

**НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ БІОРЕСУРСІВ
І ПРИРОДОКОРИСТУВАННЯ УКРАЇНИ**

Факультет конструювання та дизайну

Кафедра будівництва

ДОПУСКАЄТЬСЯ ДО ЗАХИСТУ
рішенням кафедри будівництва
(протокол № __, від __.__.2026р.)
завідувач кафедри будівництва,
д.т.н., професор
_____Ігор ЯКОВЕНКО
“ __ ” _____2026 р.

БАКАЛАВРСЬКА КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

**на тему:« Проектування багатоквартирного житлового будинку у місті
Буча»**

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

Гарант освітньої програми

_____кандидат технічних наук, доцент_____Євген ДМИТРЕНКО
(науковий ступінь та вчене звання) (підпис) (ПІБ)

Керівник бакалаврської кваліфікаційної роботи:

_____к.т.н., доцент_____Наталія КОСТИРА
(науковий ступінь та вчене звання) (підпис) (ПІБ)

допускається до захисту/не допускається до захисту»

Виконав: здобувач

_____Сергій ЗУЗА
(підпис) (ПІБ студента)

м. Київ 2026 р.

НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ БІОРЕСУРСІВ І ПРИРОДОКОРИСТУВАННЯ УКРАЇНИ

Факультет конструювання та дизайну

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри будівництва,

д.т.н., професор _____ Ігор ЯКОВЕНКО

(науковий ступінь, вчене звання)

(підпис)

(ПБ)

« ____ » _____ 2026 р.

З А В Д А Н Н Я

ДО ВИКОНАННЯ БАКАЛАВРСЬКОЇ КВАЛІФІКАЦІЙНОЇ РОБОТИ ЗДОБУВАЧУ

Зузі Сергію Михайловичу

(прізвище, ім'я, по батькові)

Спеціальність _____ 192 «Будівництво та цивільна інженерія»

(код і назва)

Програма підготовки _____ освітньо-професійна

(освітньо-професійна або освітньо-наукова)

Тема дипломного проєкту затверджена наказом проректора з науково-педагогічної роботи та цифрової трансформації НУБіП України від «24» березня 2026 р. № 839 «С». Термін подання завершеної роботи на кафедру 2026, травень, 20.

(рік, місяць, число)

Вихідні дані до бакалаврської кваліфікаційної роботи: місто будівництва – Буча; за призначенням – двадцяти двох поверховий житловий будинок з вбудованим приміщенням підвалу; абсолютна позначка рельєфу (св.1) – 128,5 м; навантаження згідно ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження і впливи»; вимоги до зовнішніх огорожувальних конструкцій згідно ДБН В.2.6-31:2021 "Теплова ізоляція та енергоефективність будівель"; клас наслідків ССЗ; функціональне призначення за кодом 1122.

Бакалаврська кваліфікаційна робота складається з пояснювальної записки, 6 листів формату А1 та використаних джерел літератури 30 найменувань.

Перелік питань, що підлягають дослідженню:

Розділ 1. Архітектурний

Розділ 2. Розрахунково-конструктивний

Розділ 3. Основи та фундаменти

Розділ 4. Організація будівництва

Розділ 5. Технологія будівельного виробництва

Розділ 6. Охорона праці

Список використаних джерел

Перелік графічного матеріалу (обов'язкові креслення):

Аркуш 1.	<i>Архітектурна частина: фасад, розрізи, генплан, вузли, плани.</i>
Аркуш 2.	<i>Розрахунково-конструктивна частина: план перекриття, план фундаментів, поперечний розріз</i>
Аркуш 3.	<i>Розрахунково-конструктивна частина. Конструювання і розрахунок монолітної залізобетонної плити перекриття</i>
Аркуш 4.	<i>Організаційно-будівельна частина. Будівельний генеральний план</i>
Аркуш 5.	<i>Технологічно-будівельна частина. Технологічна карта на влаштування на влаштування монолітного перекриття</i>
Аркуш 6.	<i>Організаційно-будівельна частина. Календарний графік</i>

Строки виконання бакалаврської кваліфікаційної роботи

Найменування етапу дипломного проєкту	Строк виконання етапу	Відмітка про виконання
<i>Збір, аналіз та обґрунтування вихідних матеріалів для проєкту</i>	<i>25.03.26– 01.04.26</i>	
<i>Написання та наповнення частин пояснювальної записки</i>	<i>01.04.26 – 01.05.26</i>	
<i>Виконання графічної частини дипломного проєкту</i>	<i>01.05.26–20.05.26</i>	

Дата видачі завдання «25» березня 2026 р.

Керівник бакалаврської кваліфікаційної роботи

К.Т.Н., доцент
(науковий ступінь та вчене звання)

(підпис)

Наталія КОСТИРА
(ПІБ)

Завдання прийняв до виконання _____
(підпис)

Сергій ЗУЗА
(ПІБ студента)

РЕФЕРАТ

Пояснювальна записка до кваліфікаційної роботи «Проектування багатоквартирного житлового будинку у місті Буча»: 92 с., 19 рис., 22 табл., 30 літературних джерел.

