута нахилу та схеми розташування залежно від умов будівельного майданчика. Крім того, ін'єктування під тиском дозволяє додатково ущільнювати ґрунт навколо палі та підвищувати ефективність підсилення.

Отже, мікропалі з полімермодифікованими сумішами є технологічним, надійним і екологічно доцільним способом підсилення основ і фундаментів, який доцільно застосовувати як у новому будівництві, так і під час реконструкції будівель та споруд.

1.2 Сучасні підходи до влаштування мікропаль і технології підсилення фундаментних ґрунтів

Сучасні технології улаштування мікропаль включають буронабивні, буроін'єкційні, бурозмішувальні та комбіновані методи. Найбільш поширеною є буроін'єкційна технологія, за якої після буріння свердловини та встановлення армування виконується подача цементного або

полімермодифікованого розчину під тиском. Це забезпечує заповнення свердловини, формування тіла палі та часткове ущільнення ґрунту навколо неї. Залежно від умов будівельного майданчика застосовують одноетапну або двоетапну схему виконання робіт. Одноетапна технологія передбачає одночасне буріння та ін'єктування через порожнистий буровий інструмент. Двоетапна схема включає попереднє буріння, первинне заповнення свердловини розчином і подальше вторинне ін'єктування під підвищеним тиском, що сприяє утворенню зони зміцненого ґрунту.

Бурозмішувальний метод полягає у перемішуванні ґрунту з в'язучим розчином без його вилучення на поверхню. У результаті формується ґрунтоцементний елемент із підвищеною міцністю та водонепроникністю. Комбіновані технології передбачають поєднання мікропаль з ін'єкційними екранами, шпунтовими огороженнями або ґрунтоцементними елементами, що дозволяє підвищити надійність основи.

В умовах щільної міської забудови перевагу надають малогабаритним буровим установкам, які можуть працювати в обмеженому просторі, зокрема у підвальних приміщеннях або поблизу існуючих конструкцій. Армування мікропаль виконується сталевими трубами, арматурними каркасами або композитними стрижнями залежно від величини навантажень і розрахункової схеми.

Контроль якості улаштування мікропаль здійснюється за технологічними параметрами ін'єктування, зокрема тиском, об'ємом і швидкістю подачі розчину, а також шляхом статичних випробувань, кернування та неруйнівного контролю. За потреби мікропалі можуть улаштовуватися під нахилом, що розширює можливості їх застосування при підсиленні фундаментів і стабілізації ґрунтових основ.

1.3 Нормативні положення та стандарти застосування мікропаль для підсилення ґрунтових основ і фундаментів

Застосування мікропаль для підсилення ґрунтових основ і фундаментів регламентується чинними нормативними документами, які визначають вимоги до проєктування, розрахунку, улаштування та контролю якості таких конструктивних елементів. Відповідно до ДБН В.2.1-10:2018 [1], мікропалі можуть використовуватися для підсилення існуючих фундаментів, зокрема в умовах щільної міської та історичної забудови, де застосування традиційних пальових технологій є ускладненим через обмежений простір, наявність існуючих конструкцій або складні гідрогеологічні умови.

Розрахунок несучої здатності мікропаль виконується за загальними положеннями розрахунку пальових фундаментів із урахуванням особливостей їх роботи в ґрунтовому масиві, умов виготовлення, якості ін'єктування та взаємодії тіла палі з основою. Особливу увагу при цьому необхідно приділяти забезпеченню надійного зчеплення мікропалі з навколишнім ґрунтом, контролю якості бетонування або ін'єктування, а також перевірці фактичної несучої здатності конструкції.

Вимоги до виконання спеціальних геотехнічних робіт, пов'язаних з улаштуванням ін'єкційних елементів, визначаються ДСТУ EN 12715:2020 [2]. Цей стандарт регламентує основні технологічні етапи робіт, зокрема буріння, встановлення армування, подавання ін'єкційного розчину, контроль параметрів ін'єктування та оцінювання якості виконаних робіт. До основних контрольованих параметрів належать тиск ін'єктування, об'єм поданого розчину, швидкість його нагнітання та відповідність фактичних показників проєктним вимогам.

Для підтвердження розрахункових параметрів мікропаль доцільним є виконання пробних паль із подальшими статичними випробуваннями. Це дозволяє уточнити фактичну несучу здатність, оцінити якість взаємодії палі з ґрунтом та за потреби скоригувати проєктні рішення. У складних інженерно-геологічних умовах, а також при реконструкції відповідальних будівель і споруд, такий підхід є особливо важливим.

У районах із підвищеною сейсмічною активністю конструкція мікропаль повинна забезпечувати достатню пластичність і здатність сприймати динамічні та циклічні навантаження. Крім того, під час проєктування необхідно враховувати вимоги щодо довговічності, корозійного захисту арматурних елементів і надійності роботи фундаментної системи протягом усього розрахункового строку експлуатації.

1.4 Науковий огляд застосування мікропаль для зміцнення та стабілізації основ споруд

Аналіз наукових джерел свідчить, що мікропалі є ефективним засобом підсилення слабких ґрунтових основ, стабілізації фундаментів існуючих будівель та зменшення деформацій споруд у складних інженерно-геологічних умовах. У сучасній практиці дослідження мікропаль охоплюють питання вибору технології їх улаштування, моделювання взаємодії з ґрунтовим масивом, визначення несучої здатності, роботи у складі груп та ефективності з'єднання з існуючими фундаментами.

У роботі [4] виконано порівняльний аналіз буроін'єкційної та бурозмішувальної технологій улаштування мікропаль. Встановлено, що бурозмішувальний метод забезпечує більш керовану зміну напружено-деформованого стану неоднорідних ґрунтів за рахунок формування ґрунтоцементного елемента з покращеними деформаційними характеристиками. Чисельне моделювання у програмному комплексі SCAD показало, що збільшення модуля пружності ґрунтоцементу сприяє зменшенню вертикальних переміщень фундаменту без істотної зміни рівня напружень.

У дослідженні [5] розглянуто питання вибору розрахункової моделі ґрунтової основи при підсиленні фундаментів мікропалями. Порівняно моделі пружного півпростору та пружного шару скінченої товщини. Автори дійшли висновку, що модель пружного шару більш коректно

відображає реальні умови роботи фундаментної системи, особливо під час чисельного моделювання. Оптимальною приймається товщина розрахункового шару в межах 5–6 довжин палі, що дозволяє більш точно відтворити напружено-деформований стан основи та виконати розрахунок за деформаціями.

Практичне застосування мікропаль для стабілізації існуючих будівель наведено у роботі [6]. У дослідженні розглянуто підсилення 9-поверхового житлового будинку в Єгипті, де надмірні осідання плитного фундаменту були зумовлені наявністю потужного шару слабкої глини. Запропонована система підведення мікропаль дозволила стабілізувати деформації будівлі. Незважаючи на незначні додаткові переміщення на початковому етапі робіт, спричинені бурінням, подальший моніторинг підтвердив припинення розвитку осідань і крену

У роботі [7] досліджено вдосконалений спосіб з'єднання мікропалі з існуючим фундаментом. Запропонована конструкція передбачає розширення цементного перерізу під подошвою фундаменту, завдяки чому навантаження передається не лише через зчеплення між цементним каменем і бетоном, а й за рахунок роботи розширеної частини на продавлювання. Експериментальні дослідження показали підвищення несучої здатності такого з'єднання приблизно на 40 % порівняно з традиційними рішеннями. Встановлено, що ефективність з'єднання значною мірою залежить від геометрії розширення, а оптимальним є співвідношення діаметра розширеної частини до діаметра палі 2:1.

Окремий напрям досліджень пов'язаний із використанням мікропаль для стабілізації зсувонебезпечних схилів. У роботі [8] запропоновано підхід до визначення внутрішніх зусиль у групах мікропаль із урахуванням їх взаємного впливу. Методика базується на застосуванні р-множників, які дозволяють врахувати так званий тіньовий ефект між палями та нелінійну взаємодію системи «грунт — паля». Доведено, що навантаження між

окремими рядами мікропаль розподіляється нерівномірно, а різниця у величині сприйнятого навантаження може досягати 40 %.

Результати дослідження [8] також показали, що найбільший вплив на внутрішні зусилля в мікропалях має їх згинальна жорсткість. Зміна цього параметра може суттєво впливати на результати розрахунку, тоді як вплив міжосьової відстані між палями є менш значним. Запропонована модель була перевірена на основі даних реальних інженерних об'єктів і показала вищу точність порівняно з традиційними методиками, які можуть завищувати прогнозовані деформації.

Узагальнення результатів наукових джерел [1–8] дає змогу зробити висновок, що мікропалі є універсальним і ефективним інженерним рішенням для підсилення ґрунтових основ, стабілізації фундаментів і забезпечення надійності споруд у складних геотехнічних умовах. Їх застосування дозволяє зменшити осідання, підвищити несучу здатність основи, стабілізувати крени будівель і забезпечити роботу фундаментної системи в умовах обмеженого простору. Водночас актуальними залишаються питання удосконалення нормативної бази, розроблення єдиних підходів до контролю якості з'єднання мікропаль із фундаментами, а також уточнення методик розрахунку для сейсмічних, зсувонебезпечних і водонасичених ґрунтових умов.

2. ДОСЛІДНИЦЬКА ЧАСТИНА

2.1 Формування дослідницької гіпотези та виклад теоретичних засад вибору способів зміцнення ґрунтових основ

На основі аналізу наукових джерел у цьому дослідженні пропонується застосування мікропаль для посилення фундаменту проєктованої будівлі, оскільки геологічний розріз ділянки містить просадочні ґрунти. Вибір обґрунтовано високою ефективністю мікропаль у таких умовах, а техніко-економічне порівняння альтернативних рішень

базується на оцінці їхніх переваг та обмежень. Особливу роль відіграють геометричні параметри – довжина та діаметр, які визначають рівень осідання та надійність розвантаження ґрунтового шару.

Основна гіпотеза полягає в існуванні оптимального співвідношення довжини й діаметра, що забезпечує мінімальні деформації та економічну доцільність. Надто короткі чи тонкі палі збільшують кількість елементів і витрати, тоді як надмірний діаметр або глибина можуть спричинити нерівномірний розподіл навантажень. Очікується, що палі діаметром 800 мм і довжиною 6–7 м дадуть найкращий баланс між несучою здатністю, рівномірністю деформацій та економією матеріалів, а також знизять ризик додаткових просадок при замочуванні ґрунту.

Серед ключових переваг мікропаль:

1. Економічність у порівнянні з класичними буронабивними фундаментами.
2. Мінімальний вібраційний вплив, що важливо для реконструкції.
3. Висока адаптивність – можливість варіювати довжину, діаметр, нахил і глибину.
4. Покращення механічних властивостей основи: зростання несучої здатності, зменшення деформацій, підвищення модуля пружності.
5. Екологічна безпека – відсутність масового вилучення ґрунту та шкідливих викидів.

Проведений аналіз свідчить про значний потенціал застосування мікропаль із полімерними добавками для підсилення фундаментів та ґрунтових основ у складних інженерно-геологічних умовах. Поєднання високої міцності, адаптивності до різних умов експлуатації та зменшеного впливу на навколишнє середовище робить такі конструкції ефективним рішенням, особливо для об'єктів щільної міської забудови та реконструкції існуючих споруд. Водночас окремі аспекти їх використання, зокрема економічна доцільність, довговічність полімерних компонентів в

агресивному середовищі та питання подальшої утилізації матеріалів, потребують додаткового наукового обґрунтування й експериментального вивчення.

2.2 Розроблення методології та визначення підходу до організації наукового дослідження

Альтернативою мікропалам для посилення фундаментів можуть бути різні методи, вибір яких залежить від типу ґрунту, ступеня пошкодження, навантаження, бюджету та доступності обладнання.

1. Цементация ґрунтів – ін'єкування цементно-піщаних чи глинистих розчинів для ущільнення основи. Переваги: простота, низька вартість, ефективність при локальних просадках. Недоліки: обмежене застосування у глибоких чи водонасичених шарах, ризик нерівномірного підняття.

2. Силікатизація та смолизація – хімічне закріплення ґрунту рідким склом або смолами. Переваги: швидке твердіння, висока міцність у піщаних ґрунтах. Недоліки: токсичність, висока ціна, слабка ефективність у глинах.

3. Підведення плит чи смуг – збірні блоки або монолітна підшва під фундаментом. Переваги: довговічність, висока несуча здатність. Недоліки: потреба у просторі, тимчасове розвантаження конструкцій, ризик просадки під час робіт.

4. Бурунабивні палі великого діаметра (400–1200 мм). Переваги: значна несуча здатність, надійність. Недоліки: громіздка техніка, шум, вібрації, непридатність для стиснених умов.

5. Термічне закріплення – випалювання або заморожування ґрунту. Переваги: ефективність у водонасичених умовах, швидкий результат. Недоліки: висока енерговитратність, тимчасовий ефект (крім випалювання), обмежене застосування в містах.

6. Метод “стіна в ґрунті” – бетонування вузької щілини для створення монолітної стіни. Переваги: висока міцність і водонепроникність. Недоліки: дороговартісність, спеціалізована техніка, тривалі строки.

7. Геосинтетики – георешітки чи геов’язі для розподілу навантаження. Переваги: легкість монтажу, дешевизна, екологічність. Недоліки: обмежена несуча здатність, непридатність для великих навантажень.

8. Комбіновані методи – поєднання ін’єктування з плитами чи пальовими системами, що часто дає найкращий результат.

Результати порівняння представлено на рис. 2.1.–2.4.

Вибір альтернативи мікропалям має враховувати технічні, економічні та організаційні чинники. У щільній забудові та історичних центрах мікропалі зазвичай залишаються найраціональнішим рішенням. У відкритих ділянках або при значних навантаженнях ефективнішими можуть бути буронабивні палі чи підведення плит. Для локальних просадок доцільно застосовувати цементацію або геосинтетичні матеріали.

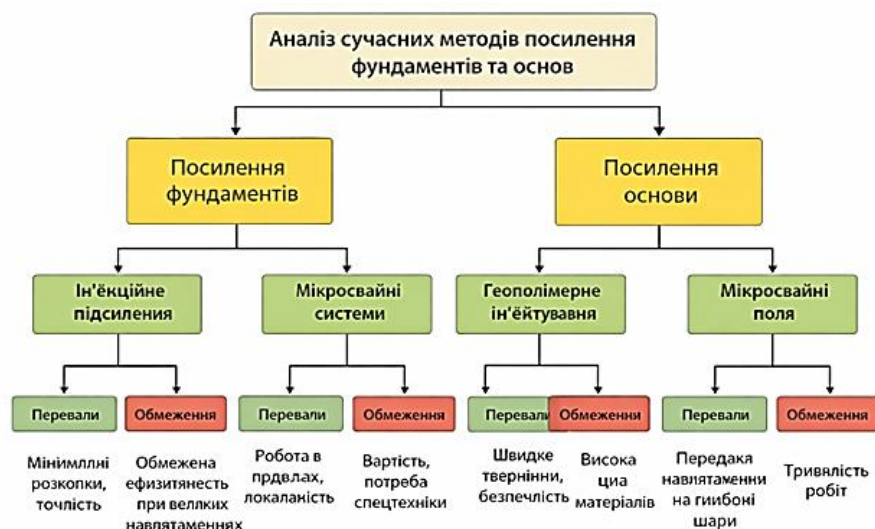


Рисунок 2.1 – Порівняння методів посилення основ за різними критеріями

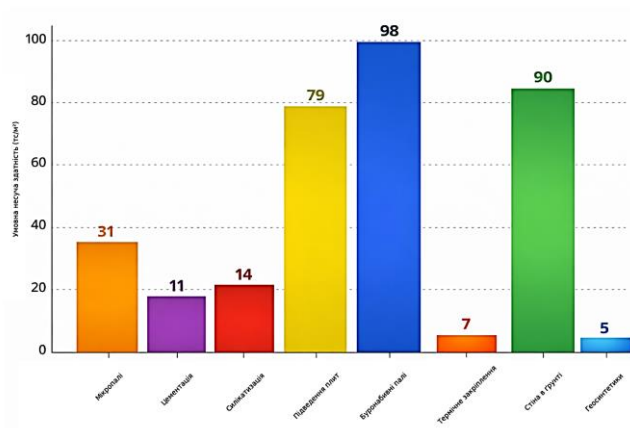
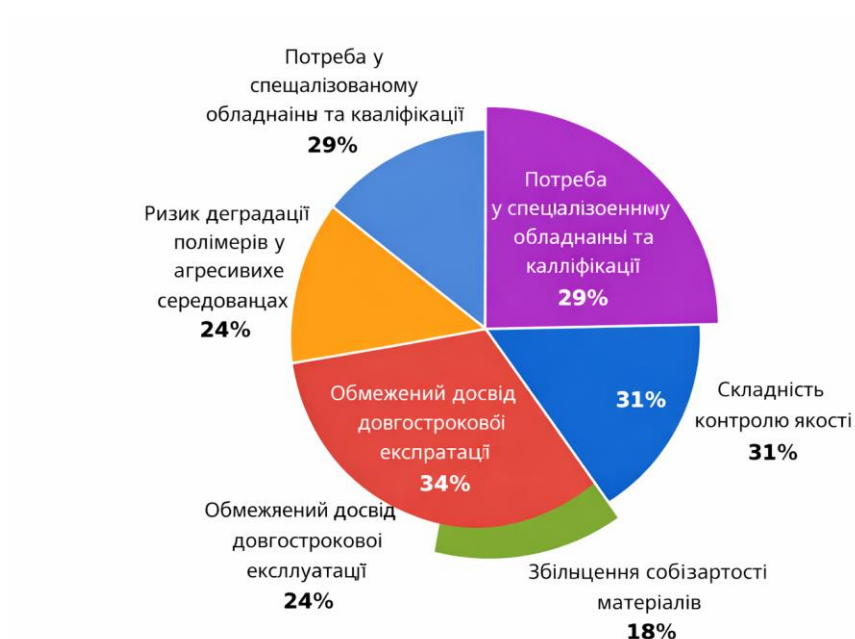


Рисунок 2.2 – Несуча здатність ґрунтів основ посиленних різними методами



Рисунок 2.3 – Переваги методу посилення ґрунтів основ мікропаллями



2.3 Дослідження геологічних та інженерних умов будівельного майданчика

Інженерно-геологічна характеристика ґрунтових умов майданчика. Інженерно-геологічна будова майданчика характеризується наявністю декількох шарів ґрунтів, які суттєво відрізняються за фізико-механічними властивостями, несучою здатністю та деформаційною поведінкою.

У верхній частині розрізу залягає насипний ґрунт потужністю 2,3–2,8 м. Для цього шару характерні неоднорідний склад, понижена щільність $\rho = 1,58 \text{ т/м}^3$ та недостатні несучі властивості. У зв'язку з цим він не може розглядатися як надійна основа для сприйняття навантажень від фундаментів.

Нижче розташований пісок пилюватий із прошарками супіску потужністю 1,7–2,1 м. Його щільність становить $\rho = 1,83 \text{ т/м}^3$, кут внутрішнього тертя $\varphi = 28^\circ$, модуль деформації $E = 5 \text{ МПа}$. Низьке значення модуля деформації свідчить про значну стисливість шару та його обмежену придатність для роботи як несучої основи.

На глибині приблизно 4,0–5,0 м залягає водонасичений пісок середньої крупності потужністю 2,0–2,8 м. Цей шар має вищі міцнісні та деформаційні характеристики: щільність $\rho = 2,04 \text{ т/м}^3$, кут внутрішнього тертя $\varphi = 38^\circ$, модуль деформації $E = 38 \text{ МПа}$. Незважаючи на кращі показники порівняно з верхніми шарами, його водонасичений стан потребує додаткового врахування під час проєктування фундаментів.

Нижче залягає шар глини потужністю понад 5 м. Ґрунт характеризується щільністю $\rho = 1,94 \text{ т/м}^3$, природною вологістю $W = 0,26$, межею пластичності $W_p = 0,22$ та межею текучості $W_l = 0,40$. Кут внутрішнього тертя становить $\varphi = 18^\circ$, питоме зчеплення $c = 50 \text{ кПа}$, модуль деформації $E = 23 \text{ МПа}$. Завдяки достатньому зчепленню та відносно

стабільним деформаційним характеристикам цей шар може розглядатися як найбільш придатний для сприйняття навантажень від мікропаль.

Гідрогеологічні умови

Рівень ґрунтових вод зафіксований на глибині 3,2–3,3 м. За таких умов фундаменти із глибиною закладання близько 3,0 м розташовуються безпосередньо поблизу рівня ґрунтових вод. Це може ускладнювати умови виконання робіт і потребує врахування заходів із водозниження, дренажу, гідроізоляції та захисту конструкцій від агресивного впливу вологи.

Інженерно-геологічна оцінка основи

Аналіз ґрунтового розрізу показує, що верхні шари — насипний ґрунт і пиловатий пісок із прошарками супіску — мають недостатні несучі властивості та підвищену стисливість. Їх використання як безпосередньої основи фундаментів може призвести до нерівномірних осідань і розвитку додаткових деформацій будівлі.

Водонасичений пісок середньої крупності має кращі міцнісні характеристики, однак через високий рівень ґрунтових вод його робота може бути менш стабільною. Найбільш надійним шаром для передавання навантажень є глина, яка має достатнє питоме зчеплення, значну потужність і може ефективно працювати як несучий шар для пальових або мікропальових елементів.

Висновок щодо вибору способу підсилення основи

За наявних інженерно-геологічних умов улаштування фундаментів на глибині близько 3,0 м є недостатньо надійним, оскільки вони потрапляють у зону слабких і водонасичених ґрунтів. Це може спричинити розвиток нерівномірних осідань, зниження стійкості фундаментної системи та погіршення експлуатаційної надійності будівлі.

Для підсилення ґрунтової основи доцільно застосувати мікропалі, які забезпечуватимуть передавання навантажень від фундаментів через слабкі верхні шари на більш надійний глинистий шар. Рациональна довжина мікропаль може становити 6–7 м, що дозволяє пройти насипний ґрунт,

пилуватий пісок і водонасичений пісок середньої крупності та забезпечити роботу нижньої частини палі у глині.

Рекомендований діаметр мікропаль доцільно приймати в межах 150–250 мм залежно від величини навантаження, технології буріння та прийнятої схеми підсилення. Для підвищення несучої здатності мікропаль у глинистому шарі доцільно передбачити ін'єкційне розширення нижньої частини палі, що сприятиме збільшенню площі контакту з ґрунтом і покращенню роботи палі на стиск.

З урахуванням високого рівня ґрунтових вод необхідно передбачити заходи щодо захисту мікропаль від корозії та впливу вологи, зокрема використання обсадних труб, щільного цементного або полімермодифікованого розчину, а також контроль якості ін'єктування.

2.4 Визначення оптимальних характеристик мікропаль відповідно до інженерно-геологічних умов ділянки

Алгоритм визначення несучої здатності мікропалі базується на нормативних вимогах [1] та інженерних розрахунках і виконується поетапно.

Збір вихідних даних. Враховуються геологічні умови (шари ґрунту, їхня міцність, вологість, рівень ґрунтових вод), конструктивні параметри палі (діаметр, довжина, тип армування, матеріал заповнення) та навантаження від споруди (вертикальні, горизонтальні, згинальні моменти).