Об'єкт дослідження: напружено-деформований стан багатоквартирного житлового будинку.

Предмет дослідження: напружено-деформований стан несучих конструкцій житлового будинку.

Методи дослідження:

- чисельне моделювання роботи монолітних залізобетонних плит перекриття та стіни підвалу;
- аналіз фізико-механічних характеристик ґрунтів будівельного майданчика;
- розрахунок і конструювання пальового фундаменту.

МЕТОД СКІНЧЕННИХ ЕЛЕМЕНТІВ, НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНИЙ СТАН, ЗАЛІЗОБЕТОННІ КОНСТРУКЦІЇ, БУРОНАБИВНІ ПАЛІ, ТЕХНОЛОГІЧНА КАРТА

ЗМІСТ

ВСТУП	8
РОЗДІЛ 1. АРХІТЕКТУРНИЙ	10
1.1. Вихідні дані	10
1.2. Об'ємно-планувальні рішення	12
1.3. Архітектурно-конструктивні рішення	12
1.4. Інженерне обладнання житлового будинку	14
1.5. Розрахунок опору теплопередачі огорожувальних конструкцій	16
1.6. Розрахунок класу наслідків будинку	18
1.7. Основні показники проєкту будівництва	20
РОЗДІЛ 2. РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ	21
2.1. Проєктування і розрахунок залізобетонної монолітної плити перекриття ПП1	21
2.2. Проєктування і розрахунок залізобетонної монолітної плити перекриття ПП2	24
2.3. Проєктування і розрахунок залізобетонних монолітних плит перекриття ПП3, ПП4	26
2.4. Проєктування і розрахунок залізобетонної монолітної плити перекриття ПП5	28
2.5. Проєктування монолітної залізобетонної стіни підвалу	31
РОЗДІЛ 3. ОСНОВИ І ФУНДАМЕНТИ	36
3.1. Вихідні дані	36
3.2. Фізико-механічні характеристики ґрунтів	40
3.3. Визначення несучої здатності палі	47
РОЗДІЛ 4. ТЕХНОЛОГІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА	51
4.1. Технологічна карта на влаштування монолітної залізобетонної плити перекриття	51

4.2. Технологія будівельного процесу виконання арматурних робіт при влаштування залізобетонної монолітної плити перекриття	52
4.3. Вимоги охорони праці при виконанні арматурних робіт	55
4.4. Технологічна послідовність виконання бетонних робіт	56
4.5. Технологічна карта виконання робіт з монтажу опалубки	61
4.6. Технологія будівельного процесу з монтажу горизонтальної опалубки	62
4.7. Вимоги з охорони праці при виконанні опалубних робіт	66
4.8. Демонтаж горизонтальної опалубки	68
4.9. Поопераційний контроль якості монтажу опалубки	69
РОЗДІЛ 5. ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВНИЦТВА	73
5.1. Проектування будівельного генерального плану	73
РОЗДІЛ 6. ОХОРОНА ПРАЦІ	83
6.1. Аналіз небезпечних виробничих факторів	83
6.2. Заходи профілактики виявлених факторів	82
6.3. Заходи профілактики в інших кваліфікаційної роботи	85
6.4. Розробка інженерних рішень з питань охорони праці.	86
Заземлення баштового крану КБ-573	
ВИСНОВКИ	88
СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ	89

ВСТУП

У сучасних умовах урбанізації та посилення геополітичних загроз, зокрема агресії з боку росії, питання безпеки населення, раціонального використання міського простору та розвитку інфраструктури стають пріоритетними завданнями архітектурного та містобудівного проєктування. Традиційне освоєння територій у межах історично сформованої забудови обмежене, що призводить до дефіциту вільних земельних ділянок для нових житлових та комерційних об'єктів. Наукові дослідження свідчать, що підземний простір міст може ефективно компенсувати ці обмеження, забезпечуючи не лише додаткові площі для функціонального використання, а й створюючи захисні елементи для населення у надзвичайних ситуаціях, таких як повітряні тривоги.

Архітектурне та інженерне проєктування багатофункціональних житлових будинків із підземною частиною подвійного призначення вимагає інтегрованого підходу, що враховує об'ємно-планувальні рішення, глибину закладання споруди, призначення підземних приміщень, інженерно-геологічні та кліматичні умови, а також сейсмічні фактори та навантаження на поверхню. Крім того, ефективне використання підземного простору потребує оптимізації конструктивних схем та вибору технологій будівництва, що забезпечують довговічність, вогнестійкість, безпеку мешканців і відповідність сучасним стандартам доступності.

Представлений у роботі проєкт демонструє комплексний підхід до створення 22-поверхового багатофункціонального житлового будинку каркасно-монолітної конструкції класу наслідків СС2 та І ступеня вогнестійкості, із встановленим терміном експлуатації 100 років. Особлива увага приділена організації функціональних зон: на перших двох поверхах розташовані офісні приміщення з окремими входами та виходами, вертикальний зв'язок між поверхами забезпечують сходові клітки та чотири ліфти різної вантажопідйомності, а вхідна група обладнана сходами та автоматизованим підйомником для маломобільних груп населення.

Таким чином, розроблений проєкт поєднує сучасні принципи архітектурного дизайну, функціональності та безпеки, демонструючи науково обґрунтований підхід до використання підземного простору у багатоповерховому житловому будівництві. Він може слугувати практичним прикладом інтеграції житлових, комерційних та захисних функцій у сучасних містах, відповідаючи потребам безпеки, комфорту та стійкого розвитку урбанізованих територій.

РОЗДІЛ. 1. АРХІТЕКТУРНИЙ

1.1. Вихідні дані

Проект розроблений для будинку класу наслідків (відповідальності) ССЗ, І ступеня вогнестійкості з мінімальною межею вогнестійкості несучих та огорожувальних конструкцій (див. табл. 1.1), зі встановленим терміном експлуатації для житлових будинків - 100 років.

Таблиця 1.1.

Мінімальна межа вогнестійкості для конструктивних елементів

Ступінь будинку	Несучі стіни, стіни сходових кліток	Колони, пілони	Елементи сходових кліток	Перекриття
I	REI 150	REI 150	R60	REI 60

Ділянка під житловий будинок приймається відповідно до норм ДБН Б.2.2-12:2019 «Планування та забудова територій», з урахуванням вже існуючої забудови та наявних інженерних мереж [1].

Місто Буча знаходиться у І північно-західному кліматичному регіоні України. Середня температура в січні складає -5°C , у липні – $+20^{\circ}\text{C}$, розрахункова температура січня – -23°C . Зона вологості нормальна, а відносна вологість повітря влітку – близько 36% [2]. Ділянка відноситься до снігового району 5 зі сніговим навантаженням 1600 Па [3], а вітровий район 1 характеризується тиском 400 Па [3]. Середня швидкість вітру взимку – близько 3 м/с.

Територія, відведена під забудову, наразі вільна від капітальних споруд і покрита листяними деревами та кущами. З півночі та заходу вона межує з багатоповерховими будівлями, а з південного сходу – з проспектом. Рельєф має невеликий ухил у південно-східному напрямку, висотні відмітки коливаються від 128,5 до 143,4 м.

Геологічна структура ділянки на глибину до 35 м представлена переважно четвертинними відкладами, намитими та алювіальними пісками річного

походження з тонкими прошарками супіску та суглинку, а також торф'янистого супіску. Потужність намитого ґрунту коливається від 4,0 до 14,4 м.

Підземні води під час проведення вишукувань спостерігалися на глибині від 4,9 до 9,1 м.

Вертикальний зв'язок між поверхами забезпечується сходовою кліткою та чотирма ліфтами – вантажними й пасажирськими – з вантажопідйомністю 400 та 1000 кг. Вхідна група обладнана сходами та пандусом відповідно до вимог доступності для маломобільних груп населення [4].

По периметру будинку передбачене бетонне вимощення шириною 1,5 м з бетону класу С8/10. На першому поверсі розташовуються приміщення холу та ліфтової відповідно до експлікації.

Висота внутрішніх приміщень опалюваної частини прийнята 2,72 м.

Основні конструктивні рішення наведені в таблиці 1.2.

Таблиця 1.2.

Конструктивні рішення несучих конструкцій будинку

Назва конструктивних елементів	Матеріал виробу і їх вагова характеристика
Фундаменти	Пальові з плитним ростверком з монолітного залізобетону, бетон класу С20/25;
Стіни підвалу	Залізобетонні монолітні з бетону класу С25/30, арматура А400С;
Стіни	Цегляні з силікатної цегли М200 на цементно-піщаному розчині М150;
Перекрыття, покриття	Залізобетонні монолітні, бетон класу С25/30, арматура А240С та А400С [5, 6, 21, 22, 25, 26];
Сходові марші та площадки	Залізобетонні збірні (max вага 2 тн.);
Перегородки	Муровані з керамічної цегли М50 на цементно-піщаному розчині М75. Гіпсокартоні.

1.2. Об'ємно-планувальні рішення

Запроектовано 22-поверховий багатофункціональну житлову будівлю розмірами в плані 29,70×29,90 м.