Вибір розрахункової моделі. «Несуча здатність визначається як сума опору на підшві палі (торцевий опір) та тертя по бічній поверхні, розрахованого для кожного ґрунтового шару:

$$F_d = \gamma_c \times (\gamma_{cR} \times R \times A + u \times \Sigma(\gamma_{cf} \times f_i \times h_i)),$$

де: F_d – несуча здатність мікропалі (розрахункова);

$\gamma_c, \gamma_{cR}, \gamma_{cf}$ – коефіцієнти умов роботи мікропалі;

R – опір ґрунту під підшвою мікропалі (розрахунковий);

A – площа підошви мікропалі;

u – периметр перерізу мікропалі;

f_i – опір ґрунту основи по бічній поверхні мікропалі по шару i ;

h_i – товщина ґрунтового шару i .

Випробування ґрунтів. Застосовують статичне чи динамічне зондування, пресіометричні та штампові методи. Значення визначаються за нормативними таблицями чи експериментально.

Коефіцієнти для мікропаль. Ураховуються знижуючі коефіцієнти тертя (через малий діаметр та технологію), якість ін'єктування, а також вплив полімерних добавок, що підвищують міцність розчину чи бетону.

Польові випробування. За потреби проводять статичні навантаження (найточніший метод) або динамічні й зондувальні тести для масового контролю.

Призначення несучої здатності. Приймається менше з двох значень – розрахункового та експериментального. Алгоритм поєднує геологічні дані, нормативні коефіцієнти, конструктивні параметри та результати випробувань. Для мікропаль критично враховувати технологію виконання й якість заповнення, адже це визначає кінцеву міцність.

Дослідження передбачає вибір оптимальних параметрів довжини та діаметра мікропаль для посилення основи будівлі. Чисельний експеримент реалізовано у програмному коді на мові програмування R в середовищі RStudio для оцінки несучої здатності залежно від геометрії та характеристик ґрунтових шарів (див. Додаток А). Згідно з [1], для багатоповерхових безкаркасних будівель граничні деформації основи не повинні перевищувати 12 см (див. додаток А, табл. А.1, п.3 [1]).

2.5 Опрацювання даних, інтерпретація процесів та представлення отриманих результатів дослідження

Результати розрахунків несучої здатності із варіюванням довжин мікропаль та їх діаметрів представлено на рис. 2.5 - 2.7.

Графік (рис. 2.5) демонструє залежність несучої здатності палі від її довжини для трьох діаметрів: 0,6 м, 0,8 м та 1 м. Чітко видно, що зі збільшенням довжини палі її несуча здатність зростає незалежно від діаметра. Найнижчі значення має червона крива (діаметр 0,6 м), що підтверджує меншу ефективність тонких паль. Зелена крива (0,8 м) займає проміжне положення, забезпечуючи кращу несучу здатність при тих самих довжинах. Найвищі показники демонструє синя крива (1 м), що відповідає найбільшому діаметру палі.

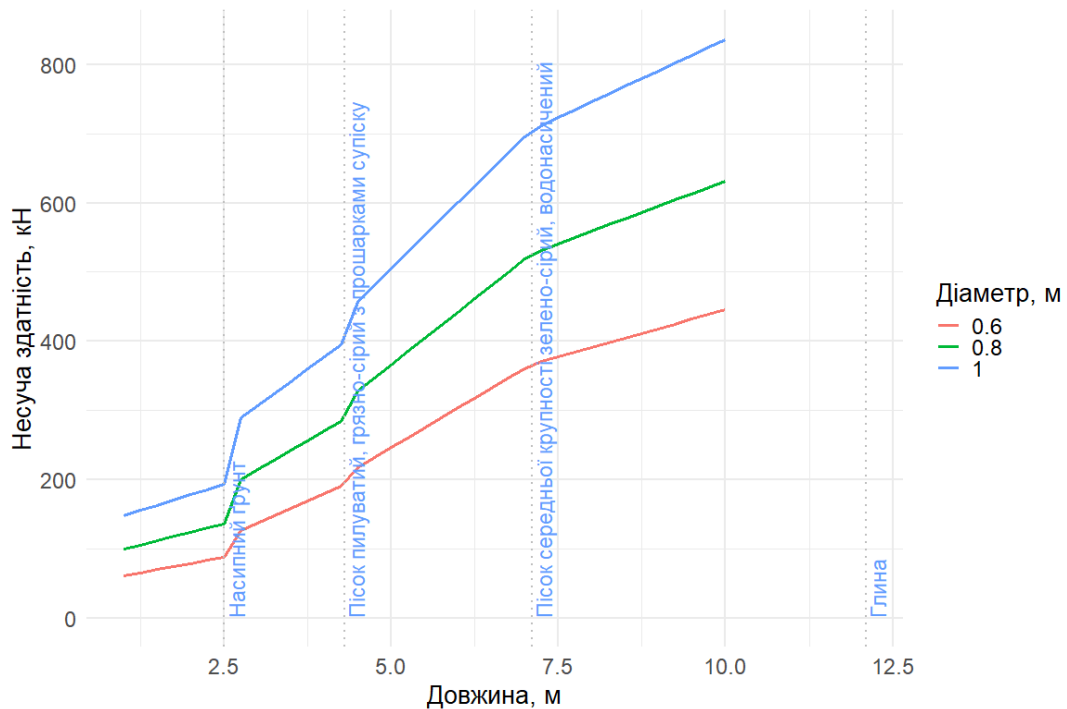


Рисунок 2.5 – Графік залежності несучої здатності від довжини мікропалі

На ділянці насипного ґрунту несуча здатність зростає повільно, що пояснюється низькою міцністю цього шару. При переході до піску пилуватого та глини з прошарками супіску приріст несучої здатності стає більш вираженим. У зоні середньої крупності піску, який є водонасиченим, крива демонструє різке зростання, адже цей шар має значний опір. Подальше занурення у глину забезпечує стабільне нарощування несучої здатності, особливо для паль більшого діаметра.

Вертикальні пунктирні лінії на графіку позначають межі ґрунтових шарів, що дозволяє співставити приріст несучої здатності з геологічними умовами. Для палі діаметром 0,6 м максимальна несуча здатність при довжині близько 12 м становить приблизно 500–550 кН.

Для палі діаметром 0,8 м цей показник сягає близько 700 кН, що підтверджує ефективність збільшення діаметра. Палі діаметром 1 м при тій самій довжині демонструє несучу здатність понад 850 кН, що майже удвічі перевищує результат палі 0,6 м.

Таким чином, діаметр палі є критичним фактором, який визначає її здатність передавати навантаження на ґрунт. Загалом графік підтверджує, що оптимальне поєднання довжини та діаметра дозволяє досягти високої несучої здатності з урахуванням конкретних ґрунтових умов.

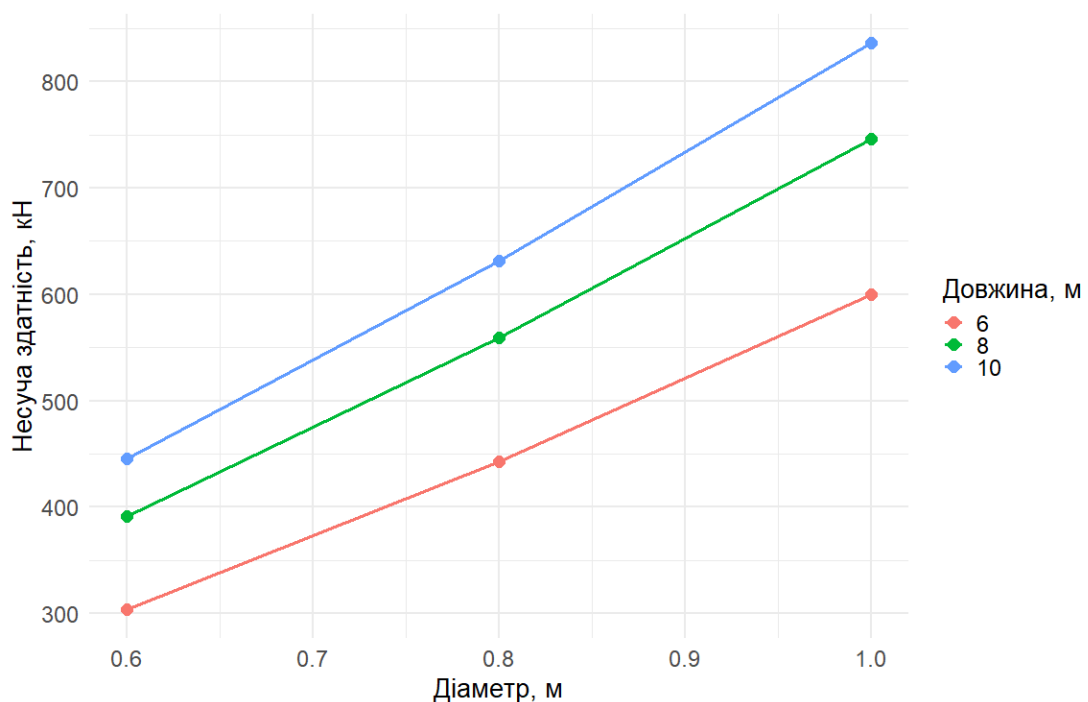


Рисунок 2.6 – Графік залежності несучої здатності від діаметру мікропалі фіксованій довжині 6,0 м

Графік (рис. 2.6) показує залежність несучої здатності від діаметра палі для трьох довжин: 6, 8 та 10 м. Усі криві мають зростаючий характер – зі збільшенням діаметра несуча здатність підвищується. Найнижчі

значення демонструє червона лінія (довжина 6 м), що підтверджує меншу ефективність коротких паль. Зелена крива (8 м) займає проміжне положення, забезпечуючи більшу несучу здатність при тих самих діаметрах. Найвищі показники має синя лінія (10 м), яка демонструє значний приріст міцності при збільшенні довжини.

Для діаметра 0,6 м несуча здатність становить близько 250–300 кН при довжині 6 м, тоді як при 10 м вона перевищує 400 кН. При діаметрі 1 м несуча здатність сягає понад 700 кН для довжини 10 м, що майже удвічі більше порівняно з палі довжиною 6 м. Це свідчить, що одночасне збільшення діаметра й довжини дає найбільший ефект у підвищенні міцності. Графік підтверджує важливість оптимального вибору геометричних параметрів палі для забезпечення надійності фундаменту. Загалом, довші та товстіші палі забезпечують значно вищу несучу здатність, що критично для роботи у слабких ґрунтах та при великих навантаженнях.

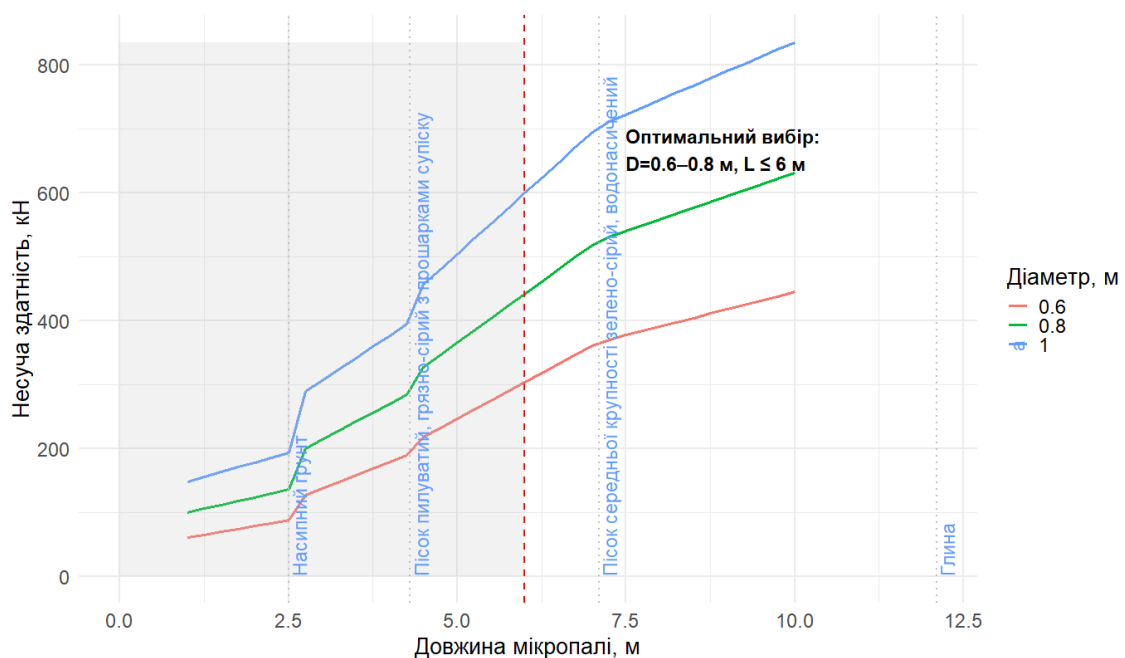


Рисунок 2.7 – Узагальнюючий графік залежності несучої здатності від довжини мікропалі при різних діаметрах із межами ефективності

Графік (рис. 2.7) відображає залежність несучої здатності мікропаль від їхньої довжини при різних діаметрах: 0,6 м, 0,8 м та 1 м. Усі криві мають зростаючий характер – зі збільшенням довжини несуча здатність підвищується. Найнижчі значення демонструє червона лінія (діаметр 0,6 м), що підтверджує обмежену ефективність тонких паль. Зелена крива (0,8 м) займає проміжне положення, забезпечуючи більшу несучу здатність при тих самих довжинах. Синя крива (1 м) показує найвищі результати, особливо при довжині понад 8 м.

На ділянці насипного ґрунту приріст несучої здатності мінімальний, адже цей шар має низьку міцність. При переході до пилюватого піску та глини з прошарками супіску несуча здатність зростає швидше. У зоні середньої крупності піску, який є водонасиченим, спостерігається різке збільшення несучої здатності. Подальше занурення у глину забезпечує стабільне нарощування міцності, особливо для паль діаметром 0,8–1 м.

Вертикальні пунктирні лінії на графіку позначають межі ґрунтових шарів, що дозволяє співставити приріст несучої здатності з геологічними умовами. Для палі діаметром 0,6 м при довжині 6 м несуча здатність становить близько 300–350 кН. Для палі діаметром 0,8 м при тій самій довжині цей показник сягає 450–500 кН. Палі діаметром 1 м при довжині 6 м демонструє понад 600 кН, що майже удвічі більше за палі 0,6 м. При довжині понад 10 м різниця між діаметрами стає ще більш відчутною – палі 1 м перевищують 850–900 кН.

Це свідчить, що діаметр є ключовим фактором для забезпечення високої несучої здатності. Водночас надмірне збільшення довжини понад 6–7 м у даних умовах не завжди економічно виправдане.

Оптимальний вибір, позначений на графіку – палі діаметром 0,6–0,8 м при довжині до 6 м. Такий варіант забезпечує достатню несучу здатність для більшості навантажень у межах даних ґрунтових шарів. Він також мінімізує витрати матеріалів і знижує ризик нерівномірних деформацій у водонасичених пісках.

3. ПРОЄКТНА ЧАСТИНА

3.1 Архітектурно-конструктивне рішення обраного для впровадження об'єкта будівництва

3.1.1 Вихідні дані

Проектowana будівля розташована у м. Суми, що відповідно до ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 «Будівельна кліматологія» [17] належить до II кліматичного району. Розрахункова зимова температура зовнішнього повітря становить мінус 36 °С.

Згідно з ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження та впливи» [5], для району будівництва прийнято нормативне вітрове навантаження 0,42 кН/м² для II вітрового району та нормативне снігове навантаження 1,6 кН/м² для VI снігового району. Категорія складності будівлі — II, клас відповідальності — СС-2, ступінь вогнестійкості — II.

За результатами інженерно-геологічного аналізу як несучий шар основи прийнято водонасичений пісок середньої крупності сірого кольору із середнім ступенем щільності. Рівень ґрунтових вод зафіксовано на глибині 6,8 м від поверхні землі, що відповідає абсолютним відміткам 122,6–123,4 м. Ґрунтові води мають слабку агресивність до портландцементу за вмістом вільної вуглекислоти.

У весняний та осінній періоди можливе підвищення рівня ґрунтових вод до 1,5 м від зафіксованої позначки. Розрахункова глибина сезонного промерзання ґрунту становить 1,2 м. Зазначені умови необхідно враховувати під час вибору типу фундаментів, глибини їх закладання та заходів захисту бетонних конструкцій.

3.1.2 Планувальні рішення генерального плану

Планувальні рішення генерального плану проєктованого житлового будинку розроблено з урахуванням вимог чинних нормативних документів, містобудівної ситуації та характеру існуючої забудови прилеглої території. Розміщення будівлі на земельній ділянці прийнято з дотриманням санітарно-гігієнічних і протипожежних розривів, раціональної організації

території та оптимальної орієнтації житлових приміщень відносно сторін горизонту. Головний фасад орієнтовано у бік вулиці, що забезпечує композиційну узгодженість будівлі з навколишнім середовищем.

Проектом передбачено комплексний благоустрій та озеленення території. У межах ділянки запроєктовано функціональні зони для відпочинку мешканців, дитячий ігровий майданчик, господарські майданчики, місця для тимчасового зберігання побутових відходів, а також майданчики для паркування автомобілів. Озеленення передбачає збереження наявних зелених насаджень і доповнення їх новими елементами благоустрою.

Вертикальне планування виконано з урахуванням існуючого рельєфу та відміток прилеглої території. Прийняті рішення забезпечують відведення дощових і талих вод по спланованій поверхні у водовідвідні лотки проїздів із подальшим відведенням за межі ділянки. Атмосферні води з внутрішніх водостоків відводяться на вимощення навколо будівлі.

Транспортне обслуговування забезпечується внутрішньоквартальним проїздом шириною 4,2 м. Ширина тротуарів прийнята 1,5 м, що забезпечує зручний і безпечний рух пішоходів. Покриття проїздів передбачено з асфальтобетону, а тротуарів і пішохідних доріжок — із тротуарної плитки. Межі проїздів, тротуарів і майданчиків оформлюються бетонними бортовими каменями.

За результатами розрахунку техніко-економічних показників генерального плану площа території становить 0,740 га, з яких площа забудови складає 0,120 га, а площа озеленення — 0,380 га. Щільність забудови прийнята на рівні 16,0 %. Протяжність автомобільних доріг у межах ділянки становить 187,50 м. Коефіцієнт озеленення та коефіцієнт використання території прийнято по 60,0 %.

Техніко-економічні показники характеризують основні об'ємно-планувальні параметри проєктованого житлового будинку. Будівельний об'єм будівлі становить 38520 м³, загальна корисна площа — 8535 м²,

житлова площа — 3415 м². Розрахункова кількість мешканців у житловому будинку складає 268 осіб. Узагальнювальні коефіцієнти K1, K2 та K3 прийняті відповідно 0,5; 4,6 та 32,5.

3.1.3 Об'ємно - планувальне рішення будинку

Проектований житловий будинок має прямокутну форму в плані з габаритними розмірами 16,200 × 59,600 м. Будівля складається з десяти надземних поверхів і двох функціонально відокремлених блок-секцій, що забезпечує раціональну організацію планувальної структури та вертикальних комунікацій.

У кожній блок-секції передбачено дві пасажирські ліфтові установки та одну сходову клітину. Таке рішення забезпечує зручне пересування мешканців між поверхами, рівномірний розподіл людських потоків і відповідає вимогам евакуаційної безпеки.

Покрівля будинку запроектована плоскою зі збірних залізобетонних плит. Відведення атмосферних опадів здійснюється через внутрішню систему водостоку з водоприймальними воронками, розміщеними в центральній частині покрівлі. Для розміщення інженерного обладнання та обслуговування комунікацій передбачено технічний поверх. Підвальний поверх використовується для інженерно-технічних і допоміжних приміщень.

Планувальна структура квартир сформована з урахуванням функціонального зонування та раціонального використання житлової площі. У блок-секції I на першому поверсі передбачено 2 однокімнатні, 2 двокімнатні та 1 трикімнатну квартиру; на 2–9 поверхах — по 1 однокімнатній, 3 двокімнатні та 1 трикімнатній квартирі; на 10 поверсі — 1 двокімнатну, 1 трикімнатну та 1 чотирикімнатну квартиру.

У блок-секції II на першому поверсі розміщено 3 однокімнатні, 1 двокімнатну та 1 чотирикімнатну квартиру; на 2–9 поверхах — по 4

однокімнатні, 1 двокімнатній та 1 трикімнатній квартирі; на 10 поверсі — 1 двокімнатну, 1 трикімнатну та 1 чотирикімнатну квартиру.

Загальна кількість квартир у будинку становить 104, з них: 45 однокімнатних, 37 двокімнатних, 19 трикімнатних і 3 чотирикімнатні квартири. Такий квартирний склад забезпечує різноманітність житла та враховує потреби сімей різного складу.

Висота типового поверху прийнята 2,700 м, висота підвального поверху — 3,500 м. За умовну відмітку $\pm 0,000$ прийнято рівень чистої підлоги першого поверху, що відповідає абсолютній відмітці 130,00 м за генеральним планом.

3.1.4. Архітектурно–конструктивні рішення будинку

Конструктивна схема проєктованого житлового будинку прийнята безкаркасною, з поперечними та поздовжніми несучими стінами. Таке рішення забезпечує просторову жорсткість будівлі, надійне сприйняття вертикальних і горизонтальних навантажень та їх передачу на фундаментну основу.

Фундаменти будівлі запроектовано пальовими із забивних паль, об'єднаних монолітним стрічковим ростверком. Це забезпечує рівномірний розподіл навантажень від будівлі на ґрунтову основу, зменшує ризик нерівномірних осідань і підвищує експлуатаційну надійність споруди. Стіни підвального поверху виконуються зі збірних бетонних блоків, які мають достатню міцність і стійкість до дії ґрунтового тиску та вологи.

Зовнішні й внутрішні несучі стіни передбачено із силікатної та керамічної цегли. Внутрішні перегородки виконуються з глиняної цегли марки М75 на цементному розчині М50, а також у вигляді багатошарових гіпсокартонних конструкцій із заповненням звукоізоляційним матеріалом типу «ISOVER».

Для захисту підземної частини будівлі від вологи передбачено комплексну гідроізоляцію: цементну гідроізоляцію товщиною 20 мм, обмазування стін підвалу гарячим бітумом, а також застосування рулонних матеріалів і бітумних мастик.

Міжповерхові перекриття та покриття прийняті зі збірних залізобетонних плит, які забезпечують необхідну несучу здатність, жорсткість і довговічність будівлі.

Покрівля будинку запроектована плоскою, багатошаровою, з внутрішнім водовідведенням. До складу покрівельної конструкції входять гідроізоляційні шари «Акваізол», бітумна ґрунтовка, цементно-піщана стяжка, шар керамзиту змінної товщини для створення ухилу та залізобетонна плита покриття.

Віконні заповнення передбачені металопластиковими індивідуального виготовлення. Двері у квартирах прийняті дерев'яними глухими, вхідні двері до квартир — шириною 900 мм, парадні двері — металеві двостулкові.

Конструкції підлог прийняті відповідно до функціонального призначення приміщень: у житлових кімнатах — паркет або лінолеум, у кухнях і санвузлах — керамічна плитка, у технічних приміщеннях — цементні підлоги.

Зовнішнє оздоблення передбачає розшивку швів цегляної кладки, облицювання цоколя керамічною плиткою типу «кабанчик», а також фарбування столярних і металевих виробів масляними фарбами у три шари.

Внутрішнє оздоблення виконується залежно від призначення приміщень: цегляні стіни штукатуряться, у житлових кімнатах передбачено шпалери, у кухнях і санвузлах — облицювання керамічною плиткою, у нежитлових приміщеннях — клейове або водоемульсійне фарбування. Сходові клітки штукатуряться з улаштуванням керамічного плінтуса.