На першому поверсі розташовані офісні приміщення з раціональним плануванням та окремими входами й виходами. Житлові поверхи поділяються на секції: з 2-го по 6-й поверх, з 7-го по 20-й та 21–22-й поверхи. Кожна квартира обладнана відкритими балконами, а входні двері виконані зі сталі підвищеної міцності. Квартири мають покращене планування; на кожному поверсі розташовано чотири чотирикімнатні квартири, кожна з двома санвузлами. У будинку передбачено чотири ліфти вантажопідйомністю 400 та 1000 кг, а також двомаршеву незадимлювальну сходову клітку типу НЗ – із входом до сходової клітки на кожному надземному поверсі через протипожежний тамбур-шлюз 1-го типу (REI 120) з підпором повітря в разі пожежі та з природним освітленням на кожному поверсі крізь засклені прорізи у зовнішніх стінах [4, 27, 28, 30].

Приміщення адміністративного, комунального та обслуговуючого призначення мають виходи на головний фасад і не пов'язані з житловою частиною. Висота поверху становить 3,3 м, а площа приміщення охорони – 10 м². У підвалі розташовані теплопункти та приміщення укриття, на верхньому технічному поверсі – машинне відділення ліфтів.

1.3. Архітектурно-конструктивні рішення

Фундаменти під монолітні залізобетонні стіни підвалу виконані на буроін'єкційних палях із суцільною монолітною залізобетонною плитою. Горизонтальна гідроізоляція підлоги підвалу здійснена цементно-піщаним розчином із додаванням церезиту; на рівні планувальних відміток – рулонна. Вертикальна гідроізоляція конструкцій, що прилягають до ґрунту, виконується обмазуванням гарячим бітумом [24, 29].

Зовнішні стіни муруються з силікатної цегли М200 на цементно-піщаному розчині М150 з лицьовим шаром облицювальної цегли М200 під розшивку швів.

Склад зовнішньої стіни:

- цегляна кладка – 510 мм;
- мінеральна плита (Strop Rock $\gamma=135$ кг/м³) – 150 мм;
- шар клейового розчину (полірем) – 10 мм;
- армуюча сітка клею – 5 мм;
- шар цементно-клейового розчину – 10 мм;
- зовнішній оздоблювальний шар штукатурки – 20 мм;
- фарбування – 10 мм.

Вентиляційні канали виконані з пустотілої глиняної цегли М75 на цементно-піщаному розчині М50; утеплені аналогічно зовнішнім стінам житлових поверхів із прижимною сіткою.

Внутрішні стіни – з повнотілої цегли пластичного пресування під штукатурку; перегородки – із гіпсокартонних збірних плит на сталевому каркасі. Цегляні перегородки не доходять до плит перекриття на 20–30 мм для зниження навантаження; отвори заповнюються мінеральною ватою. Для монтажу металопластикових вікон у бічні грані отворів вставляють антисептовані пробки. Перемички над отворами – збірні залізобетонні балкового типу.

Міжповерхові перекриття – монолітні залізобетонні плити товщиною 180 мм. Позначка 0,000 відповідає рівню чистої підлоги першого поверху. Верхній шар підлоги укладається після прокладання всіх комунікацій.

У житлових приміщеннях підлоги:

- цементно-піщана армована стяжка – 35 мм;
- клей – 10 мм;
- паркет – 25 мм.

В адміністративних приміщеннях:

- монолітна залізобетонна плита перекриття – 180 мм;
- цементно-піщана армована стяжка М75 – 30 мм;
- шар гідроізоляції по бітумній мастиці – 5 мм;

- пінополістирол $\gamma=135 \text{ кг/м}^3$ – 50 мм;
- цементно-піщана армована стяжка М150 – 40 мм;
- керамічна плитка на клею – 15 мм.

У санітарно-технічних приміщеннях обов'язковий додатковий шар гідроізоляції.

Сходи виконані зі збірних залізобетонних елементів – маршів і площадок. Ліфтові шахти – об'ємні залізобетонні блоки на цементно-піщаному розчині М200. Водовідведення – внутрішнє з підключенням до міської системи.

Покрівля – монолітні залізобетонні плити, склад покриття:

- залізобетонна плита С25/30 – 180 мм;
- вирівнювальна цементно-піщана стяжка М100 – 15 мм;
- руберойд підкладочний РПП 3005;
- утеплювач Strop Rock $\gamma=150 \text{ кг/м}^3$ – 200 мм;
- керамічний гравій У-600 – 20–100 мм;
- цементно-піщана стяжка М100 – 40 мм;
- рулонне покриття “Miga”, “Лінокром” – 30 мм (2 шари).

1.4. Інженерне обладнання житлового будинку

Опалення та вентиляція. Опалення приміщень у будівлі передбачено від внутрішньоквартальної котельні. Розрахункова температура зовнішнього повітря коливається в межах $-20\dots-25^\circ\text{C}$. Як теплоносій у системі центрального опалення використовується вода з температурним режимом $t = 75\dots95^\circ\text{C}$. Прокладання трубопроводів та монтаж опалювальних приладів здійснюється відкритим способом, що забезпечує доступ до елементів системи для обслуговування та ремонту.

Видалення повітря в системі опалення від внутрішньоквартальної котельні проводиться через вертикальні повітроприймачі (приточні колектори). Вентиляційна система приміщень реалізована через внутрішні канали, розташовані в стінах будівлі, а також через відкривання вікон та фрамуг. Це

забезпечує природну циркуляцію повітря та підтримку комфортного мікроклімату у житлових і громадських приміщеннях.

Водопостачання. Джерелом водопостачання передбачено використання наявної міської водопровідної мережі. На ввіді у будівлю встановлюється водомір діаметром 10 мм для обліку споживання води. Система водопостачання розрахована на господарсько-питні потреби.

Внутрішній водопровід виконаний із оцинкованих водогазопровідних труб, що забезпечує надійність та тривалий термін експлуатації. Гаряче водопостачання забезпечується від районної котельні, вода подається до санвузлів, кухонь та інших необхідних приміщень. Трубопроводи гарячого водопостачання також виготовлені з оцинкованих водогазопровідних труб, що гарантує тривалу службу системи.

Для зовнішнього пожежогасіння використовується інтегрований комплекс у складі існуючої будівлі, що забезпечує безпечний доступ і ефективну подачу води у разі надзвичайної ситуації.

Водовідведення. Внутрішня інженерна мережа каналізації передбачає використання чавунних труб діаметром 100 і 50 мм. Для обслуговування та очищення системи встановлені ревізії та прочистки, що забезпечують регулярну підтримку експлуатаційної надійності. Вентиляція каналізаційних стояків здійснюється через вертикальні вентиляційні труби, які виводяться на 0,7 м вище рівня даху і оснащені флюгерками для регулювання тяги та запобігання потраплянню опадів.

Електрообладнання. З 1 липня 2025 року в Україні введено новий стандарт напруги в електромережі – 230 В (раніше 220 В), що відповідає європейським нормам і забезпечує сумісність із сучасними електроприладами. Номінальна напруга в розетках для побутових потреб становить 230 В, у трифазних мережах – 400 В (лінійна напруга). Електропостачання будівлі здійснюється від низьковольтної мережі населеного пункту.

Облік споживання електроенергії реалізований лічильником марки “НІК” 2300 ARP3 5-120A. Електропроводка виконана таким чином: ввід у будівлю

здійснюється дротом марки ПР-500 перерізом 4 мм², прокладеним в ебонітових трубах; розподільна мережа на сходовій клітці – кабелем НРГ; у всіх інших приміщеннях – дротом марки ППВ, закладеним під штукатурку.

Заходи безпеки від ураження електричним струмом включають застосування колективних засобів захисту (заземлення, автоматичне відключення) та індивідуальних пристроїв захисного відключення (ПЗВ) для кожної квартири з напругою 230/400 В. Крім того, проєкт передбачає проведення внутрішньої інтернет-мережі для забезпечення сучасних комунікаційних потреб мешканців.

Оздоблення будівлі та приміщень. Фасади будівлі виконані з фарбованої фасадної штукатурки високої якості. Проєктом передбачене скління всіх балконів. Цокольна частина на рівні першого та другого поверхів оформлена аналогічно верхнім поверхам. Віконні та дверні блоки – металопластикові з двокамерними склопакетами 4і-10-4М1-10-4і (де М1 – стандартне листове скло, і – енергозберігаюче з м'яким покриттям, заповнення камер – повітря 100%). Опір теплопередачі склопакетів становить 0,93 м²·К/Вт, що відповідає нормам ДБН «Теплова ізоляція та енергоефективність будівель» для І температурної зони ($R_{q\ min} = 0,9\ \text{м}^2\cdot\text{К/Вт}$) [26].

Внутрішнє оздоблення приміщень здійснюється відповідно до функціонального призначення та з використанням якісних матеріалів. Підлоги у житлових кімнатах – паркетні, у кухнях та санвузлах – керамічна плитка. Стіни: у житлових приміщеннях та кухнях – вирівнюючий шар штукатурки під фарбування; у санвузлах – облицювання керамічною плиткою, що забезпечує гігієнічність і довговічність експлуатації.

1.5. Розрахунок опору теплопередачі огорожувальних конструкцій

Теплотехнічний розрахунок зовнішніх огорожувальних конструкцій проводився відповідно до вимог чинних будівельних норм ДБН «Теплова ізоляція та енергоефективність будівель». При цьому враховувались значення

мінімального опору теплопередачі для I температурної зони: для зовнішніх огорожувальних конструкцій $R_{q\min} = 4,0 \text{ м}^2\text{К/Вт}$, для покриттів – $R_{q\min} = 6,0 \text{ м}^2\text{К/Вт}$ [7].