Навколо будівлі передбачено асфальтобетонну відмостку шириною 0,75 м, яка забезпечує відведення поверхневих вод від фундаментів і захист основи від зволоження.

3.1.5. Теплотехнічний розрахунок зовнішньої стіни

«Теплотехнічний розрахунок зовнішньої стіни здійснюється за ДБН В.2.6-31:2021 Теплова ізоляція та енергоефективність будівель [35].

Задаємося конструкцією зовнішньої стіни та вибираємо вихідні дані до розрахунку. Вихідні дані:

Район будівництва: м. Суми

Умови експлуатації зовнішньої стіни:

- вапняно-піщаний розчин

$\gamma_1=1,600 \text{ т/м}^3$; $\delta_1=0,010 \text{ м}$, $\lambda_1=0,70 \text{ Вт/м}^2\text{°C}$, $S_1=8,690 \text{ Вт/м}^2\text{°C}$;

- пінополістирол

$\gamma_2=0,150 \text{ т/м}^3$; $\lambda_2=0,0520 \text{ Вт/м}^2\text{°C}$; $S_2=0,890 \text{ Вт/м}^2\text{°C}$.

- Цегла силікатна

$\gamma_3=1,800 \text{ т/м}^3$; $\delta_3=0,640 \text{ м}$; $\lambda_3=0,760 \text{ Вт/м}^2\text{°C}$; $S_3=9,770 \text{ Вт/м}^2\text{°C}$.

Місто Суми згідно з додатком В ДБН відноситься до першої кліматичної зони з кількістю градусо-днів опалювального періоду більше ніж 3501.»

«Нормативне значення опору теплопередачі $R_0^{\text{тр}}$ зовнішніх стін цивільних будинків під час нового будівництва у першій кліматичній зоні згідно з табл.1 ДБН В.2.6-31:2021 [35] складає $R_0^{\text{тр}}=2,8 \text{ м}^2\cdot\text{K/Вт}$.»

«Визначаємо фактичний опір теплопередачі зовнішньої стіни за формулою [31]: $R_0=1/\alpha_b+R_k+1/\alpha_n$,

де: R – термічний опір шарів;

α_b – коеф. тепловіддачі внутрішньої поверхні зовнішньої стіни.

(додаток Е ДБН В.2.6-31:2021 $\alpha_b=8,7 \text{ Вт/м}^2\text{°C}$);

α_H – коеф. тепловіддачі зовнішньої поверхні зовнішньої стіни.

(додаток Е ДБН В.2.6-31:2021 [35] $\alpha_H=23^\circ\text{C}$);

δ – товщина шару;

λ – розрахунковий коеф. теплопровідності матеріалів.

$$R_k = R_1 + R_2 + R_3 = \delta_1 / \lambda_1 + \delta_2 / \lambda_2 + \delta_3 / \lambda_3$$

$$\begin{aligned} R_0 &= \frac{1}{\alpha_b} + R_1 + R_2 + R_3 + \frac{1}{\alpha_H} = \frac{1}{\alpha_b} + \frac{\delta_1}{\lambda_1} + \frac{\delta_2}{\lambda_2} + \frac{\delta_3}{\lambda_3} + \frac{1}{\alpha_H} \\ &= \frac{1}{8,7} + \frac{0,01}{0,7} + \frac{\delta_2}{0,052} + \frac{0,64}{0,76} + \frac{1}{23} = \frac{\delta_2}{0,052} + 1,015 \geq R_0^{\text{тр}} \\ &= 2,8 \text{ м}^2 \cdot \text{K/Вт} \end{aligned}$$

$$\delta_2 \geq (2,8 - 1,015) \cdot 0,052 = 0,09 \text{ м}$$

Висновок: для забезпечення нормативних параметрів мікроклімату приміщень товщина утеплювача із пінополістиролу повинна бути не меншою 0,090 м. Приймаємо 0,10м.

3.2 Розрахунок та проектування підземної та надземної частини об'єкта (споруди)

3.2.1 Розрахунок багатопустотної попередньо напруженої плити

Проектована будівля розташована у м. Суми та має 10 надземних поверхів. Висота одного поверху прийнята 2,7 м. Для розрахунку конструкцій перекриття прийнято тип навантаження № 8. Як попередньо напружену арматуру передбачено арматуру класу А600С. Розміри будівлі в плані 29,8 × 16,2м.

Збір навантажень та визначення зусиль

Збір навантажень виконано згідно ДБН В.1.2-2:2006 [5] в табл.3.2.1.

Табл. 3.2.1- Збір навантажень

Різновиди навантаження, характеристика елементів	γ_f	γ_p	Нормативне, кН/м ²	Розрахункове, кН/м ²
Постійне навантаження				
Лінолеум на водостійкій мастиці	1,2	0,95	0,013	0,016
Стяжка з цементно-піщаного розчину М100	1,2	0,95	0,45	0,568

Керамзитобетон	1,2	0,95	1,8	2,273
Залізобетонна пустотна плита перекриття	1,1	0,95	5,5	6,368
Підсумок постійного навантаження			$q_n = 7,763$	$q_m = 9,226$
Тимчасове навантаження				
Навантаження від перегородок	1,1	0,95	0,5	0,578
Корисне навантаження	1,2	0,95	2,0	2,526
Усього			2,5	3,104

Плита перекриття розглядається як однопрогінний вільно опертий елемент, що працює за схемою балки на двох опорах. Розрахунковий проліт плити приймається як відстань між серединами опор. За довжини плити 5,380 м і глибини спірання 120 мм розрахунковий проліт становить:

$$l_0 = 5,380 - 0,120 = 5,26 \text{ м.}$$

Повне навантаження на перекриття визначається як сума постійного та тимчасового навантажень:

$$q^n = g^n + v^n = 7,763 + 2,5 = 10,263 \text{ кН/м}^2;$$

$$q^m = g^m + v^m = 9,227 + 3,104 = 12,33 \text{ кН/м}^2.$$

Для подальшого розрахунку прийнято такі значення навантажень:

- повне розрахункове навантаження — $q = 12,33 \text{ кН/м}^2$;
- повне нормативне навантаження — $q^n = 10,263 \text{ кН/м}^2$;
- постійне та тривале нормативне навантаження — $q_{ld}^n = 8,351 \text{ кН/м}^2$;
- короткочасне нормативне навантаження — $q_{sh}^n = 10,263 - 8,351 = 1,912 \text{ кН/м}^2$.

Навантаження на 1 м погонної довжини плити визначається множенням поверхневого навантаження на ширину плити $b_n = 1,5 \text{ м}$:

- розрахункове погонне навантаження:
- $q = 12,33 \cdot 1,5 = 18,50 \text{ кН/м}$;
- повне нормативне погонне навантаження:
- $q^n = 10,263 \cdot 1,5 = 15,40 \text{ кН/м}$;
- постійне та тривале погонне навантаження:
- $q_{ld}^n = 8,351 \cdot 1,5 = 12,50 \text{ кН/м}$;

- короткочасне погонне навантаження:
- $q_{sh}^n = 1,912 \cdot 1,5 = 2,87 \text{ кН/м.}$

Згинальний момент для однопрогінної вільно опертої плити визначається за формулою:

$$M = q \cdot l_0^2 / 8.$$

Поперечна сила визначається за формулою:

$$V = q \cdot l_0 / 2.$$

Згинальний момент від повного розрахункового навантаження:

$$M_{ed} = M_{max} = 18,50 \cdot 5,260^2 / 8 = 63,98 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

Поперечна сила від повного розрахункового навантаження:

$$V_{ed} = V_{max} = 18,50 \cdot 5,260 / 2 = 48,66 \text{ кН.}$$

Згинальний момент від повного нормативного навантаження:

$$M_n = 15,40 \cdot 5,260^2 / 8 = 53,26 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

Поперечна сила від повного нормативного навантаження:

$$V_n = 15,40 \cdot 5,260 / 2 = 40,50 \text{ кН.}$$

Згинальний момент від постійного та тривалого навантаження:

$$M_{ld} = 12,50 \cdot 5,260^2 / 8 = 43,23 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

Поперечна сила від постійного та тривалого навантаження:

$$V_{ld} = 12,50 \cdot 5,260 / 2 = 32,88 \text{ кН.}$$

Згинальний момент від короткочасного навантаження:

$$M_{sh} = 2,87 \cdot 5,260^2 / 8 = 9,92 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

Поперечна сила від короткочасного навантаження:

$$V_{sh} = 2,87 \cdot 5,260 / 2 = 7,55 \text{ кН.}$$

«Розрахунок багатопустотної попередньо напруженої плити за граничним станом першої групи»

Розраховується плита перекриття ПК 54.15-8А600, номінальною шириною 1,5 м, з розмірами 5380x1490x220.

«Плита має 7 пустот, виготовлена з електротермічним натягуванням арматури на упори. Бетон важкий класу С16/20, арматура класу А600С. Розрахункове значення опору розтягу арматури:

$$f_{pd} = \frac{f_{p0,1k}}{\gamma_c} = \frac{575}{1,2} = 479,17 \text{ МПа} \quad (3.1.1)$$

«Розрахунок міцності перерізів, нормальних до повздовжньої осі»

Для розрахунку багатопустотної плити переріз приводимо до таврового, висотою $h = 220$ мм.

На рисунку 3.1.2 наведена розрахункова схема плити ПК 50.15-8А1000.

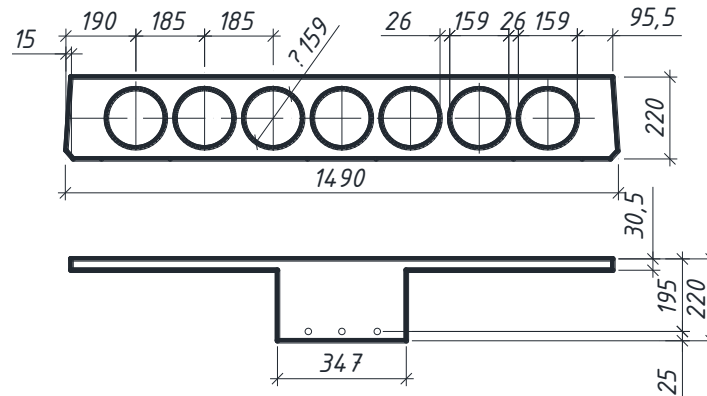


Рисунок 3.2.1 – Розрахунковий переріз плити

Ширина полиці з урахуванням підрізок $b_{eff} = 1460$ мм. Ширина ребра розрахункового перерізу дорівнює сумі товщин всіх ребер:

$$b_w = b_{eff} - 7 \cdot 159 = 347 \text{ мм},$$

де 7 – кількість пустот в плиті, шт;

159 – діаметр пустоти, мм.

Висота стиснутої полиці:

$$h_f' = (h - 159) / 2 = (220 - 159) / 2 = 30,5 \text{ мм}.$$

Робочу висоту перерізу приймаємо, припускаючи $a = 25$ мм:

$$d = h - a = 220 - 25 = 195 \text{ мм}.$$

Згинаючий момент, який сприймає переріз полиці (момент полиці) [8]:

$$M_{Rdf} = \alpha_{mf} \cdot f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot d^2,$$

де α_{mf} – відносний момент, що дорівнює:

$$\alpha_{mf} = \omega_c \cdot \xi_f (1 - \beta \cdot \xi_f) = 0,91 \cdot 0,156 (1 - 0,457 \cdot 0,156) = 0,132,$$

де ξ_f – відносна висота стиснутої зони, що дорівнює:

$$\xi_f = \frac{h_f}{d} = \frac{30,5}{195} = 0,156.$$

$$M_{Rdf} = 0,132 \cdot 11,5 \cdot 1460 \cdot 195^2 = 84,27 \text{ кНм}.$$

Порівнюємо отримане значення несучої здатності стиснутої полиці M_{Rdf} з величиною згинаючого моменту від зовнішнього навантаження $M_{ed} = 63,98 \text{ кНм}$.

Так як $M_{Rdf} \geq M_{ed}$, то нейтральна вісь проходить в полиці, і подальший розрахунок та підбір арматури проводиться як для прямокутного перерізу, шириною $b = 1460 \text{ мм}$, на дію згинального моменту M_{ed} .

Визначаємо, в якій області деформування працює переріз при розташуванні нейтральної вісі по нижній грані полиці. Для цього вивчаємо в яку область деформування по значенню ξ попадає відносна висота полиці ξ_f :

$$\xi_a = \frac{\varepsilon_{cz,cd}}{\varepsilon_{cz,cd} + \varepsilon_{ud}} = \frac{0,58}{0,58 + 18} = 0,031,$$

де

$$\varepsilon_{ud} = \varepsilon_{uk} \cdot 0,9 = 0,02 \cdot 0,9 = 0,018 = 18\text{‰}.$$

$$\xi_b = \frac{\varepsilon_{cu3,cd}}{\varepsilon_{cu3,cd} + \varepsilon_{ud}} = \frac{3,23}{3,23 + 18} = 0,152.$$

$$\xi_{lim} = \frac{\varepsilon_{cu3,cd}}{\varepsilon_{cu3,cd} + \varepsilon_{so}} = \frac{3,23}{3,23 + 2,5} = 0,564,$$

де

$$\varepsilon_{so} = \frac{f_{pd}}{E_p} = \frac{479,17}{190000} = 2,5\text{‰},$$

При $\xi_b = 0,152 < \xi_f = 0,156 < \xi_{lim} = 0,564$ переріз працює в області деформування 2.»

1. Відносне плече внутрішньої пари сил:

$$\eta = \frac{z_c}{d} = 0,5 + \sqrt{0,25 - \frac{2\beta \cdot \alpha_m}{1+k}} = 0,5 + \sqrt{0,25 - \frac{2 \cdot 0,4570 \cdot 0,10}{1+0,820}} = 0,940 \quad (3.1.16)$$

де

$$\alpha_m = \frac{M_{ed}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{63,98 \cdot 10^6}{11,5 \cdot 1460 \cdot 195^2} = 0,100.$$

2. Плече внутрішньої пари сил:

$$z_c = \eta \cdot d = 0,94 \cdot 195 = 182,50 \text{ мм.}$$

3. Необхідна площа арматури:

$$A_{st} = \frac{M_{ed}}{f_{yd} \cdot z_c} = \frac{63,98 \cdot 10^6}{479,17 \cdot 182,5} = 731,630 \text{ мм}^2.$$

Перевірка:

Висота стиснутої зони бетону»:

$$x = \frac{d(1-\eta)}{\beta} = \frac{195(1-0,94)}{0,457} = 25,60 \text{ мм,}$$

Відносні деформації розтягнутої арматури:

$$\varepsilon_{st} = \frac{\varepsilon_{cu3,cd}(d-x)}{x} = \frac{3,23(195-25,6)}{25,6} = 21,370 \text{ ‰.}$$

Приймаємо 8Ø12 A600 ($A_{st} = 905 \text{ мм}^2$).

Розрахунок міцності перерізів похилих до повздовжньої осі

Поперечна арматура класу A240С, з характеристиками [8]:

- $f_{yk} = 240 \text{ МПа}$;
- $f_{ywd} = 170 \text{ МПа}$.

Кількість поперечний стержнів у складі каркасу $n=4$.

Поперечна сила, яку може сприйняти елемент без поперечного армування [8]:

$$V_{Rd,c} = \left[\left(\frac{0,18}{\gamma_c} \right) \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + 0,15 \sigma_{cp} \right] b_w d ,$$

де $\gamma_c = 1,3$.

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{195}} = 2,01 > 2,$$

Приймаємо $k = 2$ ».

$$\rho_l = \frac{A_{st}}{b_w \cdot d} = \frac{905}{347 \cdot 195} = 0,0130.$$

$$A_c = b_w \cdot h = 347 \cdot 220 = 76340 \text{ мм}^2.$$

$$V_{Rd,min} = (V_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d.$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{ed}}{A_c} \leq 0,2 \cdot f_{cd} = 0,2 \cdot 11,5 = 2,3,$$

«де N_{ed} – осьова сила в поперечному перерізі, що викликана навантаженням або попереднім напруженням в ньютонах, $N_{ed} > 0$ при стиску.

Сила попереднього напруження що прикладається до арматури P_{max} не повинна перевищувати величини:

$$P_{max} = A_p \cdot \sigma_{p,max},$$

де A_p – площа перерізу попередньо напруженої арматури;

$\sigma_{p,max}$ – максимальні напруження, що прикладені до попередньо напруженої арматури менші з двох:

$$\sigma_{p,max} = 0,8 \cdot f_{pk} = 0,8 \cdot 630 = 504 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{p,max} = 0,9 f_{p01k} = 0,9 \cdot 575 = 517,5 \text{ МПа};$$

Приймаємо $\sigma_{p,max} = 504 \text{ МПа.}$ »

$$P_{max} = N_{ed} = 504 \cdot 905 = 456120 \text{ Н} = 456,12 \text{ кН.}$$

За формулою

$$\sigma_{cp} = \frac{486550}{76340} = 6,37 > 0,2 \cdot f_{cd} = 2,3,$$

Приймаємо $\sigma_{cp} = 2,3$.

$$V_{Rd,c} = \left[\frac{0,18}{1,3} \cdot 2 \cdot (100 \cdot 0,013 \cdot 15)^{\frac{1}{3}} + 0,15 \cdot 2,3 \right] \cdot 347 \cdot 195 = 50435 \text{ Н}$$

$$= 50,435 \text{ кН}$$

$$V_{min} = 0,035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0,035 \cdot 2^{\frac{3}{2}} \cdot 15^{\frac{1}{2}} = 0,39 \text{ Н.}$$

За формулою:

$$V_{Rd,min} = (0,39 + 0,15 \cdot 2,3) \cdot 347 \cdot 195 = 49734 \text{ Н} = 49,734 \text{ кН}.$$

$$V_{Rd,c} = 50,435 \text{ кН} > V_{Rd,min} = 49,734 \text{ кН}.$$

Висновок: поперечне армування не потрібно.

Розрахунок багатопустотної попередньо напруженої плити за граничним станом другої групи

Розрахунок по утворенню тріщин нормального перерізу до повздовжньої осі

«Альтернативний розрахунок ширини розкриття тріщин – є обмеження розміру:

$$\frac{X}{h} = \xi = \frac{A_{st} \cdot f_{yd}}{0.5 \cdot (1+k) \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d}.$$

$$\xi = \frac{905 \cdot 479,17}{0,5 \cdot (1+0,82) \cdot 11,5 \cdot 1500 \cdot 195} = 0,14.$$

$$X = \xi \cdot h = 220 \cdot 0,14 = 30,8 \text{ мм}.$$

Виконуємо перевірку обмеження тріщино-утворення без прямих розрахунків у випадку, якщо забезпечено мінімальне армування та виконується обмеження щодо діаметра стержня або кроку. Максимальний діаметр стержня для обмеження тріщино-утворення та максимальний крок стержнів наведено в ДСТУ Б В.2.6-156:2010 [8]. Обчислимо мінімальну площу армування в розтягнутій зоні. Для перерізу плити за формулою:

$$A_{s,min} \cdot \sigma_s = k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct},$$

де A_{ct} – площа бетону в розтягнутій зоні:

$$A_{ct} = (h - x) \cdot b = (220 - 30,8) \cdot 1500 = 238800 \text{ мм}^2 = 0,239 \text{ м}^2. \quad (3.1.39)$$

$f_{ct,eff}$ – ефективна міцність бетону при розтязі до моменту утворення першої тріщини, $f_{ct,eff} = f_{ctm} = 1,9 \text{ МПа}$ [8].

σ_s – абсолютне значення максимально допустимих напружень у арматурі зразу після утворення тріщин. Вони можуть прийматись такими, що дорівнюють опору текучості арматури f_{yk} [8].

k_c – коефіцієнт, який враховує розподіл напружень у межах перерізу безпосередньо перед утворенням тріщин і зміною плеча пари сил. $k_c = 1$ (для спрощення розрахунків прийнято максимальні напруження) [8].

k – коефіцієнт, що враховує вплив нерівномірних само-врівноважених напружень, що спричиняють зменшення зусилля у з'єднаннях (для прямокутного перерізу $k = 1$) [8].»

$$A_{s,min} = \frac{1 \cdot 1 \cdot 1,9 \cdot 0,239}{630} = 0,00072 \text{ м}^2$$

$$A_{s,min} = 0,00072 < A_{s2} = 0,000905$$

Таким чином прямі розрахунки ширини розкриття тріщин необхідно робити.

Плита перекриття довжиною 5380 мм з розмірами перерізу $b = 1500$ мм, $h = 220$ мм.

«Клас міцності бетону C16/20.

$$E_{cm} = 27 \cdot 10^3 \text{ МПа.}$$

Повздовжня арматура класу A600:

$$E_p = 19 \cdot 10^4 \text{ МПа}$$

Захисний шар $c = 20$ мм, робоча висота $d = 195$ мм, $f_{cd} = 11,5$ МПа; $f_{ck} = 16$ МПа.

На плиту діє рівномірно розподілене навантаження $q = 16,95$ кН/м.

Визначити ширину розкриття тріщин при дії на переріз згинаючого моменту величиною:

$$M_n = 53,26 \text{ кНм.}$$

Висота стиснутої зони перерізу отримана за деформаційною методикою при розрахунках за другою групою граничних станів $X=271$ мм [8]»:

$$X/h=271/600=0,45 \text{ мм.}$$

В нашому випадку

$$X = 0,450 \cdot 220 = 99 \text{ мм.}$$

Напруження:

$$\sigma_s = \frac{284}{400} = 0,710 \text{ МПа}$$

В нашому випадку:

$$\sigma_s = 0,71 \cdot 630 = 447,3 \text{ МПа.}$$

Різниця деформацій ε_{sm} :

$$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{ctm}) = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{cr,eff}}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})}{E_p} \geq 0,6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s},$$

де

$$\alpha_e = \frac{E_p}{E_{cm}} = \frac{19 \cdot 10^4}{27 \cdot 10^3} = 7,037,$$

«Ефективний коефіцієнт армування:

$$\rho_{p,eff} = \frac{(A_{s2} + \xi_1^2 \cdot A_p)}{A_{c,eff}} = \frac{0,000905}{0,06} = 0,015$$

де $A_p = 0$,

$A_{c,eff}$ – фактична площа розтягу того бетону, що оточує попередньо-напружену арматуру на висоті $h_{c,eff}$:

$$h_{c,eff} = 2,5(h - d) = 2,5 \cdot (220 - 195) = 62,5 \text{ мм.}$$

$$h_{c,eff} = \frac{h-x}{3} = \frac{220-99}{3} = 40,33 \text{ мм.}$$

$$h_{c,eff} = \frac{h}{2} = \frac{220}{2} = 110.$$

Приймаємо $h_{c,eff}$ найменше: $h_{c,eff} = 40,33 \text{ мм.}$

$$A_{c,eff} = b \cdot h_{c,eff} = 1,5 \cdot 0,04033 = 0,06 \text{ м}^2.$$

k_t – коефіцієнт, що залежить від тривалості навантаження (0,6 – для короткострокового навантаження; 0,4 – для довгострокового).

Тоді:

$$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{ctm}) = \frac{447,3 - 0,4 \cdot \frac{1,9}{0,015} \cdot (1 + 7,037 \cdot 0,015)}{19 \cdot 10^4} = 0,0005 \geq 0,6 \cdot \frac{447,3}{19 \cdot 10^4} =$$

0,0014.

Приймаємо $(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{ctm}) = 0,0014$.