Зовнішня стіна

Багатошарова конструкція зовнішньої стіни складається з наступних шарів:

1. Цегла силікатна М200 – густина $\gamma = 1800 \text{ кг/м}^3$, теплопровідність $\lambda = 0,81 \text{ Вт/мК}$, товщина $\delta = 510 \text{ мм}$;
2. Утеплювач Strop Rock – густина $\gamma = 100 \text{ кг/м}^3$, теплопровідність $\lambda = 0,041 \text{ Вт/мК}$, товщина $\delta = 150 \text{ мм}$;
3. Штукатурка – густина $\gamma = 1800 \text{ кг/м}^3$, теплопровідність $\lambda = 0,93 \text{ Вт/мК}$, товщина $\delta = 10 \text{ мм}$.

Загальний опір теплопередачі багатошарової стіни визначається за формулою:

$$R_0 = R_{\text{в}} + R_{\text{к}} + R_{\text{н}},$$

де $R_{\text{в}}$ – опір теплосприйняття внутрішньої поверхні, $R_{\text{н}}$ – опір тепловіддачі зовнішньої поверхні, $R_{\text{к}}$ – сумарний опір окремих шарів конструкції.

Розрахунок:

$$R_0 = 1/8,7 + 0,51/0,81 + 0,15/0,041 + 0,01/0,93 + 1/23 = 4,44 \text{ м}^2\text{К/Вт}.$$

Отримане значення $R_0 = 4,44 \text{ м}^2\text{К/Вт}$ перевищує мінімальне допустиме $R_{q\min} = 4,0 \text{ м}^2\text{К/Вт}$, що відповідає вимогам табл. 1 [7].

Покриття

Конструкція покриття включає такі шари:

1. Рулонне покриття – 2 шари, густина $\gamma = 600 \text{ кг/м}^3$, теплопровідність $\lambda = 0,17 \text{ Вт/мК}$, товщина $\delta = 10 \text{ мм}$;
2. Цементно-піщана стяжка – густина $\gamma = 1800 \text{ кг/м}^3$, теплопровідність $\lambda = 0,93 \text{ Вт/мК}$, товщина $\delta = 30 \text{ мм}$;
3. Керамічний гравій – густина $\gamma = 400 \text{ кг/м}^3$, теплопровідність $\lambda = 0,14 \text{ Вт/мК}$, товщина $\delta = 20 - 100 \text{ мм}$;

4. Утеплювач Strop Rock – густина $\gamma = 100 \text{ кг/м}^3$, теплопровідність $\lambda = 0,041 \text{ Вт/мК}$, товщина $\delta = 220 \text{ мм}$;
5. Руберойд підкладочний з пиловидною підсипкою марки РПП 3005;
6. Монолітна залізобетонна плита покриття – густина $\gamma = 2500 \text{ кг/м}^3$, теплопровідність $\lambda = 2,04 \text{ Вт/мК}$, товщина $\delta = 180 \text{ мм}$.

Загальний опір теплопередачі конструкції покриття:

$$R_0 = 1/8,7 + 0,01/0,17 + 0,03/0,93 + 0,06/0,14 + 0,22/0,041 + 0,18/2,04 + 1/23 = 6,13 \text{ м}^2\text{К/Вт}.$$

Розрахункове значення $R_0 = 6,13 \text{ м}^2\text{К/Вт}$ перевищує мінімальний опір $R_{q \min} = 6,0 \text{ м}^2\text{К/Вт}$, що відповідає вимогам табл. 1 [7].

1.6. Розрахунок класу наслідків будинку

Таблиця 1.3.

Характеристики можливих наслідків відмови об'єкта

Клас наслідків	Характеристики можливих наслідків відмови об'єкта				
	Можлива небезпека, кількість осіб			Обсяг можливих економічних збитків, м.р.з.п	Припинення функціонування об'єктів транспортної інфраструктури, рівень
	Для здоров'я та життя осіб, які постійно проживають у будівлі	Періодично	Зовні		
СС3	>400	>1 000	>50 000	>50 000	Загальнодержавний
СС2	51-400	101-1000	101-50 000	2501-50000	Регіональний, місцевий
СС1	≤50	≤100	≤100	≤2500	Об'єктовий

Під відмовою будівлі розуміється стан, за якого об'єкт або його складова частина не можуть бути використані за функціональним призначенням.

При розрахунку осіб, які становлять небезпеку під час постійного перебування в будівлі.

Передбачається, що люди знаходяться в будівлі більше 8 годин на день та не менше 150 днів на рік (1200 год./рік).

Періодично (не більше 8 годин та не більше 150 днів (450...1200 год./рік)).

Визначення класу характеристик наслідків для житлового будинку

Кількість осіб:

Для житлового будинку приймаємо кількість осіб, які постійно перебувають на об'єкті з розрахунку на норматив 21 м^2 загальної площі на власника та кожного члена сім'ї + $10,5 \text{ м}^2$ на сім'ю;

Визначаємо класу наслідків для 22-поверхового житлового будинку на 84 квартири

Квартирні секції за формулою квартир поверховості 3-3-4-4.

Визначаємо розрахункову кількість осіб залежно від площі квартири (за нормою – 21 м^2 на 1 особу плюс $10,5 \text{ м}^2$ на сім'ю).

Таблиця 1.4.

Визначення кількості осіб, які постійно перебувають на об'єкті

Кількість кімнат у квартирі	Загальна площа квартири, м^2	Кількість квартир	Загальна площа квартири в будівлі, м^2	Коефіцієнт розселення на квартиру	Коефіцієнт розселення на будівлю
3	107.76 (97.26+10.5)	21	2262,30	4,63	97
3	107.76 (97.26+10.5)	21	2262,30	4,63	97
4	135.62 (125.12+10.5)	21	2848,02	5,95	125
4	135.62 (125.12+10.5)	21	2848,02	5,95	125
Разом		84	10220.64		444

Відповідно до кількості осіб N_1 , які постійно проживають у будівлі, це відповідає СС3.

Періодично проживаючі не класифікуються, але не більше 50% від N_1 .

$$N_2 = 444 / 2 = 222 \text{ осіб.}$$

Відповідно до кількості осіб, які періодично проживають у будівлі, вона належить до СС2.

$$\text{Зовні будівлі: } N_3 = N_1 + N_2 = 444 + 222 = 666 \text{ осіб.}$$

Відповідно до кількості осіб, які перебувають зовні будівлі, вона належить до СС2.

Площа будівлі – $10220,64 \text{ м}^2$. Вартість житла за $1 \text{ м}^2 = 45000 \text{ грн.}$

Орієнтовна вартість будівництва: $45000 \cdot 10220,64 = 459928,80 \text{ тис. грн.}$

Економічні втрати:

$\varphi = 0.225 \cdot 459928,8 = 103484$ тис. грн.

У мінімальній заробітній платі: $103484 / 8,647 = 11967,61$ м.р.з.п.

Відповідно до економічних втрат у мінімальній заробітній платі, вона відповідає СС2.

Будівля не є об'єктом культурної спадщини. Будівля не є об'єктом з високим рівнем екологічної небезпеки. Руйнування будівлі не впливає на припинення функціонування транспортної інфраструктури.

Висновок: найвища характеристика за кількістю осіб, які постійно проживають у будівлі. Таким чином, житловий будинок зараховують до класу наслідків СС3.

Примітка: з 01.01.2026 мінімальна заробітна плата в Україні становить 8647 гривень.

1.7. Основні показники проєкту будівництва

Площа земельної ділянки складає 6952,0 м² (0,695 га).

Площа забудови становить 1177,0 м².

Будівля запроєктована як 22-поверховий житловий комплекс.

Загальна кількість квартир у будинку – 84 одиниць, з яких 42 квартир трикімнатних та 42 квартир чотирикімнатних.

Сумарна загальна площа всіх квартир становить 10220,64 м².

РОЗДІЛ. 2. РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ

2.1. Проектування і розрахунок залізобетонної монолітної плити перекриття ПП1

Схема креслення до розрахунку залізобетонного монолітного перекриття ПП1 товщиною 180 мм із бетону класу С25/30 [8] для житлового будинку, з плитами, що спираються по контуру, наведено на рис. 2.1.