У випадках коли зчеплена арматура розміщена достатньо близько в межах розтягнутої зони (крок $\leq 5 \left(c + \frac{\varnothing}{2} \right) = 5 \left(20 + \frac{12}{2} \right) = 130$), максимальний крок тріщин визначаємо за виразом [8]:

$$S_{r,max} = k_3 c + \frac{k_1 k_2 k_4 \varnothing}{\rho_{p,eff}} = 3,4 \cdot 20 + 0,8 \cdot 0,5 \cdot 0,425 \cdot \frac{12}{0,015} = 204 \text{ мм},$$

$k_1 = 0,8$ – коефіцієнт що враховує характеристичне зчеплення арматури;

$k_2 = 0,5$ – коефіцієнт що враховує розподіл деформацій;

k_3 та k_4 – рекомендується приймати $k_3 = 3,4$; $k_4 = 0,425$.»

«Ширина тріщин:

$$W_k = S_r \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{ctm}) = 204 \cdot 0,0014 = 0,28 \text{ мм}.$$

$$W_k < W_{k,lim}$$

Допустима величина розкриття для класу Х0: $W_{k,lim} = 0,4$ мм.

$W_k < W_{k,lim}$ – умова виконується.»

Розрахунок за деформаціями

«Величину проліт/висота за формулою, якщо $\rho > \rho_0$:

$$\frac{l}{d} = k \left[11 + 1,5 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \frac{\rho}{\rho - \rho_0} + \frac{1}{12} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \sqrt{\frac{\rho}{\rho_0}} \right].$$

Або якщо $\rho < \rho_0$:

$$\frac{l}{d} = k \left[11 + 1,5 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \frac{\rho_0}{\rho} + 3,2 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \left(\frac{\rho_0}{\rho} - 1 \right)^{3/2} \right].$$

де $\frac{l}{d}$ – граничне відношення проліт/висота.

$k = 1$ – коефіцієнт, що враховує різні конструктивні системи.

$\rho_0 = 10^{-3} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 10^{-3} \cdot \sqrt{15} = 0,0039 \text{ см}^2$ – довідковий відсоток армування.

ρ – необхідний відсоток армування для розтягнутої арматури у середині прольоту для сприйняття моменту від розрахункового навантаження.

$$\rho = \frac{A_{s2}}{b \cdot d} = \frac{905}{1500 \cdot 195} = 0,0031 \text{ см}^2.$$

Так як $\rho = 0,0031 \text{ см}^2 < \rho_0 = 0,0039 \text{ см}^2$ співвідношення проліт висота розраховуємо за формулою (4.1.52):

$$\frac{l}{d} = 1 \left[11 + 1,5 \cdot \sqrt{15} \cdot \frac{0,0039}{0,0031} + 3,2 \cdot \sqrt{15} \cdot \left(\frac{0,0039}{0,0031} - 1 \right)^{3/2} \right] = 19,93.$$

Крім того, ще необхідно помножити отримане значення на $310/\sigma_s$.

$$\frac{l}{d} \cdot \frac{310}{\sigma_s} = 19,93 \cdot \frac{310}{426} = 14,5.$$

$$\frac{l}{d} = \frac{5980}{195} = 30,67 > 14,5.$$

Таким чином відношення проліт/висота не відповідає граничному значенню і перевірку прогину розрахунком потрібно виконувати.

Перевіримо величину прогину при дії моменту 72,76 кНм. Кривизна у перерізі отримана за деформаційною методикою при розрахунках за II групою граничних станів і для цього рівня навантаження дорівнює 0,0049».

$$f = \frac{1}{r} \cdot k_m l^2 = 0,0049 \cdot \frac{5}{48} \cdot 5,98^2 = 0,018 \text{ м.}$$

$$f = 0,018 \text{ м} < f_u = \frac{1}{150} l = \frac{1}{150} \cdot 5,98 = 0,04 \text{ м.}$$

Перевірка виконана.

3.2.2 Розрахунок сходового маршу

Для виконання розрахунку сходового маршу прийнято такі вихідні дані:

1. Ширина сходового маршу — 1200 мм.
2. Висота поверху — 2,7 м.
3. Розміри сходинок — 300×150 мм.
4. Кут нахилу сходового маршу — $\alpha = 28^\circ$.
5. Матеріал конструкції — бетон класу C20/25.

Для бетону класу C20/25 прийнято такі розрахункові характеристики:

- розрахункове значення міцності бетону на стиск — $f_{cd} = 14,5$ МПа;
- коефіцієнт прямокутної частини білінійної епюри напружень — $k = 0,773$;
- коефіцієнт положення центра ваги епюри напружень — $\beta = 0,446$;
- коефіцієнт повноти білінійної епюри напружень — $\omega_s = 0,886$;
- модуль пружності бетону — $E_s = 210000$ МПа;
- відносна деформація бетону $\varepsilon_{s3,cd} = 0,68$ ‰;
- гранична відносна деформація бетону $\varepsilon_{su3,cd} = 3$ ‰.

6. Арматурні стержні класу A240С, з характеристиками:

- Розрахункове значення опору на розтяг для граничних станів другої групи: $f_{pk} = 240$ МПа;

- Розрахункове значення модуля пружності попередньо напруженої арматурної сталі: $E_p = 210000$ Мпа;

- $\varepsilon_{ud} = 25$ ‰;

- Розрахункове значення опору розтягу арматури:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_c} = \frac{240}{1,05} = 228,6 \text{ МПа} \quad (3.2.1)$$

На рисунку 3.2.1 наведені геометричні характеристики сходового маршу.

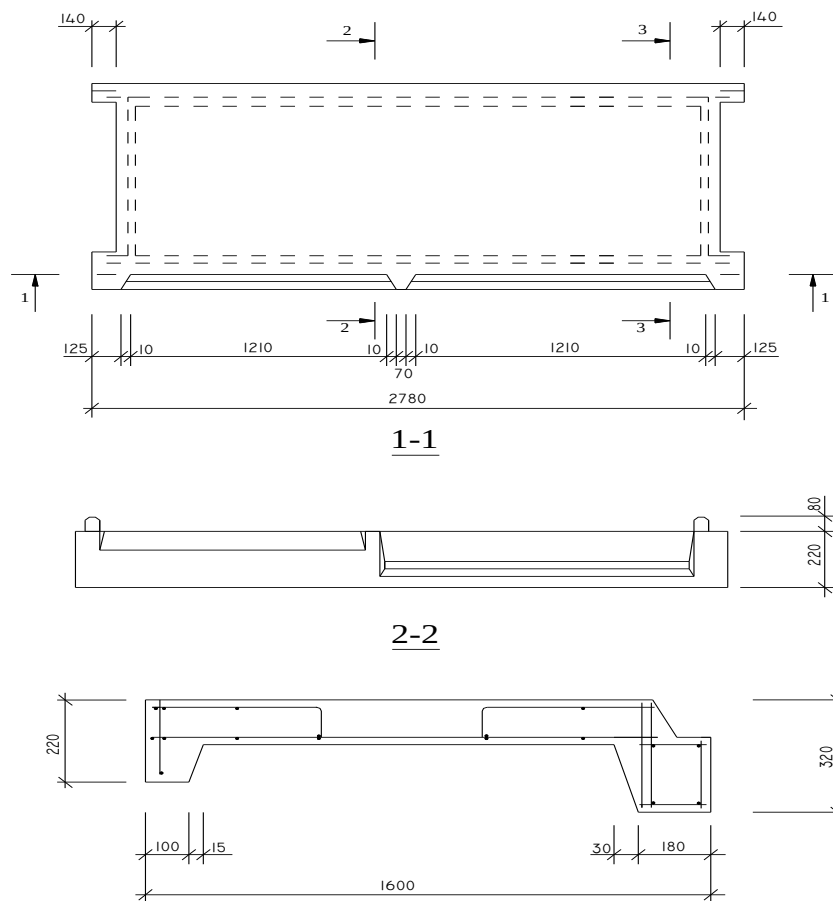


Рисунок 3.2.2 – Геометричні характеристики сходового маршу

Збір навантажень та визначення зусиль

«Власна вага типового маршу вибрана по каталогу індустріальних виробів для житлового та цивільного будівництва.

Таблиця 3.2.2 – Збір навантажень на сходовий марш

Навантаження	Нормативне, кН/м ²	γ_n	Розрахункове, кН/м ²
1. Власна вага на 1 м горизонтальної поверхні	3,6	1,1	3,96
2. Тимчасове нормативне навантаження для сходин житлового будинку	3	1,3	3,9
Всього	6,6		7,86

Розрахункове навантаження на 1 м довжини сходового маршу:

$$q = (g^n + p^n) \cdot \gamma_f \cdot b = 7,86 \cdot 1,2 \cdot 1,2 = 11,32 \text{ кН/м},$$

(3.2.2)

де $\gamma_f = 1,2$ – коефіцієнт надійності за навантаженням;

b – ширина сходового маршу, м.

Згинаючий момент від повного розрахункового навантаження:

$$M_{ed} = \frac{q \cdot l^2}{8 \cdot \cos \alpha} = \frac{11,32 \cdot 2,78^2}{8 \cos 28^\circ} = 14,71 \text{ кНм}, \quad (3.2.3)$$

де l – ширина проекції сходового маршу, м;

α – кут нахилу сходового маршу, град.».

Поперечна сила від повного навантаження:

$$V_{ed} = \frac{q \cdot l}{2 \cdot \cos \alpha} = \frac{11,32 \cdot 2,78}{2 \cdot \cos 28^\circ} = 19,42 \text{ кН}.$$

(3.2.4.)

Розрахунок сходового маршу за граничним станом першої групи

Розрахунок міцності перерізів, нормальних до повздовжньої осі

Для розрахунку дійсний переріз сходового маршу замінюємо на розрахунковий переріз, тавровий із полицею у зжатій зоні, висотою $h = 187$ мм (по перерізу між сходами (рис. 3.2.3)).

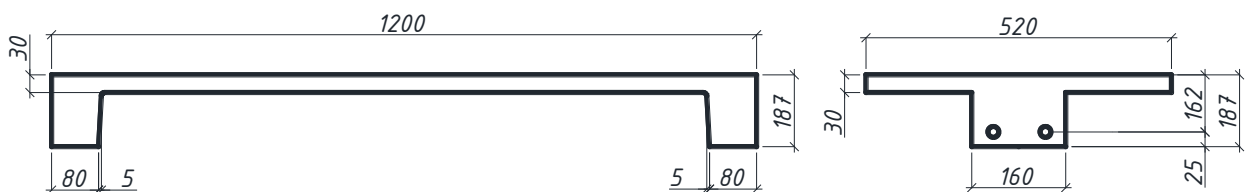


Рисунок 3.2.3 – Приведений розрахунковий переріз сходового маршу

Відповідно до типових заводських форма назначаємо ширину плити по перерізу між сходами $h_f' = 30$ мм, висоту ребра $h = 187$ мм, товщину ребра $b_r = 80$ мм.

Ширина ребра розрахункового перерізу дорівнює:

$$b_w = b_r \cdot 2 = 160 \text{ мм}.$$

Ширина полиці, при відсутності поперечних ребер дорівнює меншому

з:

$$b_{eff} = b_w + 12 \cdot h_f' = 160 + 12 \cdot 30 = 520 \text{ мм},$$

$$b_{eff} = b_w + 2 \cdot (l/2) = 160 + 2 \cdot (2700/6) = 1060 \text{ мм},$$

Приймаємо $b_{eff} = 520 \text{ мм}$.

Висоту полиці приймаємо $h_f' = 30 \text{ мм}$.

Робочу висоту перерізу приймаємо, припускаючи $a = 25 \text{ мм}$:

$$d = h - a = 187 - 25 = 162 \text{ мм}. \quad (3.2.8)$$

Згинаючий момент, який сприймає переріз полиці (момент полиці):

$$M_{Rdf} = \alpha_{mf} \cdot f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot d^2,$$

де α_{mf} – відносний момент, що дорівнює:

$$\alpha_{mf} = \omega_c \cdot \xi_f (1 - \beta \cdot \xi_f) = 0,886 \cdot 0,185 (1 - 0,446 \cdot 0,185) = 0,15,$$

де ξ_f – відносна висота стиснутої зони, що дорівнює:

$$\xi_f = \frac{h_f}{d} = \frac{30}{162} = 0,185. \quad (3.2.11)$$

$$M_{Rdf} = 0,15 \cdot 14,5 \cdot 520 \cdot 162^2 = 29,68 \text{ кНм}.$$

Порівнюємо отримане значення несучої здатності стиснутої полиці M_{Rdf} з величиною згинаючого моменту від зовнішнього навантаження $M_{ed} = 14,71 \text{ кНм}$.

Так як $M_{Rdf} \geq M_{ed}$, то нейтральна вісь проходить в полиці, і подальший розрахунок та підбір арматури проводиться як для прямокутного перерізу, шириною $b = 520 \text{ мм}$, на дію згинального моменту M_{ed} .

Визначаємо, в якій області деформування працює переріз при розташуванні нейтральної вісі по нижній грані полиці. Для цього вивчаємо в яку область деформування по значенню ξ попадає відносна висота полиці ξ_f :

$$\xi_a = \frac{\varepsilon_{cz,cd}}{\varepsilon_{cz,cd} + \varepsilon_{ud}} = \frac{0,68}{0,68 + 25} = 0,026.$$

$$\xi_b = \frac{\varepsilon_{cu3,cd}}{\varepsilon_{cu3,cd} + \varepsilon_{ud}} = \frac{3}{3 + 25} = 0,107.$$

$$\xi_{lim} = \frac{\varepsilon_{cu3,cd}}{\varepsilon_{cu3,cd} + \varepsilon_{so}} = \frac{3}{3 + 1,1} = 0,732,$$

де

$$\varepsilon_{so} = \frac{f_{yd}}{E_p} = \frac{228,6}{210000} = 1,1\text{‰},$$

При $\xi_b = 0,107 < \xi_f = 0,185 < \xi_{lim} = 0,732$ переріз працює в області деформування 2».

1. «Відносне плече внутрішньої пари сил:

$$\eta = \frac{z_c}{d} = 0,5 + \sqrt{0,25 - \frac{2\beta \cdot \alpha_m}{1+k}} = 0,5 + \sqrt{0,25 - \frac{2 \cdot 0,446 \cdot 0,07}{1+0,773}} = 0,963,$$

де

$$\alpha_m = \frac{M_{ed}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{14,71 \cdot 10^6}{14,5 \cdot 520 \cdot 162^2} = 0,07.$$

2. Плече внутрішньої пари сил:

$$z_c = \eta \cdot d = 0,963 \cdot 162 = 156 \text{ мм.}$$

3. Необхідна площа арматури:

$$A_{st} = \frac{M_{ed}}{f_{yd} \cdot z_c} = \frac{14,71 \cdot 10^6}{228,6 \cdot 156} = 401,5 \text{ мм}^2.$$

Перевірка:

Висота стиснутої зони бетону:

$$x = \frac{d(1-\eta)}{\beta} = \frac{162(1-0,963)}{0,446} = 13,44 \text{ мм,}$$

Відносні деформації розтягнутої арматури:»

$$\varepsilon_{st} = \frac{\varepsilon_{cu3,cd}(d-x)}{x} = \frac{3(162-13,44)}{13,44} = 33,16 \text{ ‰.}$$

Приймаємо 2Ø16 A240C ($A_{st} = 402 \text{ мм}^2$). Встановлюємо по 2 плоских каркаси в кожному ребрі.

Розрахунок міцності перерізів похилих до повздовжньої осі

Поперечна арматура класу A240C, з характеристиками [8]:

- $f_{yk} = 240 \text{ МПа};$
- $f_{ywd} = 170 \text{ МПа.}$

Кількість поперечний стержнів у складі каркасу $n=4$.

Поперечна сила, яку може сприйняти елемент без поперечного армування:

$$V_{Rd,c} = \left[\left(\frac{0,18}{\gamma_c} \right) \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + 0,15 \sigma_{cp} \right] b_w d,$$

де $\gamma_c = 1,3$.

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{162}} = 2,11 > 2,$$

Приймаємо $k = 2$.

$$\rho_l = \frac{A_{st}}{b_w \cdot d} = \frac{402}{160 \cdot 162} = 0,016.$$

$$A_c = b_w \cdot h = 160 \cdot 187 = 29920 \text{ мм}^2.$$

$$V_{Rd,min} = (V_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d.$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{ed}}{A_c} \leq 0,2 \cdot f_{cd} = 0,2 \cdot 11,5 = 2,3,$$

де N_{ed} – осьова сила в поперечному перерізі, що викликана навантаженням або попереднім напруженням в ньютонах, $N_{ed} > 0$ при стиску.

$$N_{ed} = V_{ed} = 19,42 \text{ кН}.$$

За формулою:

$$\sigma_{cp} = \frac{19420}{29920} = 0,65 < 0,2 \cdot f_{cd} = 2,9,$$

Приймаємо $\sigma_{cp} = 0,65$.

$$\begin{aligned} V_{Rd,c} &= \left[\frac{0,18}{1,3} \cdot 2 \cdot (100 \cdot 0,016 \cdot 18,5)^{\frac{1}{3}} + 0,15 \cdot 0,65 \right] \cdot 160 \cdot 162 = 24731 \text{ Н} \\ &= 24,731 \text{ кН} \end{aligned}$$

$$V_{min} = 0,035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0,035 \cdot 2^{\frac{3}{2}} \cdot 18,5^{\frac{1}{2}} = 0,42 \text{ Н}.$$

За формулою (4.1.26):

$$V_{Rd,min} = (0,42 + 0,15 \cdot 0,65) \cdot 160 \cdot 162 = 13413,6 \text{ Н} = 13,414 \text{ кН}.$$

$$V_{Rd,c} = 24,731 \text{ кН} > V_{Rd,min} = 13,414 \text{ кН}.$$

Висновок: поперечне армування не потрібно.

Розрахунок сходового маршу за граничним станом другої групи

Розрахунок по утворенню тріщин нормального перерізу до повздовжньої осі

Альтернативний розрахунок ширини розкриття тріщин – є обмеження розміру:

$$\frac{x}{h} = \xi = \frac{A_{st} \cdot f_{yd}}{0.5 \cdot (1+k) \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d}.$$
$$\xi = \frac{402 \cdot 228,6}{0,5 \cdot (1+0,773) \cdot 14,5 \cdot 1200 \cdot 162} = 0,04.$$
$$X = \xi \cdot h = 0,04 \cdot 187 = 7,48 \text{ мм.}$$

Виконуємо перевірку обмеження тріщино-утворення без прямих розрахунків у випадку, якщо забезпечено мінімальне армування та виконується обмеження щодо діаметра стержня або кроку. Максимальний діаметр стержня для обмеження тріщино-утворення та максимальний крок стержнів наведено в ДСТУ Б В.2.6-156:2010 [8]. Обчислимо мінімальну площу армування в розтягнутій зоні. Для перерізу плити за формулою:

$$A_{s,min} \cdot \sigma_s = k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct},$$

де A_{ct} – площа бетону в розтягнутій зоні:

$$A_{ct} = (h - x) \cdot b = (187 - 7,48) \cdot 1200 = 215424 \text{ мм}^2 = 0,215 \text{ м}^2.$$

$f_{ct,eff}$ – ефективна міцність бетону при розтязі до моменту утворення першої тріщини, $f_{ct,eff} = f_{ctm} = 2,2 \text{ МПа}$.

σ_s – абсолютне значення максимально допустимих напружень у арматурі зразу після утворення тріщин. Вони можуть прийматись такими, що дорівнюють опору текучості арматури f_{yk} .

k_c – коефіцієнт, який враховує розподіл напружень у межах перерізу безпосередньо перед утворенням тріщин і зміною плеча пари сил. $k_c = 1$ (для спрощення розрахунків прийнято максимальні напруження.)

k – коефіцієнт, що враховує вплив нерівномірних самоврівноважених напружень, що спричиняють зменшення зусилля у з'єднаннях (для прямокутного перерізу $k = 1$).»

За формулою (4.2.35):

$$A_{s,min} = \frac{1 \cdot 1 \cdot 2,2 \cdot 0,215}{240} = 0,00197 \text{ м}^2.$$

$$A_{s,min} = 0,00197 > A_{s2} = 0,000402.$$

Таким чином прямі розрахунки ширини розкриття тріщин робити не потрібно.

Розрахунок за деформаціями

Величину проліт/висота за формулою, якщо $\rho > \rho_0$:

$$\frac{l}{d} = k \left[11 + 1,5 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \frac{\rho}{\rho - \rho_0} + \frac{1}{12} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \sqrt{\frac{\rho}{\rho_0}} \right].$$

Або якщо $\rho < \rho_0$:

$$\frac{l}{d} = k \left[11 + 1,5 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \frac{\rho_0}{\rho} + 3,2 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \left(\frac{\rho_0}{\rho} - 1 \right)^{3/2} \right].$$

де $\frac{l}{d}$ – граничне відношення проліт/висота.

$k = 1$ – коефіцієнт, що враховує різні конструктивні системи.

$\rho_0 = 10^{-3} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 10^{-3} \cdot \sqrt{18,5} = 0,0043 \text{ см}^2$ – довідковий відсоток армування.

ρ – необхідний відсоток армування для розтягнутої арматури у середині прольоту для сприйняття моменту від розрахункового навантаження.»

$$\rho = \frac{A_{s2}}{b \cdot d} = \frac{402}{1200 \cdot 162} = 0,00206 \text{ см}^2.$$

Так як $\rho = 0,00206 \text{ см}^2 < \rho_0 = 0,0043 \text{ см}^2$ співвідношення проліт висота розраховуємо за формулою (4.2.38):

$$\begin{aligned} \frac{l}{d} &= 1 \left[11 + 1,5 \cdot \sqrt{18,5} \cdot \frac{0,0043}{0,00206} + 3,2 \cdot \sqrt{18,5} \cdot \left(\frac{0,0043}{0,00206} - 1 \right)^{3/2} \right] \\ &= 37,28. \end{aligned}$$

Крім того, ще необхідно помножити отримане значення на $310/\sigma_s$.

$$\frac{l}{d} \cdot \frac{310}{\sigma_s} = 37,28 \cdot \frac{310}{0,71 \cdot 240} = 67,82.$$

$$\frac{l}{d} = \frac{3030}{162} = 37,28 < 67,82.$$

Таким чином відношення проліт/висота відповідає граничному значенню і перевірку прогину розрахунком виконувати не потрібно.

3.2.3 Основи та фундаменти

3.2.2.1. Геологічна будова і гідрогеологічні умови

Шар	Грунт	Свердловина і потужність шару, м.			
		1	2	3	4
1	Насипний грунт	2,5	2,3	2,8	2,4
2	Пісок пилюватий, грязно-сірий. Із прошарками супіску	1,8	2,0	1,7	2,1
3	Пісок середньої крупності зелено-сірий, водонасичений	2,8	2,5	2,3	2,0
4	Глина	5	5,3	5,2	5,3
Рівень ґрунтових вод		3,2	3,3	3,2	3,3
Абсолютна позначка устя свердловини, м					

Характеристики властивостей ґрунтів

п.п	Найменування	Умовні познач.	Од. вимір.	Шар			
				1	2	3	4
	Щільність	ρ	Т/м ³	1,58	1,83	2,04	1,94
	Щільність частинок	ρ_s	Т/м ³	-	2,67	2,65	2,7
	Природна вологість	W	-	-	0,11	0,21	0,26
	Вологість на границі текучості	W_l	-	-			0,40
	Вологість на межі розкатування	W_p	-	-			0,22
	Кут внутрішнього тертя	φ	град.	-	28	38	18

	Питоме щеплення	с	кПа	-	1	2	50
	Модуль деформації	Е	МПа	-	5	38	23

Інженерно-геологічні умови площадки

Визначення класифікаційних показників виконано згідно ДСТУ Б В.2.1-2-96 [11].

1-й шар: Насипний ґрунт.

2-й шар: Пісок пилюватий: $\rho = 1.83 \text{ кН/м}^3$, $\rho_s = 2.67 \text{ кН/м}^3$, $w = 0.11$.

Коефіцієнт пористості [11]:

$$e = \frac{\rho_s}{\rho} \cdot (1 + W) - 1 = \frac{2,67}{1,83} \cdot (1 + 0,11) - 1 = 0,6,$$

Ступінь вологості [11]:

$$S_r = \frac{W \cdot \rho_s}{e \cdot \rho_w} = \frac{0,11 \cdot 2,67}{0,6 \cdot 1} = 0,49$$

Висновок: пісок пилюватий, середньої щільності, маловологий.

3-й шар: Пісок середньої крупності: $\rho = 2.04 \text{ кН/м}^3$, $\rho_s = 2.66 \text{ кН/м}^3$, $w = 0.21$.

Коефіцієнт пористості:

$$e = \frac{2,66}{2,04} \cdot (1 + 0,21) - 1 = 0,58,$$

Ступінь вологості [11]:

$$S_r = \frac{0,21 \cdot 2,66}{0,58 \cdot 1} = 0,96$$

Висновок: пісок середньої крупності, середньої щільності, водонасичений.

4-й шар: Глина: $\rho = 1.94 \text{ кН/м}^3$

- число пластичності:

$$I_p = 0,4 - 0,22 = 0,18;$$

- показник текучості:

$$I_L = \frac{0,26 - 0,22}{0,4 - 0,22} = 0,22;$$

Висновок: глина напівтверда.

Збір навантажень

Збір навантажень виконано згідно ДБН В.1.2-2:2006 [5]:

Табл.3.2.2.1 Збір навантажень

№ п/п	Різновиди навантаження, характеристика елементів	Характеристична, кН/м ²	γ_f	γ_n	Розрахункове, кН/м ²
Навантаження від покрівлі					
1	Акваізол СБС-ПЕ-04	0,005	1,3	0,95	0,0068
2	Акваізол СХ 30	0,0035	1,3	0,95	0,0048
3	Грунтовка бітумна «Акваізол»	0,00045	1,3	0,95	0,0006
4	Стяжка ц/п розчину М100	0,45	1,3	0,95	0,6157
5	Керамзит	0,81	1,2	0,95	1,0231
6	З/б плита покриття	5,5	1,1	0,95	6,3684
Навантаження від підлоги технічного поверху					
7	Стяжка ц/п розчину М100	0,45	1,3	0,95	0,6157
8	Утеплювач «ISOVER»	0,095	1,2	0,95	0,12
9	З/б плита покриття	5,5	1,1	0,95	6,3684
Навантаження від підлог 2-9 поверхів					
0	Ліноліум на водостійкій мастиці	0,013	1,2	0,95	0,0164
11	Стяжка ц/п розчину М100	0,45	1,3	0,95	0,6157
12	З/б плита покриття	5,5	1,1	0,95	6,3684
Навантаження від підлоги 1-го поверху					
13	Ліноліум на водостійкій мастиці	0,013	1,2	0,95	0,0164
14	Стяжка ц/п розчину М100	0,45	1,3	0,95	0,6157
15	Керамзитобетон	1,8	1,2	0,95	2,2736
16	З/б плита покриття	5,5	1,1	0,95	6,3684
Тимчасове навантаження					
17	Перегородки (9 поверхів)	5	1,1	0,95	5,7894
18	Корисне навантаження (9 поверхів)	20	1,2	0,95	25,2632
19	Снігове навантаження	1,6	1,4	0,95	2,3578
Всього		100,84			120,77

Для внутрішньої стіни

Вантажна площадка:

$$A = \left(\frac{6,3}{2} + \frac{4,5}{2} \right) \cdot 1 = 5,4 \text{ м}^2$$

Навантаження від цегляних стін:

$$g_{\text{цег}} = \gamma_{\text{цег}} \cdot V = 0,51 \cdot 32,6 \cdot 1 \cdot 18 = 299,3 \text{ кН}$$

Навантаження від фундаментних бетонних блоків:

$$g_{\text{ф.бл}} = \gamma_{\text{ф.бл}} \cdot V = 25 \cdot 0,6 \cdot 3,5 \cdot 1 = 52,5 \text{ кН}$$

Навантаження на фундамент:

$$N = q_m \cdot A + g_{\text{цег}} + g_{\text{ф.бл}} = 120,77 \cdot 5,4 + 299,3 + 52,5 = 1003,9 \text{ кН}$$

Для зовнішньої стіни

Вантажна площадка:

$$A = \left(\frac{6,3}{2} \right) \cdot 1 = 3,15 \text{ м}^2$$

Навантаження від цегляних стін:

$$g_{\text{цег}} = \gamma_{\text{цег}} \cdot V = 0,51 \cdot 35,6 \cdot 1 \cdot 18 = 326,8 \text{ кН}$$

Навантаження від фундаментних бетонних блоків:

$$g_{\text{ф.бл}} = \gamma_{\text{ф.бл}} \cdot V = 25 \cdot 0,6 \cdot 3,5 \cdot 1 = 52,5 \text{ кН}$$

Навантаження на фундамент:

$$N = q_m \cdot A + g_{\text{цег}} + g_{\text{ф.бл}} = 120,77 \cdot 3,15 + 326,8 + 52,5 = 759,7 \text{ кН}$$

Розрахунок пальового фундаменту

Пальовий фундамент запроектован у вигляді вдавлюваних паль довжиною $L \approx 6 \text{ м}$ і перетином $300 \times 300 \text{ мм}$ та стрічковим ростверком.

Розрахунок виконано згідно ДБН В.2.1-10:2018 [2]:

«Несуча здатність палі

$$F_d = \gamma_c \left(\gamma_{cR} R A + u \sum \gamma_{cf} f_i h_i \right)$$

де γ_c - коефіцієнт умов роботи палі; $\gamma_c = 1$;

$$\gamma_{cR} = 1$$

R - розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі, кПа (тс/м²)

$A=0,09$ м² - площа опирання палі, що приймається рівною для набивних і бурових паль без розширення - площі поперечного переріза палі;

$u=1,2$ м - периметр поперечного переріза стовбура палі, м

$\gamma_{cf}=0.9$ – коефіцієнт умов роботи ґрунту на бічній поверхні палі, що залежить від способу утворення свердловини й умов бетонування

f_i - розрахунковий опір i -го шару ґрунту на бічній поверхні стовбура палі, кПа (тс/м²)

$$f_i = \sigma_{zg,i} \cdot \frac{\nu}{1 - \nu} \cdot \operatorname{tg} \varphi + c,$$

де $\sigma_{zg,i}$ – навантаження від власної ваги ґрунту в середині кожного розрахункового шару ґрунтової основи, кН/м²:

$$\sigma_{zg} = \sum_{i=n}^1 \gamma_i h_i,$$

де γ_i – питома вага кожного i -го шару ґрунту, кН/м³; p

h_i – потужність кожного i -го шару ґрунту, м;

ν – коефіцієнт Пуассона ґрунту в середині кожного розрахункового шару:

- для пісків: $\nu = 0,27$;
- для супісків і суглинків: $\nu = 0,35$;
- для глин: $\nu = 0,4$

φ – кут внутрішнього тертя кожного шару ґрунту, град.;

c – питоме зчеплення кожного шару ґрунту, кПа.»

Питома вага ґрунтів та потужність залягання: ІГЕ-1: $\gamma_1=15,8$ кН/м³;

$h_1=2,5$ м. ІГЕ-2: $\gamma_2=18,3$ кН/м³; $h_2=1,8$ м. ІГЕ-3: $\gamma_3=20,4$ кН/м³; $h_3=2,8$ м.

ІГЕ-4: $\gamma_4=19,4$ кН/м³; $h_4=5$ м.

Визначення навантажень від власної ваги кожного шару ґрунту
«На поверхні ґрунту:

$$\sigma_{zg0} = 0;$$

На межі першого та другого шарів:

$$\sigma_{zg1} = \gamma_1 h_1 = 15,8 \cdot 2,5 = 39,5 \text{ кН/м}^2;$$

На межі другого та третього шарів:

$$\sigma_{zg2} = \gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 = 39,5 + 18,3 \cdot 1,8 = 72,44 \text{ кН/м}^2;$$

На межі третього та четвертого шарів:

$$\sigma_{zg3} = \gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 + \gamma_3 h_3 = 72,44 + 20,4 \cdot 2,8 = 129,56 \text{ кН/м}^2;$$

На межі четвертого та п'ятого шарів:

$$\sigma_{zg4} = \gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 + \gamma_3 h_3 + \gamma_4 h_4 = 129,56 + 19,4 \cdot 5 = 226,56 \text{ кН/м}^2;$$

На рівні підшви ростверку:

$$\sigma_{zg}^I = \gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_{2p} = 39,5 + 18,3 \cdot 0,6 = 50,48 \text{ кН/м}^2.$$

Визначення розрахункового опору ґрунту під нижнім кінцем палі» [2]:

$$R = 4720 \text{ кН/м}^3$$

Таблиця 3.2.2 Визначення розрахункового опору ґрунту по боковій поверхні

N	Шар	σ_{zg}	h, м	φ , град	C, кПа	ν	f_i , кПа	$f_i \cdot h_i$, кПа·м
1	1							
2	2	61,46	1,2	28	1	0,27	13,1	15,72
3	3	86,72	1,4	38	2	0,27	27,1	37,94
4	3	115,28	1,4	38	2	0,27	35,3	49,42
5	4	148,96	1,7	18	50	0,4	82,3	139,91
							Σ	242,99

$$F_d = \gamma_c \left(\gamma_{cR} R A + u \sum \gamma_{cf} f_i h_i \right) = 1 \cdot (1 \cdot 4720 \cdot 0,09 + 1,2 \cdot 0,9 \cdot 242,99) \\ = 687,2 \text{ кН}$$

Проектування ростверку

Допустиме розрахункове навантаження на палю:

$$N \leq \frac{F_d}{\gamma_k} = \frac{687,2}{1,4} = 490,9 \text{ кН},$$

«де N – розрахункове навантаження, що передається на палю, кН;

$\gamma_k = 1,4$ – несуча здатність палі визначена розрахунком.»

Необхідна кількість паль по повздовжній силі:

Для внутрішньої стіни:

$$n = \frac{N_d}{N} = \frac{1,2 \cdot 1003,9}{490,9} \approx 2 \text{ шт/м}$$

Для зовнішньої стіни:

$$n = \frac{N_d}{N} = \frac{1,2 \cdot 759,7}{490,9} = 1,85 \approx 2 \text{ шт/м}$$

3.2.2.5 Розрахунок пального фундаменту за деформаціями

Осереднене значення кута внутрішнього тертя ґрунтів, що прорізає паля:

$$\varphi_{II,mt} = \frac{\sum \varphi_{II,i} \cdot h_i}{\sum h_i} = \frac{28 \cdot 1,2 + 38 \cdot 2,8 + 18 \cdot 1,7}{1,2 + 2,8 + 1,7} = 24,6^\circ,$$

$$\alpha = \frac{\varphi_{II,mt}}{4} = \frac{24,6}{4} = 6,2^\circ.$$

Ширина умовного фундаменту:

$$B_{y\phi} = z + x + 2 \cdot h \cdot tg\alpha = 0,3 + 1 + 2 \cdot 5,7 \cdot 0,11 = 2,55 \text{ м.}$$

Довжина умовного фундаменту:

$$L_{y\phi} = 1 \text{ м.}$$

Нормативна вага паль:

$$G_{\Pi}^H = n \cdot G_{\Pi} = 2 \cdot (2,2 \cdot 6 + 0,05) = 26,5 \text{ кН},$$

Нормативна вага ґрунту в обсязі АБВГ:

$$\begin{aligned} G_{гр,y\phi}^H &= B_{y\phi} \cdot L_{y\phi} \cdot \sum \gamma_i h_i = 2,55 \cdot 1 \cdot (18,3 \cdot 1,2 + 20,4 \cdot 2,8 + 19,4 \cdot 1,7) \\ &= 285,8 \text{ кН.} \end{aligned}$$

Середній тиск під подошвою умовного фундаменту:

$$P'' = \frac{\sum N_i + G_p^H \cdot 1,1 + G_{II}^H + G_{гр,уф}^H}{B_{уф} \cdot L_{уф}} = \frac{1003,9 + 28,8 \cdot 1,1 + 26,5 + 285,8}{2,55 \cdot 1} \\ = 528,6 \text{ кН},$$

«Розрахунковий опір ґрунту основи під подошвою умовного фундаменту, кПа [2]:

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} \cdot [M_\gamma \cdot B_{уф} \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot d_{уф} \cdot \gamma'_{II} + (M_q - 1) \cdot d_b \cdot \gamma'_{II} + M_c \cdot c_{II}],$$

де γ_{c1}, γ_{c2} – коефіцієнти умов роботи, приймаємо $\gamma_{c1} = 1,25$; $\gamma_{c2} = 1$;

k – коефіцієнт, що дорівнює 1, якщо характеристики ґрунтів отримані в результаті випробувань;

M_γ, M_q, M_c – коефіцієнти, що залежать від кута внутрішнього тертя;

$$M_\gamma = 0,98;$$

$$M_q = 4,93;$$

$$M_c = 7,4;$$

$d_{уф}$ – приведена глибина закладання умовного фундаменту

$$\gamma_{II} = 19,4 \text{ кН/м}^3;$$

γ'_{II} – осереднене розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, що залягають вище подошви фундаменту, кН/м^3 :

$$\gamma'_{II} = \frac{18,3 \cdot 1,2 + 20,4 \cdot 2,8 + 19,4 \cdot 1,7}{1,2 + 2,8 + 1,7} = 19,2 \frac{\text{кН}}{\text{м}^3};$$

d_b – глибина підвалу – відстані від рівня планування до підлоги підвалу, м;

$$d_b = 2,4 \text{ м};$$

c_{II} – розрахункове значення питомого зчеплення ґрунту, що залягає безпосередньо під подошвою фундаменту, кПа.»

$$c_{II} = 50 \text{ кПа.}$$

$$R = 1,25 \cdot 1 \cdot [0,98 \cdot 2,55 \cdot 19,4 + 4,93 \cdot 8,8 \cdot 19,2 + 7,4 \cdot 50] = 1564,3 \text{ кПа.}$$

Основна умова при розрахунку пальового фундаменту за другою групою граничних станів задовольняється:

$$P'' = 528,6 \text{ кПа} < R = 1564,3 \text{ кПа}.$$

Висновок: перевірка пальового фундаменту по деформаціям показала, що конструкція пальового ростверку, палі та їх розміри задовольняють несущу здатність.

Розрахунок осадки пальового фундаменту

«Визначаємо загальну осадку за ДБН В.2.1-10:2018 [2]:

$$S = 1,44 \frac{\eta}{\eta + 1} \times \frac{(p - \sigma_{zg,0})b}{E_c}$$

Глибина стисливої товщі

$$H_c = k \cdot b = 6 \cdot 2,55 = 15,3 \text{ м}$$

$$E_c = \frac{\sum_1^n E_i \cdot h_i \cdot z_i}{0,5 \cdot H_c^2} = 23000 \text{ кПа}»$$

$$\sigma_{zg}^{y.\phi} = 129,56 + 19,4 \cdot 1,7 = 162,54 \text{ кН/м}^2$$

$$S = 1,44 \frac{6}{6 + 1} \cdot \frac{(528,6 - 162,54)2,55}{23000} = 0,05 \text{ м} = 5 \text{ см} < S_{lim} = 12 \text{ см}$$

Умова виконується.

$$S < S_u \text{ згідно табл. И1 [1]}$$

3.3 Технологія і організація будівельного виробництва

3.3.1 Підготовка будівельного виробництва

Підготовку будівельного виробництва доцільно розглядати як комплекс взаємопов'язаних організаційних, технічних, технологічних і планово-економічних заходів, спрямованих на забезпечення своєчасного та якісного виконання будівельно-монтажних робіт. Вона охоплює загальну організаційно-технічну підготовку, підготовку будівельного майданчика, підготовку підрядної організації та створення умов для ефективного виконання основних виробничих процесів.

До початку будівельно-монтажних робіт необхідно розробити проєкт виконання робіт, прийняти та закріпити на місцевості геодезичну розбивочну основу, організувати робочі місця, забезпечити бригади технологічними картами, інструкціями, інструментами, засобами малої механізації, вимірювальними приладами та огорожувальними засобами. Також передбачається облаштування майданчиків для складування й укрупненого складання конструкцій, а також створення необхідного запасу матеріалів, виробів і конструкцій для забезпечення безперервного та ритмічного виконання будівельних робіт.

3.3.2 Технологія виконання основних будівельно-монтажних робіт

Земляні роботи

Розроблення ґрунту на будівельному майданчику передбачається механізованим способом із застосуванням одноковшевого гусеничного екскаватора важкого класу Komatsu PC300-8 або його модифікації Komatsu PC300-8M0 з місткістю ковша 1,4 м³. Використання такої техніки забезпечує необхідну продуктивність робіт і дає змогу ефективно розробляти ґрунти різної щільності.

Вийнятий ґрунт завантажується в автосамоскиди та вивозиться за межі будівельного майданчика на відведені місця складування або відвали згідно з прийнятою організаційно-технологічною схемою.

Під час механізованої розробки котловану передбачається залишення недобору ґрунту товщиною до 150 мм для збереження природної структури основи. Остаточне доведення дна котловану до проєктних відміток виконується вручну без застосування механізованого інструменту. Це дозволяє уникнути порушення несучого шару та забезпечити якісну підготовку основи під фундаменти.

Після досягнення проєктних відміток роботи з улаштування фундаментів необхідно виконувати без затримок, щоб запобігти розмоканню ґрунту, його вивітрюванню та зниженню несучої здатності під дією атмосферних факторів. Перед початком основних робіт враховується необхідність демонтажу натурних випробуваних паль, які використовувалися для контролю несучої здатності основи.

У разі виконання робіт в умовах підвищеної вологості або атмосферних опадів у котловані передбачається влаштування зумпфів для збирання поверхневих і ґрунтових вод. Воду необхідно своєчасно відкачувати насосним обладнанням, що забезпечує підтримання сухих умов для подальшого виконання будівельно-монтажних процесів.

Зворотне засипання пазух котловану виконується механізованим способом із використанням бульдозера. Ґрунт укладається пошарово з обов'язковим ущільненням кожного шару пневматичними трамбувальними механізмами. Такий спосіб забезпечує необхідну щільність засипки, зменшує ризик подальших нерівномірних осідань і сприяє надійній роботі фундаментної системи.

Влаштування буронабивних паль

Для влаштування буронабивних паль передбачено використання бурової установки Bauer MBG-24, яка забезпечує необхідну точність і продуктивність робіт. Буріння свердловин виконується із застосуванням обсадних труб, що запобігає обваленню стінок свердловини та забезпечує стійкість ґрунту під час виконання робіт.

Розроблений ґрунт видаляється екскаватором Komatsu PC300-8, завантажується в автосамоскиди та вивозиться на спеціально відведені місця складування. Буріння та бетонування паль виконуються, як правило, через одну свердловину, щоб уникнути впливу свіжоукладеного бетону на сусідні палі. Повернення до пропущених свердловин здійснюється після набору бетоном початкової міцності, але не раніше ніж через 24 години.

Армування паль виконується просторовими арматурними каркасами, які виготовляються на будівельному майданчику методом в'язання арматури. Установлення каркасів у свердловини здійснюється лебідкою бурової установки із застосуванням стропів, що забезпечує точність їхнього положення.

Бетонна суміш доставляється автобетонозмішувачами та подається у свердловину через бетонолитну трубу. Такий спосіб укладання запобігає розшаруванню суміші та забезпечує якісне формування тіла палі. Ущільнення бетону виконується глибинними вібраторами. Контроль відміток оголовків паль здійснюється за допомогою реперів, закріплених на будівельному майданчику.

Влаштування монолітних залізобетонних ростверків

Улаштування монолітних залізобетонних ростверків виконується поетапно та включає підготовчі, опалубні, арматурні, бетонні роботи і догляд за бетоном.

На підготовчому етапі влаштовується бетонна підготовка з бетону класу В7,5 товщиною 100 мм. Вона виконується по всій площі ростверку з додатковим відступом 100 мм по периметру для зручності монтажу опалубки. Подача бетонної суміші здійснюється автобетононасосом СБ-126Б, при цьому висота її вільного падіння не повинна перевищувати 1 м.

Для формування ростверку використовується інвентарна металева щитова опалубка. Перед бетонуванням її поверхні очищаються та обробляються мастильними складами, що полегшує розпалублення і забезпечує якісну поверхню бетону.

Армування ростверку виконується плоскими арматурними каркасами та окремими стержнями, які виготовляються на будівельному майданчику. Монтаж арматури здійснюється із застосуванням самохідного крана КС-4572. З'єднання стержнів виконується в'язальним дротом, при цьому перев'язується не менше 50 % точок перетину арматури.

Бетонування ростверку проводиться після завершення опалубних і арматурних робіт. Укладання бетонної суміші виконується безперервно в межах однієї захватки з використанням автобетононасоса. Ущільнення бетону здійснюється глибинними вібраторами, що забезпечує видалення повітряних порожнин, підвищення щільності та однорідності конструкції.

Після бетонування поверхня ростверку вкривається вологоутримуючими матеріалами, які періодично зволожуються. Догляд за бетоном забезпечує нормальний набір міцності, запобігає утворенню тріщин і підвищує довговічність монолітної залізобетонної конструкції.

Монтаж фундаментних стінових блоків

Транспортування, складування та монтаж збірних залізобетонних конструкцій виконуються відповідно до вимог чинних нормативних документів, зокрема ДСТУ Б В.2.6-156:2010, із дотриманням технологічної послідовності та правил безпеки. Монтаж фундаментних блоків передбачається виконувати по захватках і ярусах, що забезпечує раціональну організацію робіт та ефективне використання монтажного крана.

До початку монтажу необхідно встановити кран для робіт нульового циклу, виконати геодезичну розбивку осей фундаментів із прив'язкою до реперів, доставити збірні конструкції, інвентарне оснащення та допоміжне обладнання, а також облаштувати тимчасові під'їзні дороги і місця складування. Запас конструкцій на майданчику повинен забезпечувати безперервність робіт не менше ніж на три зміни. Складування елементів

виконується з урахуванням черговості монтажу та в межах зони дії монтажного крана.

Монтаж конструкцій підвального поверху здійснюється самохідним краном КС-4572. Встановлення блоків стін підвалу починається з маякових елементів, які розміщують у кутах будівлі та в місцях перетину основних координаційних осей. Їх положення ретельно перевіряється в плані та по висоті, після чого виконують монтаж рядових блоків.

Фундаментні блоки встановлюються з дотриманням перев'язки швів, що забезпечує міцність і просторову стійкість стін підвалу. Рядові блоки орієнтують нижньою гранню по обрізу попереднього ряду, а верхньою — відповідно до розбивочних осей. Блоки зовнішніх стін нижче рівня землі вирівнюють по внутрішній поверхні, а вище рівня ґрунту — по зовнішній.

Встановлення блоків на основу, вкриту водою, снігом або льодом, не допускається. Горизонтальні та вертикальні шви між блоками заповнюються цементним розчином із подальшою розшивкою з обох боків. Це забезпечує герметичність, довговічність і надійну роботу конструкцій підвального поверху.

Кам'яна кладка стін

Кам'яна кладка стін і перегородок житлового будинку виконується із застосуванням інвентарних риштувань, що забезпечують зручні та безпечні умови праці. При висоті поверху до 5 м використовуються шарнірно-панельні риштування з металевими відкидними опорами, які дають змогу виконувати кладку другого та наступних ярусів.

Кладка стін нижніх поверхів армується сітками з чарунками 50×50 мм із дроту діаметром 5 мм класу Вр-1. Перегородки товщиною 120 мм також підсилюються арматурними сітками, які укладаються через кожні чотири ряди кладки із заведенням у суміжні стіни.

Подача цегли, розчину та інших матеріалів до робочих місць здійснюється баштовим краном КБ-100.3А-1. Кладку стін і перегородок у межах однієї захватки виконують у технологічній ув'язці з монтажем плит

перекриття. При цьому цеглу для перегородок подають до початку монтажу пере́криттів.

Зведення стін здійснюється відповідно до проєктних відміток. Улаштування отворів, ніш, борозен або інших елементів, не передбачених проєктною документацією, не допускається, оскільки це може знизити несучу здатність конструкцій. Товщина горизонтальних швів цегляної кладки приймається 12 мм, вертикальних — 10 мм.

У разі перерв у роботі кладку завершують у вигляді похилої або вертикальної штраби. При влаштуванні вертикальної штраби у шви закладають арматурні сітки з поздовжніми стержнями діаметром до 6 мм і поперечними стержнями діаметром до 3 мм. Відстань між такими сітками по висоті не повинна перевищувати 1,5 м, а також армування виконується на рівні кожного пере́криття.

Після завершення кладки кожного поверху проводиться інструментальна перевірка горизонтальності рядів і висотних відміток. Тичкові ряди з повнотілої цегли обов'язково влаштовують у першому та останньому рядах кладки, на рівні обрізів стін і стовпів, а також у виступаючих елементах.

Під час транспортування цегли, керамічних каменів і дрібних блоків краном застосовуються піддони, контейнери або спеціальні вантажозахватні пристрої, що запобігають падінню матеріалів. Після перестановки риштувань рівень кладки повинен бути не менше ніж на 0,7 м вище рівня робочого настилу. Якщо ця умова не виконується, необхідно застосовувати захисні огороження або запобіжні пояси.

Не допускається виконання кладки стін наступного поверху без попереднього монтажу несучих конструкцій міжповерхового пере́криття, сходових площадок і маршів.

Монтаж плит пере́криття

Монтаж збірних залізобетонних плит пере́криття виконується відповідно до вимог нормативної документації та прийнятої технологічної

послідовності. Плити укладаються на шар свіжого цементно-піщаного розчину марки М200 товщиною 10 мм, що забезпечує щільне прилягання елементів, вирівнювання опорної поверхні та рівномірне передавання навантажень.

Після встановлення плит міжплитні шви очищаються від пилу, сміття та сторонніх включень і заповнюються цементно-піщаним розчином марки М200. Це підвищує просторову жорсткість перекриття, забезпечує його монолітність і надійну сумісну роботу окремих плит.

Металеві анкерні елементи після монтажу захищаються від корозії шляхом покриття цементно-піщаним розчином марки М200 із товщиною захисного шару 20 мм. Такий захист запобігає впливу вологи та підвищує довговічність з'єднань.

Для пропуску інженерних комунікацій у плитах допускається влаштування отворів діаметром до 150 мм. Отвори виконуються свердлінням у межах пустот плит без пошкодження несучих ребер, що забезпечує збереження міцності конструкцій.

Пустоти в торцях плит, які спираються на зовнішні стіни, заповнюються бетоном класу В15 на глибину 250 мм. Це підвищує герметичність вузлів спирання, запобігає проникненню холодного повітря та покращує теплоізоляційні властивості конструкції.

Монтажні роботи

Будівельно-монтажні роботи на об'єкті виконуються потоковим методом із поділом будівлі на захватки та яруси. Така організація забезпечує безперервність будівельного процесу, раціональне використання робітників, механізмів і транспорту, а також скорочує загальну тривалість будівництва.

Монтаж конструкцій здійснюється баштовим краном КБ-100.3А-1, технічні характеристики якого відповідають умовам будівельного майданчика та забезпечують безпечне переміщення збірних елементів у межах робочої зони.

У небезпечній монтажній зоні забороняється перебування сторонніх осіб і виконання робіт, не передбачених технологічним процесом. Не допускається виконання робіт на нижчих поверхах тієї самої секції під час монтажу конструкцій вище. Працівники повинні бути забезпечені касками, страхувальними поясами, спецвзуттям і сигнальним одягом, а робочі місця на висоті — огороженнями, настилами та безпечними проходами.

Стропування конструкцій повинно забезпечувати їх подачу до місця монтажу в положенні, близькому до проєктного. Піднімання елементів без монтажних петель, маркування або спеціальних місць захоплення не допускається. Перед підйомом конструкції очищаються від бруду, снігу та льоду, а під час переміщення утримуються від розгойдування за допомогою відтяжок.

Забороняється перебування людей на піднятих конструкціях або під ними до моменту остаточного закріплення. Залишати вантаж у підвішеному стані під час перерви або після завершення зміни не дозволяється.

Після встановлення кожен елемент має бути надійно закріплений тимчасовими або постійними зв'язками. Зняття стропів допускається лише після перевірки стійкості конструкції та відповідності її положення проєкту. Особлива увага приділяється точності монтажу несучих елементів, плит перекриття, сходових маршів і площадок.

Монтажні роботи на відкритих ділянках і на висоті припиняються при швидкості вітру 15 м/с і більше, під час ожеледі, грози, сильного туману, недостатньої видимості або інтенсивних атмосферних опадів.

Навісні майданчики, сходи, настили та інші допоміжні пристрої необхідно встановлювати на конструкціях до їх підйому. Монтаж сходових маршів, площадок, шахтних елементів і ліфтового обладнання виконується одночасно зі зведенням основних конструкцій будівлі, що забезпечує безпечне пересування працівників між поверхами.

Покрівельні роботи

Покрівельні роботи виконуються з наплавлених рулонних матеріалів відповідно до технологічних карт. До початку робіт необхідно завершити герметизацію швів, монтаж проходок інженерних мереж, підготовку основи та зон примикання до парапетів і виступаючих елементів. Основа повинна бути сухою, рівною, очищеною та обробленою бітумною ґрунтовкою.

Опоряджувальні роботи

Опоряджувальні роботи організовуються потоковим методом і виконуються після завершення основних будівельних, сантехнічних та електромонтажних процесів. Штукатурні роботи виконуються механізовано із застосуванням штукатурної станції, фарбувальні — із використанням електричних фарборозпилювачів. Внутрішні роботи проводяться з інвентарних пересувних риштувань.

Роботи в зимовий період

Роботи в зимовий період виконуються з урахуванням впливу низьких температур. Бетон повинен набрати не менше 50 % проектної міцності до можливого замерзання. Для цього застосовують підігріті компоненти бетонної суміші, утеплення конструкцій або електропрогрів. Кам'яну кладку допускається виконувати методом заморожування з подальшим набором міцності після відтавання розчину.

Робочі місця, проходи та під'їзди систематично очищаються від снігу й льоду, а слизькі ділянки посипаються піском або протиожеледними матеріалами. Внутрішні штукатурні та оздоблювальні роботи виконуються за температури в приміщеннях не нижче +10 °С, а температура розчинів повинна бути не нижче +8 °С.

Будівельні матеріали, вироби та обладнання зберігаються з урахуванням їх властивостей. Матеріали, стійкі до температурних коливань, розміщують під навісами або в напівзакритих складах, а

матеріали, чутливі до вологи й низьких температур, — у закритих опалюваних приміщеннях.

3.3.3 Вибір комплекту машин і механізмів

Вибір крана для зведення конструкцій цегляного будинку

Для визначення монтажної маси приймають найбільш масивний елемент, який підлягає переміщенню за допомогою монтажного крана. Оскільки зведення будівлі здійснюється із застосуванням баштового крана, у якості розрахункового найважчого елемента обрано збірні залізобетонні конструкції, зокрема багатопустотну плиту перекриття.

Маса плити: $2,950\text{ т}$

Маса стропу: $0,220\text{ т}$ – (плити перекриття).

«Монтажну масу обчислюють за формулою [46]:

$$Q_{\max} = Q_{\text{ел}} + q_{\text{стр}}$$

де $Q_{\text{ел}}$ – маса елементів для підйому на поверх.

$q_{\text{стр}}$ – маса стропуючих пристосувань».

$$Q_{\max} = 2,950 + 0,220 = 3,170\text{ т.}$$

«Монтажну висоту обчислюємо з умови необхідного переміщення плити перекриття із місця складування на відмітку покрівлі

Необхідна висота підйому гака [46]:

$$H_{\max} = h_{\text{оп}} + h_{\text{стр}} + h_{\text{ел}} + h_{\text{зап}}$$

$h_{\text{оп}} = 33,60\text{ м}$ – висота опори, на яку монтується чи подається конструкція.

$h_{\text{стр}} = 1,70$ – висота чотирьох гілкового стропу.

$h_{\text{ел}} = 0,220$ – висота елемента, що подається краном.

$h_{\text{зап}} = 0,50$ – величина запасу».

$$H_{\max} = 33,60 + 1,70 + 0,220 + 0,50 = 36,020\text{ м}$$

Необхідний виліт стріли визначається із умови подачі матеріалів до найвіддаленішої стіни:

$$R_1 = A + B = 6.280 + 16.20 = 22.480$$

На основі розрахунків приймаємо баштовий кран КБ-100.3А-1 [41] за
табл. 3.3.1

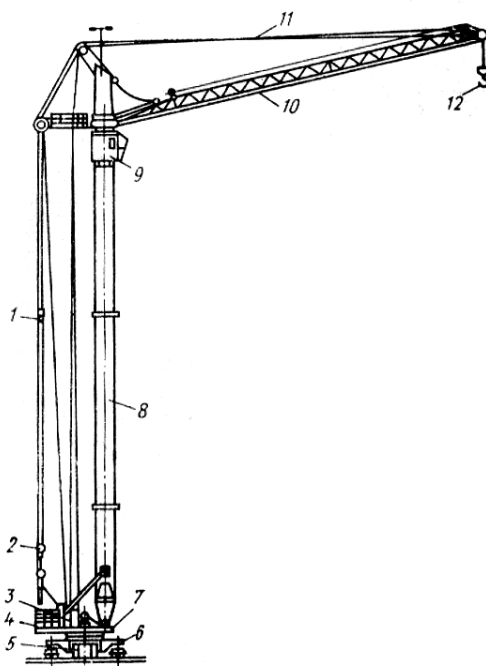


Рис. 3.3.1 Баштовий кран КБ-100.3А-1

Табл.3.3.1 Характеристики баштового крану КБ-100.3А-1

Найменування характеристики, одиниці виміру	кількість
Найбільший вантажний момент, т·м	100
Виліт, м:	
найбільший	25
при найбільшій вантажопідйомності	12,5
Вантажопідйомність, т:	
при найбільшому вильоті	4
найбільша	8
Висота підйому гака при найбільшому вильоті, м	40
Глибина опускання вантажу нижче головки рейки, м	
Швидкості, м/хв:	
підйому найбільшого вантажу при дворазовому /	
чотириразовому запасуванню каната	30/15
підйому вантажу масою до 2 т при дворазовому	
запасуванню каната	45
підйому вантажу масою до 4 т при чотириразовому	
запасуванні каната	22,5
зміни вильоту	15
пересування крана	28
Частота обертання, про/хв	0,7
Колія X база, м	4,5 X 4,5
Задній габарит, м	3,6
Тип підкранової рейки	P50
Розрахункове навантаження від колеса на рейку, кН	175
Установлена потужність електродвигунів, кВт	78,3
Маса конструктивна, т	34
Маса загальна із противагою й баластом, т	87,4

Вибір екскаватору

Основною характеристикою вибору екскаватору є місткість ковша, вибір якої залежить від об'ємів земляних робіт.

Загальний обсяг ґрунту:

$$V = 4840,0 \text{ м}^3;$$

На транспорт:

$$V = 3261,90 \text{ м}^3;$$

У відвал:

$$V = 1578,10 \text{ м}^3;$$

На основі цих даних приймаємо екскаватор Komatsu PC300-8/PC300-8M0 з об'ємом ковша $1,4 \text{ м}^3$.

Екскаватор Komatsu PC300-8/PC300-8M0



Рис. 3.3.2 Екскаватор Komatsu PC300-8/PC300-8M0

Параметри екскаватора

Основні технічні характеристики Komatsu PC300-8/PC300-8M0:

- Експлуатаційна маса: 31100–32200 кг (залежно від комплектації та довжини стріли).
- Об'єм ковша: $1,4\text{--}1,8 \text{ м}^3$.
- Двигун: Komatsu SAA6D114E-3 (потужність 194 кВт / 260 к.с.).

- Глибина копання: 7,38–7,44 м.
- Радіус копання: 10,67–11,1 м.
- Витрата палива: у середньому 18–28 л/год (залежить від навантаження).

Підбір марки автосамоскидів

«Приймаємо автосамоскиди марки **КамАЗ 65111**.

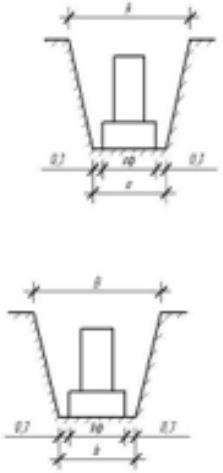


Рис.3.3.3. КамАЗ 65111

Технические характеристики [41]	
Колесная формула	6х6
Грузоподъемность, кг	14 000
Полезный объем платформы, куб. м.	8,2
Самосвальная платформа с задним бортом	
Направление нагрузки	назад
Полная масса автомобиля, кг	24500

Підрахунок об'ємів робіт

Табл.3.3.2 Відомість підрахунку земляних робіт (відомість №1)

з/п	Назва робіт	Ескіз і формула підрахунку	Одиниці виміру	Кільк.
	Планування ділянки бульдозером	$S = A \cdot B$ $S = 66,510 \cdot 106,3 = 7340$	1000 м ²	7,310
	Визначаємо тип ґрунту і коефіцієнт природного нахилу	ґрунти: Піски $m=1$ при глибині залягання до 3 м		1
	Розробка ґрунту екскаватором (розробка котловану)	 $a = a_{\phi} + 2 \cdot 0.300$ $a = 22 + 0.6 = 22,600$ $A = a + 2 \cdot H_{el} \cdot m$ $A = 22,60 + 2 \cdot 2,750 \cdot 1 = 28,100$ $(м)$ $b = b_{\phi} + 2 \cdot 0.30$ $b = 65,780 + 0.60 = 66,380 (м)$ $B = b + 2 \cdot H_{el} \cdot m$	1000 м ³	4,840

		$B=2.1+2 \cdot 2,750 \cdot 1=71,880 \text{ (м)}$ $V_{\epsilon} = \frac{a \cdot b + A \cdot B}{2} \cdot H_{\epsilon 1}$ $V_{\epsilon} = \frac{22.6 \cdot 66.38 + 28.1 \cdot 71.88}{2} \cdot 2.75 = 4840$		
	Визначення обсягу ґрунту ручної розробки	$V_1 = a_{\delta} \cdot b_{\delta} \cdot h_1$ $V_1 = 281 \cdot 71,88 \cdot 0,15 = 225,028$	100 м³	2,250
	Визначення обсягу розробки екскаватором: а) на транспорт б) у відвал	$V_{mp} = V_{\phi}$ $V_{mp} = S_{\phi} H_{\phi} + S_p H_p$ $V_{mp} =$ $1053,70 \cdot 2,20 + 1384,250 \cdot 0, =$ $= 3261,9150$ $V_B = V_{\epsilon} - V_{mp}$ $V_B = 4840,0220 -$ $3261,9150 = 1578,1070$	1000 м³	3,2620 1,5780
	Зворотна засипка ґрунту	$V_{зв} = V_B = 1578,10700$	1000 м³	1,5780

Табл. 3.3.6 Зведена відомість об'ємів робіт

№ п/п	Найменування робіт	Підрахунок	Один. вим.	Кільк.
1	Планування ділянки бульдозером	згідно відомості №1	1000 м ²	7,3
2	Розробка ґрунту екскаватором на транспорт	згідно відомості №1	1000 м ³	3,26
3	Розробка ґрунту екскаватором у відвал	згідно відомості №1	1000 м ³	1,58
4	Ручна доробка ґрунту	згідно відомості №1	100 м ³	2,3
5	Влаштування буриабивних паль	$V_i = \frac{h \cdot n \cdot d^3}{4} \cdot n$ $V_i = \frac{6,75 \cdot 3,14 \cdot 0,5^3}{4} \cdot 568 = 752,4225$	м ³	752,4
6	Влаштування бетонної підготовки	$V_i = S_o \cdot h_i$ $V_i = 134825 \cdot 0,1 = 13482,5$	100 м ³	1,4
7	Влаштування розтворку	$V_o = S_o \cdot h_o$ $V_o = 134825 \cdot 0,7 = 94377,5$	100 м ³	9,4
8	Влаштування фундаментних блоків	вагою до 1,5т: N=139 шт вагою від 1,5т: N=831 шт	100 шт	1,4 8,31
9	Влаштування гідроізоляції стін підвалу	$S_o = P_o \cdot h_o$ $S_o = 2378243 = 71347,2$	100 м ²	7,1
10	Зворотня засипка ґрунту	згідно відомості №1	1000 м ³	1,6
11	Зведення цегляних стін 640 мм	згідно відомості №2	м ³	3707,4

12	Зведення цегляних стін 501 мм	згідно відомості №2	м³	3625,7
13	Зведення цегляних стін 380 мм	згідно відомості №2	м³	308,3
14	Зведення цегляних стін 250 мм	згідно відомості №2	м³	460,5
15	Влаштування плит перекриття	N=1265 шт	100 шт	12,7
16	Влаштування сходишкових майданчиків	N=48 шт	100 шт	0,5
17	Влаштування сходишкових маршів	N=48 шт	100 шт	0,5
18	Влаштування перегородок	згідно відомості №2	100 м²	3,4
19	Влаштування утеплювача	$V_o = S_f \cdot h_o$ $V_o = 128503 \cdot 0,075 = 96377$	м³	
20	Влаштування вирівнювочної стяжки	$S_{ст.} = S_f = 128503 \text{ м}^2$	100 м²	12,9
21	Влаштування рулонної покрівлі	$S_{д.г.} = S_f = 128503 \text{ м}^2$	100 м²	12,9
22	Влаштування вхідних дверей	$S_{д.} = 17662 \text{ м}^2$	100 м²	1,8
23	Влаштування віконних склопакетів	$S_{в.} = 821649 \text{ м}^2$	100 м²	82,2

24	Утеплення фасадів за технологією Ceresit	згідно відомості №4	100 м²	40,8
25	Фарбування фасаду	згідно відомості №4	100 м²	40,8
26	Штукатурка цегляних стін	згідно відомості №3	100 м²	191,5
27	Водне фарбування стелі	$S_{\text{ст}} = 102967 \text{ м}^2$	100 м²	10,3
28	Водне фарбування стін	$S_{\text{ст}} = 12105 \text{ м}^2$	100 м²	12,1
29	Фарбування стін кольором	$S_{\text{ст}} = 164814 \text{ м}^2$	100 м²	16,5

3.3.4 Технологічна карта на влаштування монолітного ростверку

Технологічна карта на влаштування монолітного залізобетонного ростверку розробляється з урахуванням вимог чинних будівельних норм і передбачає раціональну організацію підготовчих, опалубних, арматурних, бетонних робіт, догляду за бетоном та заходів з охорони праці. Роботи виконуються у визначеній технологічній послідовності із застосуванням механізованих засобів, що забезпечує якість конструкції, продуктивність праці та безперервність будівельного процесу.

Підготовчі роботи

До початку влаштування ростверку необхідно підготувати будівельний майданчик, організувати водовідведення з котловану, улаштувати тимчасові дороги та проїзди, визначити схеми руху транспорту і механізмів, підготувати місця складування арматури, опалубки та комплектуючих. Також передбачається забезпечення об'єкта інструментом, вантажозахоплювальними пристроями, монтажним оснащенням, тимчасовим електропостачанням та освітленням.

Перед початком основних робіт виконується бетонна підготовка під ростверк, проводиться геодезична розбивка осей будівлі, наносяться монтажні ризики для встановлення опалубки, а також оформлюються акти приймання основи за виконавчою геодезичною схемою. Запас арматури та елементів опалубки повинен забезпечувати виконання робіт не менше ніж на дві зміни. Розвантаження, подача та монтаж арматурних каркасів, сіток і щитів опалубки виконуються самохідним краном КС-4572.

Опалубні роботи

Опалубка ростверку збирається з інвентарних щитів на спеціально підготовлених майданчиках. Під час складання перевіряються геометричні розміри панелей, надійність їх з'єднання, жорсткість і стійкість конструкції. Щити з'єднуються між собою скобами, замками, болтами та стяжними елементами. Для забезпечення просторової жорсткості встановлюються схватки, поперечні зв'язки, монтажні петлі та підкоси.

Монтаж опалубки ростверку доцільно виконувати укрупненими блоками в межах окремих температурних або технологічних блоків бетонування. Це знижує трудомісткість процесу та прискорює виконання робіт.

Арматурні роботи

Армування ростверку виконується відповідно до робочих креслень і специфікацій. Перед монтажем арматури перевіряється правильність встановлення опалубки, її стійкість і відповідність проєктним розмірам.

Спочатку встановлюються нижні арматурні сітки на пластикові або бетонні фіксатори для забезпечення захисного шару бетону. Далі монтуються просторові каркаси, верхні сітки, окремі стержні, хомути та закладні деталі. Після завершення армування перевіряється положення арматури, величина захисного шару та надійність з'єднання елементів.

Бетонні роботи

Бетонування ростверку виконується в межах окремих захваток або технологічних блоків. Розміри захваток приймаються залежно від обсягу

бетонування, продуктивності механізмів та інтенсивності подачі бетонної суміші. У межах однієї захватки бетонування повинно виконуватися безперервно, що забезпечує монолітність конструкції.

Подача бетонної суміші здійснюється автобетононасосом із використанням автобетонозмішувачів. Рухливість бетонної суміші приймається відповідно до технологічних вимог, орієнтовно з осадкою конуса 4–12 см. Остаточний склад бетону визначається будівельною лабораторією з урахуванням класу бетону, умов укладання та вимог до довговічності конструкції.

Бетон укладається горизонтальними шарами товщиною 0,3–0,5 м з рівномірним розподілом по площі ростверку. Кожен шар ущільнюється глибинними вібраторами до припинення виділення повітряних бульбашок і появи цементного молочка на поверхні. Наступний шар укладається до початку тужавіння попереднього. Скидання бетонної суміші з великої висоти без жолобів або рукавів не допускається, щоб запобігти її розшаруванню.

Догляд за бетоном

Після завершення бетонування відкриті поверхні ростверку захищаються від швидкого висихання, температурних перепадів і механічних пошкоджень. Для цього поверхню регулярно зволожують, укривають поліетиленовою плівкою, мішковиною або геотекстилем. У холодний період конструкцію додатково утеплюють або контролюють температуру бетону.

Тривалість догляду за бетоном і режим зволоження визначаються залежно від погодних умов, виду цементу та темпів набору міцності.

Виконання робіт у зимових умовах

При середньодобовій температурі нижче +5 °С або можливого зниженні температури до 0 °С і нижче застосовуються спеціальні методи зимового бетонування. До них належать утеплення опалубки та конструкції, електропрогрів бетону, використання протиморозних добавок,

укриття тепловими матами або наметами, а також застосування підігрітої бетонної суміші.

Вибір способу зимового бетонування виконується згідно з проектом виконання робіт з урахуванням температурних умов, масивності конструкції та економічної доцільності.

Контроль якості та охорона праці

На всіх етапах виконання робіт здійснюється технічний контроль: перевіряються розміри й стійкість опалубки, правильність армування, якість бетонної суміші, умови її укладання, ущільнення та догляду за бетоном. Працівники повинні бути забезпечені засобами індивідуального захисту, а роботи з кранами, електроінструментом і зварювальним обладнанням виконуються з дотриманням вимог охорони праці та пожежної безпеки.

Табл. 3.3.7 Калькуляція трудозатрат

№ п/п	Найменування технологічних процесів	Обґрунт.	Одиниці виміру	Кількість	Норма часу		На об'єм робіт			
					л-год	м-год	л-год	м-год	л-дн	м-дн
1	Установка опалубки	Е4-1-34	м ²	181,56	0,45	-	81,70	-	10,21	-
2	Подача арматури краном	Е1-7	100 т	0,96	13,00	6,40	12,53	6,17	1,57	0,77
3	Установка та вязка арматури окремими стержнями діаметром 16мм	Е4-1-46	т	96,37	8,00	-	770,94	-	96,37	-
4	Подача бетонної суміші автобетононасосом	Е4-1-48	100 м ³	9,44	18,00	6,10	169,88	57,57	21,23	7,20
5	Укладання бетонної суміші	Е4-1-49	м3	943,78	0,22	-	207,63	-	25,95	-
6	Догляд за бетонною поверхнею	Е4-1-54	100 м2	13,48	0,62	-	8,36	-	1,04	-
7	Демонтаж опалубки	Е4-1-34	м2	181,56	0,26	-	47,21	-	5,90	-

3.3.5 Техніко-економічні показники

1. Обсяг робі:

$$V^H = V_{\phi} = 943,770 \text{ м}^3.$$

$$V^{np} = V^H = 943,770 \text{ м}^3.$$

2. Загальна працевісткість:

$$\Sigma Q^H = 162,280 \text{ л-дн.}$$

$$\Sigma Q^{np} = 162 \text{ л-дн.}$$

3. Питома працевісткість:

$$q^i = \frac{\Sigma Q^i}{V^i} = \frac{162.28}{943.77} = 0.172 \text{ л-дн./ м}^3$$

$$q^{i\partial} = \frac{\Sigma Q^{i\partial}}{V^{i\partial}} = \frac{162}{943.77} = 0.172 \text{ л-дн./ м}^3$$

4. Виробіток робітника за зміну:

$$\hat{A}^i = \frac{V^i}{\Sigma Q^i} = \frac{943.77}{162.28} = 5.815 \text{ м}^3/\text{л-дн.}$$

$$\hat{A}^{i\partial} = \frac{V^{i\partial}}{\Sigma Q^{i\partial}} = \frac{943.77}{162} = 5.82 \text{ м}^3/\text{л-дн.}$$

5. Продуктивність праці:»

$$\Pi^H = 100 \%$$

$$\Pi^{np} = \frac{\Sigma Q^i}{\Sigma Q^{i\partial}} \cdot 100\% = \frac{162.28}{162} \cdot 100\% = 100.1\%$$

3.3.6 Календарний графік будівництва

Календарний графік виробництва робіт виконує низку важливих функцій, серед яких:

- визначення послідовності та тривалості виконання окремих видів робіт;
- встановлення строків початку та завершення будівельних процесів;
- координація взаємодії між окремими виконавцями, бригадами та субпідрядними організаціями;
- визначення добової потреби в робітниках відповідних професій і кваліфікації;
- розрахунок потреби в будівельних машинах, механізмах і транспортних засобах;
- забезпечення рівномірного завантаження трудових і технічних ресурсів;
- контроль за дотриманням термінів будівництва та можливість оперативного коригування плану робіт.

Графіки ресурсного забезпечення

На основі календарного графіка складаються допоміжні графіки потреби в трудових, машинних і транспортних ресурсах по днях або змінах. Такі графіки використовуються для перевірки правильності організації будівництва та оцінки реальності прийнятих рішень.

Графіки потреби в робітниках, машинах і транспорті повинні відповідати таким вимогам:

- не містити розривів у завантаженні ресурсів, які свідчать про простої бригад або відсутність фронту робіт;
- забезпечувати рівномірне використання трудових колективів і техніки;
- не мати різких пікових навантажень, які ускладнюють забезпечення додатковими ресурсами;
- відповідати реальним виробничим можливостям будівельної організації.

Наявність необґрунтованих піків у графіку свідчить про недосконале планування, оскільки залучення додаткової техніки, транспорту або працівників

на короткий проміжок часу, як правило, є економічно недоцільним або організаційно неможливим.

Значення календарного графіка

Раціонально складений календарний графік є основою ефективного управління будівництвом. Він сприяє підвищенню продуктивності праці, скороченню простоїв, оптимізації витрат ресурсів та своєчасному завершенню будівельно-монтажних робіт. Крім того, календарний графік дозволяє своєчасно виявляти відхилення від плану та приймати необхідні управлінські рішення щодо їх усунення.

Таким чином, календарний графік виробництва робіт є важливим інструментом організації будівельного виробництва, що забезпечує ритмічність, узгодженість і економічну ефективність реалізації будівельного проєкту.

3.3.7 Будгенплан

Будівельний генеральний план на період зведення об'єкта є основним організаційно-технологічним документом, який визначає раціональне розміщення всіх елементів будівельного майданчика. Його розроблення спрямоване на забезпечення безперервного, безпечного та ефективного виконання будівельно-монтажних робіт відповідно до календарного графіка.

На будівельному генеральному плані передбачається розміщення тимчасових адміністративно-побутових і санітарно-побутових приміщень, складських майданчиків, зон укрупнювального складання конструкцій, будівельних машин і механізмів, внутрішньомайданчикових доріг, під'їздів, тимчасових інженерних мереж, контрольно-пропускних пунктів, а також засобів пожежної безпеки та охорони праці.

Площа будівельного майданчика приймається достатньою для розміщення техніки, складування матеріалів, організації руху транспорту та створення безпечних умов праці. Тимчасові споруди доцільно розміщувати на ділянках, які не займатимуться постійною забудовою, а складські зони — поблизу місць використання матеріалів і зон роботи вантажопідіймальних механізмів.

Інженерне забезпечення майданчика передбачає тимчасове підключення до міських мереж водопостачання, каналізації та електропостачання. Електрична мережа використовується для живлення будівельних механізмів, освітлення робочих зон і побутових потреб.

Для роботи у вечірній і нічний час передбачається штучне освітлення робочих місць, проїздів, проходів і небезпечних ділянок. На території встановлюються інформаційні покажчики, попереджувальні та заборонні знаки, схеми руху транспорту, знаки обмеження швидкості та вказівники евакуаційних напрямків.

З метою забезпечення пожежної безпеки на майданчику розміщуються пожежні щити, первинні засоби пожежогасіння та пожежний гідрант із вільним доступом до нього.

Під час розроблення будівельного генерального плану необхідно забезпечити найкоротші шляхи переміщення матеріалів і конструкцій, мінімізувати кількість перевезень, раціонально використовувати площу майданчика, організувати безпечний рух транспорту та працівників, а також дотримуватися вимог охорони праці, санітарних норм і пожежної безпеки.

Розрахунок площі відкритих і закритих складів для будівельних конструкцій, матеріалів і деталей

Відкриті склади призначені для тимчасового зберігання будівельних матеріалів, виробів і конструкцій, які не потребують спеціального захисту від атмосферних впливів. Їх улаштування забезпечує раціональну організацію матеріально-технічного постачання та безперервність виконання будівельно-монтажних робіт.

На відкритих складах допускається зберігати бетонні та залізобетонні конструкції, цеглу, сипкі матеріали для приготування розчинів і бетонних сумішей, великогабаритні металеві конструкції, а також металеві вироби із захисним антикорозійним покриттям.

Тимчасові складські майданчики доцільно розміщувати поблизу зон роботи кранів і вантажопідіймальних механізмів, що дає змогу скоротити час на навантажувально-розвантажувальні операції та зменшити внутрішньомайданчикові переміщення матеріалів. При виборі місця складування необхідно враховувати наявність під'їзних шляхів, можливість маневрування транспорту, доступність для підйомної техніки, а також вимоги охорони праці й пожежної безпеки.

Площа відкритого складу визначається залежно від номенклатури матеріалів, обсягів постачання, інтенсивності їх використання та тривалості зберігання. Матеріали слід розміщувати за видами та призначенням, а збірні конструкції — відповідно до послідовності їх монтажу. Необхідно забезпечити стійкість штабелів, зручні проходи й проїзди, а також маркування зон зберігання.

Рациональна організація відкритих складів сприяє зменшенню простоїв техніки, скороченню витрат на транспортування, підвищенню продуктивності праці та своєчасному забезпеченню будівництва необхідними ресурсами.

Технікоеконімічні показники будгенплану

1. «Загальна площа будгенплану:

$$S_1 = A_1 \cdot B_1 = 66.51 \cdot 106.26 = 7333.34 \text{ м}^2$$

2. Площа об'єкту:

$$S_2 = A_2 \cdot B_2 = 16.2 \cdot 59.6 = 1113.18 \text{ м}^2$$

3. Площа побутових приміщень:

$$S_3 = F_{i\delta} = 98.626 \text{ м}^2$$

4. Коефіцієнт забудови будгенплану:

$$\hat{E}_1 = \frac{S_2}{S_1} = \frac{1113.18}{7333.34} = 0.152$$

5. Коефіцієнт забудови будгенплану побутовими приміщеннями:

$$K_2 = \frac{S_3}{S_1} = \frac{98.626}{7333.34} = 0.0134 \text{»}$$

3.4 Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях

3.4.1 Виробнича санітарія

Виробнича санітарія є складовою системи охорони праці та включає комплекс організаційних, санітарно-гігієнічних і технічних заходів, спрямованих на зменшення впливу шкідливих виробничих факторів на працівників. Її основна мета — створення безпечних умов праці, збереження здоров'я та працездатності робітників, а також запобігання професійним захворюванням і виробничому травматизму.

Під час виконання будівельно-монтажних робіт на працівників можуть впливати такі шкідливі фактори: запиленість і загазованість повітря, підвищена або знижена температура, надмірна вологість, недостатнє освітлення, шум, вібрація, електромагнітні випромінювання, фізичні навантаження та несприятливі погодні умови.

Основними завданнями виробничої санітарії є забезпечення нормативного мікроклімату на робочих місцях, зниження рівня пилу та шкідливих речовин у повітрі, організація достатнього природного і штучного освітлення, зменшення шуму та вібрації, а також створення належних санітарно-побутових умов для працівників.

На будівельному майданчику необхідно передбачити роздягальні, душові, санвузли, кімнати відпочинку, місця для приймання їжі та забезпечення питною водою. Також важливими заходами є регулярне прибирання території, своєчасне вивезення будівельного сміття, зволоження поверхонь для зменшення пилу, вентиляція закритих приміщень і використання засобів індивідуального захисту органів дихання, слуху та зору.

Раціональна організація виробничої санітарії сприяє покращенню умов праці, зниженню ризику захворювань і травм, підвищенню продуктивності працівників та забезпеченню безперервного виконання будівельно-монтажних робіт.

3.4.2 Санітарно-гігієнічне обслуговування працюючих на будівельному майданчику та розрахунок потреби в тимчасових санітарно-побутових приміщеннях

Тимчасові санітарно-побутові будівлі призначені для забезпечення належних умов праці, відпочинку та побутового обслуговування працівників у період виконання будівельно-монтажних робіт. Оскільки зазначені споруди експлуатуються лише протягом терміну будівництва, їх проектування та влаштування здійснюється в мінімально необхідному обсязі з урахуванням економічної доцільності та вимог чинних нормативних документів.

З метою скорочення витрат і раціонального використання ресурсів доцільно, за можливості, використовувати існуючі будівлі та споруди, розташовані в межах будівельного майданчика, які можуть бути пристосовані для тимчасових потреб будівництва. У разі відсутності таких можливостей застосовуються типові інвентарні мобільні або збірно-розбірні будівлі заводського виготовлення.

Розміщення тимчасових будівель

На будівельному генеральному плані тимчасові санітарно-побутові приміщення розміщуються у вигляді побутових містечок із забезпеченням максимальної зручності для працівників та раціональної організації будівельного майданчика.

При розміщенні тимчасових будівель необхідно враховувати:

зручність підходів до робочих зон;

безпечне розташування відносно зон роботи кранів і транспорту;

дотримання санітарних та протипожежних розривів;

можливість підключення до тимчасових мереж водопостачання, каналізації та електропостачання;

зручність експлуатації у будь-яку пору року.

Інвентарні будівлі службового призначення повинні бути забезпечені засобами зв'язку, зокрема телефонним зв'язком та системами оперативного оповіщення.

Склад санітарно-побутових приміщень

До складу тимчасових санітарно-побутових будівель, як правило, входять:

гардеробні для зберігання одягу; душові та умивальні; санітарні вузли; приміщення для сушіння спецодягу; кімнати для приймання їжі; приміщення для відпочинку працівників; медичний пункт (за необхідності); службові приміщення інженерно-технічного персоналу.

Площа всіх санітарно-побутових приміщень визначається розрахунком, виходячи з максимальної чисельності працівників, зайнятих в одну зміну.

У разі двозмінного режиму роботи розрахунок площ виконується з урахуванням найбільшої кількості працівників у відповідних змінах. Для орієнтовних розрахунків допускається умовний розподіл працюючих за статевою ознакою:

чоловіки — 70 %;

жінки — 30 %.

Такий підхід використовується для визначення необхідної кількості санітарно-побутового обладнання, гардеробних місць, душових кабін, санітарних приладів тощо.

Значення тимчасових побутових споруд

Раціонально організовані тимчасові санітарно-побутові будівлі сприяють покращенню умов праці, дотриманню вимог виробничої санітарії, зниженню стомлюваності працівників та підвищенню продуктивності праці. Вони є невід'ємною складовою належної організації будівельного виробництва на всіх етапах зведення об'єкта.

3.4.3 Захист робітників-будівельників від шкідливої дії пилу, шуму, вібрації, газів і захист від їх дії при бетонуванні ростверку (плити) та при кам'яній кладці стін

Заходи захисту працівників від вібрації, шуму та небезпечних факторів під час монтажних робіт

Під час виконання будівельно-монтажних робіт значну небезпеку для працівників становлять шкідливі виробничі фактори, зокрема підвищені рівні вібрації та шуму, а також ризики, пов'язані з виконанням робіт на висоті, переміщенням вантажів і монтажем збірних конструкцій. Для забезпечення безпечних умов праці необхідно передбачати комплекс організаційних, технічних та санітарно-гігієнічних заходів відповідно до вимог чинних нормативних документів з охорони праці у будівництві.

Захист працівників від вібрації

Вібрація є одним із найбільш небезпечних видів механічного впливу на людину та технічні системи. За способом передачі на організм людини вібрацію поділяють на:

- загальну, що передається через опорні поверхні на все тіло працівника;

- локальну, що передається переважно через руки під час роботи з механізованим інструментом;

- комбіновану, яка поєднує вплив загальної та локальної вібрації.

За джерелом виникнення загальна вібрація поділяється на:

- транспортну;

- транспортно-технологічну;

- технологічну.

Тривалий вплив вібрації може спричиняти порушення функцій опорно-рухового апарату, нервової та серцево-судинної систем, зниження працездатності та професійні захворювання.

Основні заходи боротьби з вібрацією:

- зменшення вібрації безпосередньо в джерелі її виникнення;

балансування рухомих частин машин та механізмів;
уникнення резонансних режимів роботи обладнання;
застосування вібродемпфування;
використання динамічних гасників коливань;
улаштування віброізоляційних прокладок, амортизаторів та пружних опор;
своєчасне технічне обслуговування машин;
обмеження часу роботи з віброуючим інструментом;
застосування засобів індивідуального захисту (антивібраційні рукавиці, спеціальне взуття).

Захист працівників від шуму

Підвищений рівень шуму негативно впливає на слух, нервову систему, увагу та загальний фізіологічний стан працівників, що особливо небезпечно на будівельному майданчику.

Загальні заходи шумозахисту:

Зниження шуму в джерелі виникнення: якісний монтаж обладнання; балансування обертових елементів; використання справних механізмів; точне виготовлення деталей машин.

Звукопоглинання шляхом застосування матеріалів, що поглинають звукову енергію: мінеральна вата; пінополістирол; пористі та волокнисті матеріали; спеціальні акустичні панелі.

Звукоізоляція за рахунок встановлення: шумозахисних екранів; перегородок; кожухів для механізмів; тимчасових огорожень.

Індивідуальні засоби захисту від шуму: протишумові навушники; вкладиші у вуха; захисні каски з шумопоглинаючими елементами.

Вимоги безпеки під час монтажу будівельних конструкцій

Монтаж будівельних конструкцій належить до робіт підвищеної небезпеки, тому їх виконання повинно здійснюватися з дотриманням спеціальних вимог охорони праці.

До монтажних робіт допускаються лише працівники, які:
пройшли медичний огляд;

пройшли навчання та інструктаж з охорони праці;
ознайомлені з безпечними методами виконання робіт;
мають відповідну кваліфікацію.

Основні вимоги безпеки:

забороняється підіймання конструкцій без монтажних петель або спеціальних пристроїв для стропування;

очищення елементів від бруду, снігу, іржі здійснюється до їх підйому;

стропування виконується лише за затвердженими схемами;

застосовуються тільки справні інвентарні стропи та вантажозахоплювальні пристрої;

під час переміщення вантажі утримуються від розгойдування відтяжками;

забороняється залишати вантаж у підвішеному стані;

розстропування допускається лише після надійного закріплення конструкції;

перебування людей у небезпечній зоні під вантажем забороняється.

Обмеження за погодними умовами:

Монтажні роботи на висоті у відкритих місцях забороняється виконувати:

при сильному вітрі; під час дощу; під час грози; при ожеледі; у тумані, що обмежує видимість.

Комплексне застосування заходів захисту від шуму, вібрації та інших небезпечних факторів виробничого середовища сприяє зниженню рівня травматизму, попередженню професійних захворювань та створенню безпечних умов праці на будівельному майданчику. Дотримання нормативних вимог з охорони праці є обов'язковою умовою ефективного та безпечного виконання будівельно-монтажних робіт. [29]

3.4.4 Розрахунок штучного освітлення

Якісне освітлення будівельного майданчика є важливою складовою безпечної та ефективної організації будівельного виробництва. Від рівня освітленості робочих зон залежить продуктивність праці працівників, безпека виконання будівельно-монтажних процесів, точність технологічних операцій, а

також загальна якість виконаних робіт. Недостатнє освітлення може призводити до зниження працездатності персоналу, підвищення стомлюваності, помилок у роботі та збільшення ризику виробничого травматизму.

Проектування системи освітлення будівельного майданчика здійснюється відповідно до вимог чинних нормативних документів з охорони праці та безпеки у будівництві. При цьому враховуються особливості технологічного процесу, площа майданчика, характер виконуваних робіт, режим роботи підприємства та умови навколишнього середовища.

Система штучного освітлення

На будівельному майданчику передбачається влаштування штучного освітлення таких функціональних зон:

- місць виконання будівельно-монтажних робіт;
- зон складування будівельних матеріалів та конструкцій;
- внутрішньомайданчикових проїздів;
- пішохідних проходів;
- місць навантаження та розвантаження матеріалів;
- побутових і адміністративних тимчасових приміщень;
- зон роботи вантажопідіймальних механізмів.

Освітлення повинно забезпечувати достатню видимість, чітке розпізнавання предметів, безпечне пересування працівників і транспорту, а також можливість виконання робіт у темний час доби.

Прийняте технічне рішення

Для освітлення будівельного майданчика під час зведення житлового будинку доцільно застосувати прожекторні установки з газорозрядними лампами потужністю 1500 Вт. Використання прожекторів такого типу забезпечує:

- значну площу освітлення;
- високий світловий потік;
- можливість встановлення на щоглах або тимчасових опорах;
- рівномірне освітлення відкритих територій;
- ефективну роботу у вечірній та нічний час.

Прожектори розміщуються по периметру будівельного майданчика та в місцях концентрації основних робіт з урахуванням мінімізації сліпучої дії світла на працівників і водіїв транспортних засобів.

Вимоги до організації освітлення

Під час експлуатації системи освітлення необхідно забезпечити:

справний технічний стан освітлювального обладнання;

захист електромереж від механічних пошкоджень;

надійне заземлення електроустановок;

захист світильників від атмосферних впливів;

резервне освітлення у разі аварійного відключення електроенергії;

періодичний контроль рівня освітленості робочих зон.

Раціонально спроектована система штучного освітлення будівельного майданчика забезпечує безпечні умови праці, підвищує продуктивність робітників, зменшує ймовірність нещасних випадків та сприяє якісному виконанню будівельно-монтажних робіт у будь-який час доби. Використання прожекторів з газонаповненими лампами потужністю 1500 Вт є ефективним рішенням для освітлення відкритих будівельних територій значної площі.

3.4.5 Техніка безпеки

Техніка безпеки при бетонуванні ростверку та виконанні кам'яної кладки стін

Охорона праці під час виконання бетонних і мулярських робіт є обов'язковою складовою організації будівельного виробництва. Технологічні процеси бетонування ростверку та зведення кам'яних конструкцій належать до робіт підвищеної небезпеки, тому повинні виконуватися відповідно до вимог чинних нормативних документів з охорони праці, промислової безпеки та організації будівництва.

Техніка безпеки при бетонуванні ростверку

До початку виконання робіт з улаштування монолітного ростверку необхідно забезпечити належну підготовку робочих місць, справність механізмів

і дотримання вимог безпеки праці.

Вимоги під час арматурних робіт

Механізована обробка арматури (різання, гнуття, очищення, згинання) повинна виконуватися в окремому приміщенні або на спеціально відведений та огороженій ділянці будівельного майданчика.

При цьому необхідно дотримуватися таких вимог:

верстати, машини та механізми повинні бути надійно закріплені;

двосторонні верстати необхідно відокремлювати поздовжніми металевими сітками висотою не менше 1 м;

до роботи допускаються лише працівники, які пройшли навчання, інструктаж та перевірку знань з охорони праці;

зварювальні та монтажні роботи виконуються працівниками відповідної кваліфікації.

Вимоги перед початком бетонування

Перед укладанням бетонної суміші необхідно перевірити:

технічний стан автобетононасоса;

справність бетонопроводів;

надійність замкових з'єднань;

справність контейнерів, ємностей і лотків;

справність глибинних вібраторів;

стійкість риштувань і робочих площадок;

правильність встановлення опалубки.

Бетоноводи перед початком роботи підлягають гідравлічному випробуванню тиском, що перевищує робочий у 1,5 рази.

Безпечне укладання бетонної суміші

Бетонна суміш повинна подаватися з висоти не більше 1 м для запобігання її розшаруванню та травмуванню працівників.

Під час бетонування необхідно: забезпечити проходи навколо бетононасоса шириною не менше 1 м; не перебувати в зоні падіння бетонної суміші; за потреби

встановлювати захисні щити; працювати лише зі справних робочих площадок з огороженням.

Працівники, які працюють на ділянках з ухилом понад 20°, повинні користуватися запобіжними поясами.

Вимоги безпеки при роботі з електровібраторами

Працівники, що ущільнюють бетонну суміш електровібраторами, повинні використовувати: гумові чоботи; діелектричні рукавиці; засоби індивідуального захисту.

Корпус електровібратора має бути надійно заземлений.

Забороняється: пересувати вібратор за електрокабель; працювати несправним обладнанням; залишати вібратор увімкненим під час перерви; переносити працюючий механізм.

Організаційні заходи

Усі зміни повинні перебувати під постійним контролем майстра, виконроба або іншої відповідальної особи. Необхідно щоденно перевіряти: стан опалубки; риштування; освітлення робочих місць; проходи та драбини; наявність касок і страхувальних поясів.

Техніка безпеки при кам'яній кладці стін

Мулярські роботи виконуються на висоті, із застосуванням риштувань, вантажопідіймальної техніки та ручного інструменту, що потребує суворого дотримання правил безпеки.

Подавання матеріалів

Будівельні матеріали, інструмент та вироби повинні подаватися на поверх за допомогою вантажопідіймальних механізмів, які виключають падіння вантажу.

Необхідно забезпечити:

справність тари та вантажозахоплювальних пристроїв;

стійкий радіозв'язок між машиністом крана та працівниками;

допуск до приймання вантажів лише навчених осіб.

Забороняється скидати з висоти інструменти, матеріали або сміття.

Вимоги до робочих місць мулярів

Робочі місця повинні бути обладнані: міцними настилами; огороженнями; драбинами для підйому; захисними козирками; достатнім освітленням.

Рівень кладки після встановлення риштувань повинен бути не менше ніж на 0,7 м вище робочого настилу.

Забороняється: стояти або спиратися на стіну; використовувати випадкові предмети як підмостки; працювати на захаращених настилах.

Робочі настили очищаються не рідше двох разів за зміну.

Захист від падіння предметів

Над входами до секцій будівлі необхідно встановлювати захисні козирки розміром не менше 2×2 м.

Під час зведення зовнішніх стін встановлюються інвентарні захисні накриття у вигляді консольних настилів або сітчастих огорожень.

Огороження небезпечних зон

Небезпечні зони на будівельному майданчику повинні бути огорожені; позначені попереджувальними знаками; недоступні для сторонніх осіб.

Забороняється перебування людей: під місцем виконання кладки; у зоні роботи баштового крана; на перекриттях нижче місця робіт.

Захист прорізів і шахт

Усі отвори та прорізи повинні бути закриті або огорожені:

прорізи у перекриттях – суцільним настилом або огорожею висотою 1,1 м;

віконні та дверні прорізи – щитами або решітками;

ліфтові шахти – тимчасовими щитами;

сходові клітки – захисними огороженнями.

Додаткові вимоги

Забороняється зводити стіни більше ніж на два поверхи без улаштування міжповерхових перекриттів.

При виконанні робіт у темний час доби робочі місця мулярів повинні бути забезпечені нормативним штучним освітленням.

Дотримання вимог техніки безпеки під час бетонування ростверку та

виконання кам'яної кладки забезпечує захист працівників від виробничого травматизму, підвищує надійність технологічних процесів і сприяє якісному виконанню будівельно-монтажних робіт. Організація безпечних умов праці є обов'язковою вимогою сучасного будівництва.

3.4.6 Вказівки щодо закріплення запобіжного пояса

Під час виконання будівельно-монтажних робіт на висоті запобіжний пояс або страхувальна прив'язь є одним з основних засобів індивідуального захисту. Його застосування є обов'язковим у випадках, коли роботи виконуються без стаціонарних огорожень або існує ризик падіння працівника з висоти.

Запобіжними поясами повинні бути забезпечені муляри, які виконують кладку зовнішніх стін і перегородок на висоті, працівники, що здійснюють розшивку та очищення зовнішніх поверхонь, робітники поблизу відкритих прорізів, країв перекриттів, парапетів, а також інші особи, які перебувають у зоні можливого падіння.

До початку робіт працівники проходять цільовий інструктаж з охорони праці щодо правил користування запобіжними поясами. Під час інструктажу розглядаються порядок перевірки справності пояса, правила його одягання та регулювання, вибір надійних місць анкерування, способи закріплення карабіна, безпечне переміщення в робочій зоні та дії у разі аварійної ситуації. Факт проведення інструктажу фіксується у журналі реєстрації інструктажів.

Місця кріплення карабінів визначаються заздалегідь майстром, виконробом або іншою відповідальною особою. Точки анкерування повинні бути міцними, надійними, розташованими вище рівня пояса працівника та зручними для приєднання страхувального каната. Для кращого контролю такі місця доцільно позначати сигнальною фарбою або спеціальним маркуванням.

Під час робіт забороняється закріплювати запобіжний пояс за випадкові або ненадійні елементи, використовувати пошкоджені пояси, саморобні страхувальні пристрої, від'єднувати карабін під час перебування на висоті, а

також кріпитися до монтажних петель конструкцій, що підлягають демонтажу або переміщенню.

Надійне закріплення запобіжного пояса, своєчасний інструктаж працівників і постійний контроль відповідальних осіб є обов'язковими умовами безпечного виконання робіт на висоті та зниження ризику виробничого травматизму.

3.4.7 Безпека виконання мулярських робіт на висоті

Під час виконання мулярських робіт на висоті всі працівники повинні бути забезпечені засобами індивідуального захисту: спецодягом, захисними касками та запобіжними поясами. Запобіжні пояси мають бути справними, мати паспорт, інвентарний номер, а результати їх періодичних оглядів повинні фіксуватися у відповідному журналі.

Працівникам забороняється пересуватися по незакріплених конструкціях, а також по елементах будівлі, які не обладнані засобами страхування або не мають визначених місць для кріплення запобіжного пояса. Це дозволяє зменшити ризик падіння з висоти та запобігти виробничому травматизму.

Протягом робочої зміни майстри, виконроби, бригадири та інші відповідальні особи повинні здійснювати постійний контроль за станом робочих місць, огорожень, риштувань, драбин, прорізів у стінах і перекриттях. Також контролюється достатність освітлення, санітарний стан робочої зони та правильність використання працівниками засобів індивідуального захисту.

До початку робіт усі муляри проходять вступний і первинний інструктаж з охорони праці, а також практичне навчання щодо користування запобіжними поясами. Допуск до робіт на висоті надається лише після перевірки знань безпечних методів виконання робіт.

Кладку наступного поверху дозволяється розпочинати тільки після перевірки готовності робочої зони та закріплення працівниками запобіжних поясів у визначених місцях страхування.

Під час організації будівельного процесу необхідно визначати небезпечні зони, які виникають при роботах на висоті, одночасному виконанні операцій на різних ярусах, русі транспорту, роботі кранів, підйомників, землерийної техніки, а також поблизу інженерних мереж. Такі зони поділяються на постійні та тимчасові.

Особливу увагу слід приділяти зоні роботи вантажопідіймальних механізмів, де існує ризик падіння вантажу, обриву стропів або втрати стійкості конструкцій. Межі небезпечних зон повинні визначатися розрахунком, огорожуватися сигнальними засобами та позначатися попереджувальними знаками.

3.4.8 Пожежна безпека будівлі

Пожежна безпека проєктованого житлового будинку забезпечується відповідно до вимог чинних нормативних документів, зокрема ДБН В.2.2-15:2019, які встановлюють вимоги до конструктивних, об'ємно-планувальних та інженерно-технічних рішень, спрямованих на захист людей у разі виникнення пожежі.

Оцінювання вогнестійкості будівельних конструкцій виконується за результатами випробувань або розрахунковими методами відповідно до чинних стандартів. Основним показником є межа вогнестійкості, яка визначає час від початку вогневого впливу до втрати конструкцією несучої здатності, цілісності або теплоізолювальної здатності.

Проектований житловий будинок належить до II ступеня вогнестійкості, що відповідає вимогам для багатоповерхових житлових будівель. Мінімальні межі вогнестійкості несучих та огорожувальних конструкцій приймаються згідно з нормативними вимогами, що забезпечує необхідний час для евакуації людей і проведення аварійно-рятувальних робіт.

До основних заходів пожежної безпеки належать: забезпечення вільного доступу пожежної техніки до будівлі, справний стан евакуаційних шляхів, наявність первинних засобів пожежогасіння, пожежних гідрантів, внутрішнього

та зовнішнього протипожежного водопроводу, а також дотримання протипожежного режиму під час експлуатації будівлі.

Вода є одним із найпоширеніших засобів пожежогасіння завдяки доступності, високій теплоємності та здатності ефективно знижувати температуру осередку займання. Водночас її не допускається застосовувати для гасіння електроустановок під напругою, а також легкозаймистих і горючих рідин, які можуть спливати на поверхню води та продовжувати горіння.

Для підвищення рівня пожежної безпеки будівлі передбачається комплексна система протипожежного захисту, що включає пожежну сигналізацію, систему оповіщення, засоби димовидалення, вогнегасники відповідних типів, протипожежне водопостачання та організовані шляхи евакуації.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. ДБН В.2.1-10:2018 Основи і фундаменти споруд. Основні положення проектування. – Київ: Мінрегіон України, 2018 [Електронний ресурс]. – Режим доступу : https://e-construction.gov.ua/laws_detail/3074244333172426323
2. ДСТУ EN 12715:2020 Виконання спеціальних геотехнічних робіт. Цементация ґрунтів (EN 12715:2020, IDT). – Київ: ДП «УкрНДНЦ», 2020 [Електронний ресурс]. – Режим доступу : [ДСТУ EN 12715:2022 Виконання спеціальних геотехнічних робіт. Цементування \(EN 12715:2020, IDT\)](#)
3. FHWA NHI-05-039 Micropile Design and Construction. – Washington: U. S. Department of Transportation Publication, Federal Highway Administration, 2005 [Електронний ресурс]. – Режим доступу : <https://www.earth-engineers.com/earthengineers/pdfs/FHWA%20Micropile%20Design%20and%20Construction%20%282005%20version%29.pdf>
4. Петренко В. Д., Андреев В. С., & Харченко В. В. Порівняльний аналіз технологій влаштування мікропаль під час підсилення слабких ґрунтових основ // Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика. – 2021. – №19. – С. 69–77 [Електронний ресурс]. – Режим доступу : <https://doi.org/10.15802/bttrp2021/233978>
5. Харченко В. В., & Петренко В. Д. Обґрунтування вибору моделі основи та фундаменту будівлі під час її підсилення мікропалями // Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика. – 2023. – №23. – С. 88–94 [Електронний ресурс]. – Режим доступу : <https://doi.org/10.15802/bttrp2023/281162>
6. El Sawwaf A., El Sawwaf M., Farouk A., Aamer F., El Naggar H. Restoration of Tilted Buildings via Micropile Underpinning: A Case Study of a Multistory Building Supported by a Raft Foundation // Buildings. – 2023. – Vol. 13(2). – pp. 422-1 – 422-16 [Електронний ресурс]. – Режим доступу : <https://doi.org/10.3390/buildings13020422>

7. Martínez-Lirón V., Pellicer-Martínez F., Hernández-Díaz A. M., Abellán-García J. Toward efficient foundation reinforcement: introducing the hat direct connection method for efficient micropile underpinning systems // Structures. – 2025. – Vol. 77. – p. 109203 [Електронний ресурс]. – Режим доступу : <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2025.109203>.
8. Han M., Jia J. Nonlinear response of micropile groups stabilizing landslides considering pile–soil interactions // International Journal of Geomechanics. – 2024. – Vol. 24(6). – pp. 04024109-1 – 04024109-14 [Електронний ресурс]. – Режим доступу : https://www.researchgate.net/profile/Meng-Han-16/publication/379655890_Nonlinear_Response_of_Micropile_Groups_Stabilizing_Landslides_Considering_Pile-Soil_Interactions/links/6613c73c2034097c54ff2cb5/Nonlinear-Response-of-Micropile-Groups-Stabilizing-Landslides-Considering-Pile-Soil-Interactions.pdf
9. ДСТУ EN 14679:2022 Виконання спеціальних геотехнічних робіт. Глибоке змішування (EN 14679:2005/AC:2006, IDT). Поправка № 1:2022. – Київ: ДП «УкрНДНЦ», 2022 [Електронний ресурс]. – Режим доступу : https://budstandart.ua/normativ-document.html?id_doc=113857
10. ДСТУ EN 1538:2022 Виконання спеціальних геотехнічних робіт. Діафрагмові стіни (EN 1538:2010+A1:2015, IDT) – Київ: ДП «УкрНДНЦ», 2022 [Електронний ресурс]. – Режим доступу : https://online.budstandart.com/ru/catalog/doc-page.html?id_doc=113884
11. ДСТУ EN 13252:2019 Геотекстиль та віднесені до геотекстилю вироби. Характеристики, потрібні для використання в дренажних системах (EN 13252:2016, IDT) . – Київ: ДП «УкрНДНЦ», 2020 [Електронний ресурс]. – Режим доступу : https://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page.html?id_doc=87147
12. ДБН А.2.1-1-2008 Інженерні вишукування для будівництва. – К. –2008. – 72 с.
13. ДСТУ Б В.2.1-4-96. Основи та підвалини будинків і споруд. Ґрунти. Методи лабораторного визначення характеристик міцності і деформованості. – К. – 1997. – 107 с.

- 14.ДСТУ Б В.2.1-17:2009 Основи та підвалини будинків і споруд. Ґрунти. Методи лабораторного визначення фізичних властивостей – К. – 2010. – 32 с.
- 15.ДСТУ Б В.2.1-2-96 Основи та підвалини будинків і споруд. Ґрунти. Класифікація (ГОСТ 25100-95)
- 16.ДБН В.2.2-15:2019 Будинки і споруди. Житлові будинки. Основні положення. Поправка
- 17.ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 Захист від небезпечних геологічних процесів, шкідливих експлуатаційних впливів, від пожежі. Будівельна кліматологія. Поправка
- 18.ДБН В.2.6-98:2009 "Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення".
- 19.ДБН В.1.2-2:2006 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування. – Київ: Мінбуд України, 2006. – 75 с.
- 20.ДСТУ Б В.2.6-156:2010. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування.- Київ: Мінрегіонбуд України, 2011. – 118 с.
- 21.Практичний розрахунок елементів залізобетонних конструкцій за ДБН В.2.6-98:2009 у порівнянні з розрахунками за СНиП 2.03.01-84* і EN 1992-1-1 (Eurocode 2) / В.М. Бабаєв, А.М. Бамбура, О.М. Пустовойтова, П.А. Резнік, Є.Г. Стоянов, В.С Шмуклер за заг. ред. В.С. Шмуклера. – Харків:Золоті сторінки, 2015. – 208с
- 22.ДБН В.1.1-45:2017 Будівлі і споруди в складних інженерно-геологічних умовах. Загальні положення
- 23.Основи та фундаменти. Навчальний посібник для студентів спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія / І.О.Парфентьева, О.В. Верешко, Д.А. Гусачук. Луцьк: ЛНТУ, 2017.- 296с.
- 24.Механіка ґрунтів, основи та фундаменти : підручник / Л. М. Шутенко, О. Г. Рудь, О. В. Кічаєва та ін. ; за ред. Л. М. Шутенка ; пер. з рос. ; Харків. нац. ун-

т міськ. госп-ва ім. О. М. Бекетова. – Харків : ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2017. – 563 с.

25. Зоценко М.Л. та ін. Інженерна геологія, механіка ґрунтів, основи та фундаменти. – Полтава, 2003. – 550 с.
26. ДБН А.2.2-3:2014. Склад та зміст проектної документації на будівництво. – [Чинний від 2014-10-01]. – К.: Мінрегіон України, 2014 – 25 с. – (Національні стандарти України).
27. ДБН В.2.1.-9:2009. Основи та фундаменти будинків і споруд. Основні положення. – [Чинний від 2010-10-01] – К.: Мінрегіон України, 2010 – 63 с. – (Національні стандарти України).
28. ДБН В.2.6-162:2010. Конструкції будинків та споруд. Кам'яні та армокам'яні конструкції. Основні положення. – [Чинний від 2011-09-01] – К.: Мінрегіон України, 2011– 107 с. – (Національні стандарти України).
29. ДСТУ Б В.2.1-27:2010. Палі. Визначення несучої здатності за результатами пальових випробувань. – [Чинний від 2011-07-01] – К.: Мінрегіон України, 2011– 128с. – (Національні стандарти України).
30. ДСТУ Б В.2.6-101:2010. Конструкції будинків і споруд. Метод визначення опору теплопередачі огорожувальних конструкцій. – [Чинний від 2010-10-01] – К.: Мінрегіон України, 2010– 101 с. – (Національні стандарти України).
31. ДСТУ Н Б В.2.2-9:2013. Настанова щодо розподілу територій мікрорайонів (кварталів) для визначення прибудинкових територій багатоквартирної забудови. – [Чинний від 2014-10-01] – К.: Мінрегіон України, 2014– 172 с. – (Національні стандарти України).
32. ДСТУ-Н Б В.1.2-16:2013. Визначення класу наслідків (відповідальності) та категорії складності об'єктів будівництва. – [Чинний від 2013-09-01] – К.: Мінрегіон України, 2013 – 37 с. – (Національні стандарти України).
33. ДБН В.2.6-31:2021 Теплова ізоляція та енергоефективність будівель.
34. ДСТУ Б А.3.1-22:2013. Визначення тривалості будівництва об'єктів. – [Чинний від 2014-01-01] – К.: Мінрегіон України, 2013 – (Національний стандарт України).

- 35.ДБН В.1.2-4:2006. Інженерно-технічні заходи цивільного захисту (цивільної оборони). – [Чинний від 2007-04-01]. – К. : Укрархбудінформ, 2006. – 34 с.
- 36.ДСТУ Б.А.3.2-15:2011. Норми освітлення будівельного майданчика. - [Чинний від 2012-12-01]. – К.: Мінрегіон України, 2012– (Національні стандарти України).
- 37.ДБН В.1.1-7:2016 Пожежна безпека об'єктів будівництва. Загальні вимоги. – [Чинний від 2017-06-01]. – К.: Мінрегіон України, 2016– (Національні стандарти України).
- 38.ДБН А.3.2-2-2009 «Охорона праці і промислова безпека у будівництві».

ДОДАТОК А

Програмний код, розроблений мовою програмування R у середовищі RStudio, призначений для визначення раціонального варіанта посилення ґрунтової основи проєктованої будівлі шляхом варіювання основних параметрів мікропаль, зокрема їх довжини та діаметра

```
# =====  
# ПАРАМЕТРИ  
# =====  
  
library(ggplot2)  
library(dplyr)  
diameters <- c(0.6, 0.8, 1.0)  
L_start <- 1.0  
L_max <- 10.0  
dL_step <- 0.25  
gamma_c <- 1.0  
gamma_cR <- 1.0  
gamma_cF <- 0.8  
# =====  
# ШАРИ ҐРУНТУ (з назвами)  
# =====  
  
soil_layers <- data.frame(  
  thickness = c(2.5, 1.8, 2.8, 5.0),  
  fi = c(12, 28, 38, 18),  
  R = c(150, 250, 300, 200),  
  name = c("Насипний ґрунт",  
    "Пісок пилюватий, грязно-сірий з прошарками супіску",  
    "Пісок середньої крупності зелено-сірий, водонасичений",  
    "Глина")  
)  
# =====
```

```

# ФУНКЦІЯ РОЗРАХУНКУ
# =====

calculate_bearing_capacity <- function(L, layers, D, gamma_c, gamma_cR,
gamma_cF) {
  A <- pi * (D/2)^2
  u <- pi * D
  total_depth <- 0
  side_resistance <- 0
  R_base <- 0
  for (i in 1:nrow(layers)) {
    thickness <- layers$thickness[i]
    fi <- layers$fi[i]
    R <- layers$R[i]
    if (total_depth >= L) break
    layer_top <- total_depth
    layer_bottom <- total_depth + thickness
    used_bottom <- min(L, layer_bottom)
    used_length <- max(0, used_bottom - layer_top)
    side_resistance <- side_resistance + gamma_cF * fi * used_length
    if (used_length > 0) {
      R_base <- max(R_base, R)
    }
    total_depth <- total_depth + thickness
  }
  base_resistance <- gamma_cR * R_base * A
  Fd <- gamma_c * (base_resistance + u * side_resistance)
  return(Fd)
}
# =====

# РОЗРАХУНОК ДАНИХ

```

```

# =====
lengths <- seq(L_start, L_max, by=dL_step)
results <- expand.grid(D=diameters, L=lengths)
results$Fd <- mapply(function(D,L) calculate_bearing_capacity(L, soil_layers,
D, gamma_c, gamma_cR, gamma_cF),
                      results$D, results$L)
# =====
# 1. Графік «Несуча здатність – Довжина»
# =====
ggplot(results, aes(x=L, y=Fd, color=factor(D))) +
  geom_line(size=1.2) +
  geom_vline(xintercept=cumsum(soil_layers$thickness), linetype="dotted",
color="gray") +
  geom_text(data=data.frame(x=cumsum(soil_layers$thickness), y=0,
label=soil_layers$name),
            aes(x=x, y=y, label=label),
            angle=90, vjust=1.2, hjust=0, size=4) +
  labs(title="Несуча здатність vs Довжина палі",
        x="Довжина, м", y="Несуча здатність, кН", color="Діаметр, м") +
  theme_minimal()
# =====
# 2. Графік «Діаметр – Несуча здатність» для L=6,8,10 м
# =====
fixed_lengths <- c(6,8,10)
results_fixed <- expand.grid(D=diameters, L=fixed_lengths)
results_fixed$Fd <- mapply(function(D,L) calculate_bearing_capacity(L,
soil_layers, D, gamma_c, gamma_cR, gamma_cF),
                           results_fixed$D, results_fixed$L)
ggplot(results_fixed, aes(x=D, y=Fd, color=factor(L))) +
  geom_line(size=1.2) + geom_point(size=3) +

```



```

labs(title="Несуча здатність vs Діаметр палі для різних довжин",
      x="Діаметр, м", y="Несуча здатність, кН", color="Довжина, м") +
theme_minimal()

# =====

# 3. Узагальнюючий графік «Економічна ефективність»

# =====

ggplot(results, aes(x=L, y=Fd, color=factor(D))) +
  geom_line(size=1.2) +
  geom_vline(xintercept=6, linetype="dashed", color="red") +
  annotate("rect", xmin=0, xmax=6, ymin=0, ymax=max(results$Fd),
          alpha=0.2, fill="gray") +
  geom_vline(xintercept=cumsum(soil_layers$thickness), linetype="dotted",
color="gray") +
  geom_text(data=data.frame(x=cumsum(soil_layers$thickness), y=0,
label=soil_layers$name),
            aes(x=x, y=y, label=label),
            angle=90, vjust=1.2, hjust=0, size=4) +
  annotate("text", x=7.5, y=max(results$Fd)*0.8,
            label="Оптимальний вибір:\nD=0.6–0.8 м,  $L \leq 6$  м",
            hjust=0, size=4, fontface="bold", color="black") +
  labs(title="Економічна ефективність мікропаль: вибір діаметру та
довжини",
        x="Довжина мікропалі, м", y="Несуча здатність, кН", color="Діаметр,
м") +
  theme_minimal()

```