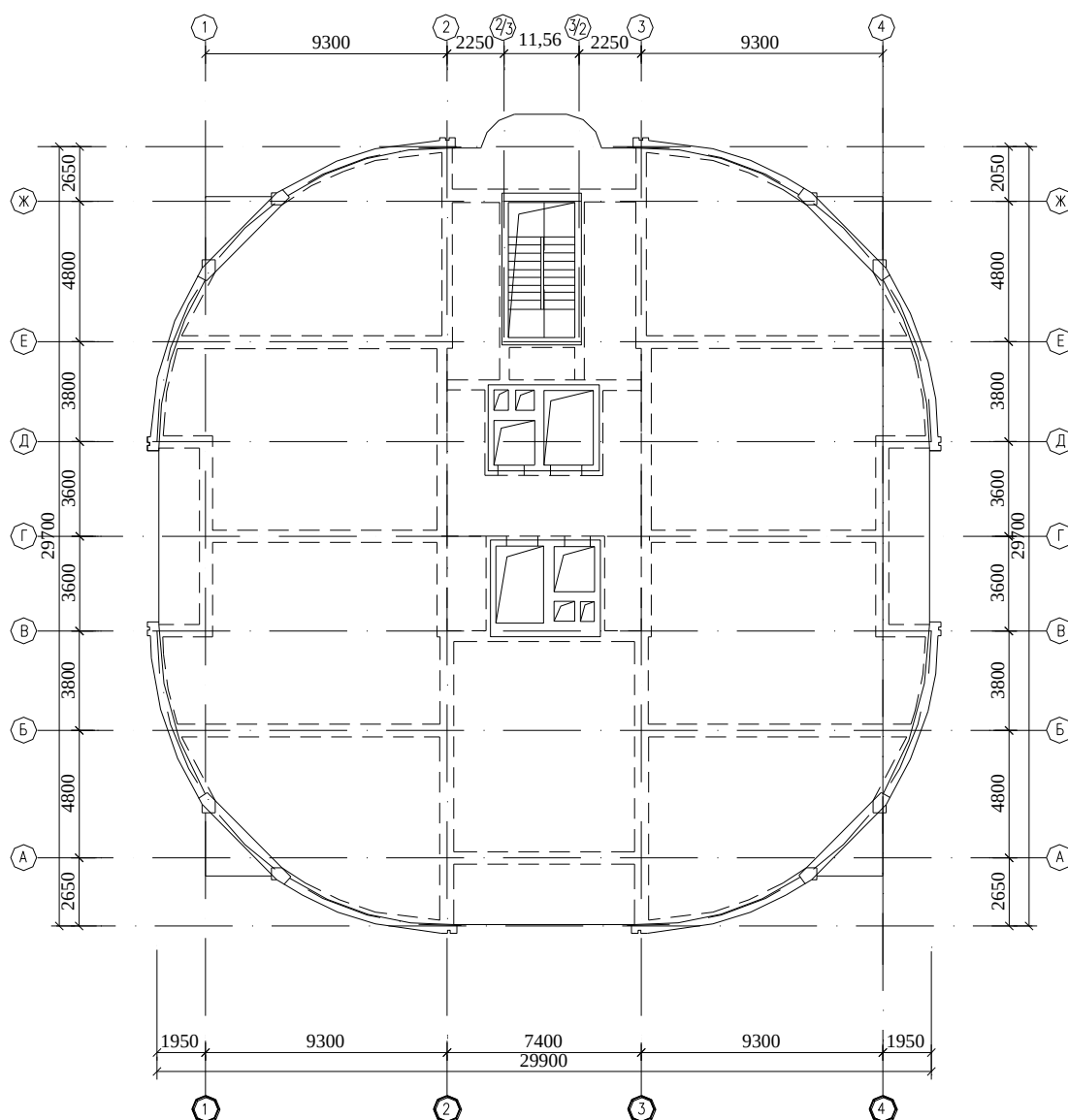


Рис. 2.1. Схема залізобетонного монолітного перекриття житлового будинку

Збір навантаження на плиту перекриття виконано згідно ДБН Навантаження і впливи [3].

Розрахунок навантаження зведено в таблиці 2.1.

Таблиця 2.1

Визначення навантаження на плиту перекриття

№	Склад перекриття	Експлуатаційне розрахункове навантаження, кН/м ²	γ_f	Граничне розрахункове навантаження, кН/м ²
1	Паркет t=20 мм, $\rho=700\text{кг/м}^3$	0,14	1,2	0,18
2	Цементно-піщана стяжка t=50 мм, $\rho=1800\text{кг/м}^3$	0,72	1,3	0,94
3	Толь 2 шари	0,05	1,2	0,06
4	Залізобетонна плита перекриття t=180 мм, $\rho=2500\text{ кг/м}^3$	4,5	1,3	6,5
	Всього	6,82	1,26	8,13
5	Корисне навантаження	1,5	1,2	1,8

Внутрішні зусилля визначалися для плит, що працюють у двох напрямках, багатопрогонових, нерозрізних і вільно опертих по контуру. Розрахунок внутрішніх зусиль виконано за допомогою програмного комплексу LIRA FEM.

Переріз робочої арматури плит, опертих по контуру, підбирається як для прямокутного перерізу з одиничним армуванням.

Розрахункова схема плити ПП1 представлена на рис. 2.2. Відношення прольотів становить: $L_1/L_2 = 10,6/7,45 = 1,43 < 3$.

Згинальні моменти в прогоні (погонні):

$$m_y = 56 \text{ кНм/м (1-1)} \quad m_y^{\text{он}} = 60 \text{ кНм/м (1-1)}$$

$$m_x = 43 \text{ кНм/м (1-1)} \quad m_x^{\text{он}} = 58 \text{ кНм/м (1-1)}$$

приймаємо товщину плити $t = 180$ мм, захисний шар $c = 15$ мм.

Значення моменту на 1м плити перекриття:

$$M_y = 56 \text{ кНм} \quad M_y^{on} = 60 \text{ кНм}$$

$$M_x = 43 \text{ кНм} \quad M_x^{on} = 58 \text{ кНм}$$

Попередньо приймаємо арматуру А400С $\varnothing 16$ мм,

$$\text{тоді: } a = c + \frac{16}{2} = 15 + 8 = 23 \text{ мм}$$

$$h_0 = h - a = 180 - 23 = 157 \text{ мм.}$$

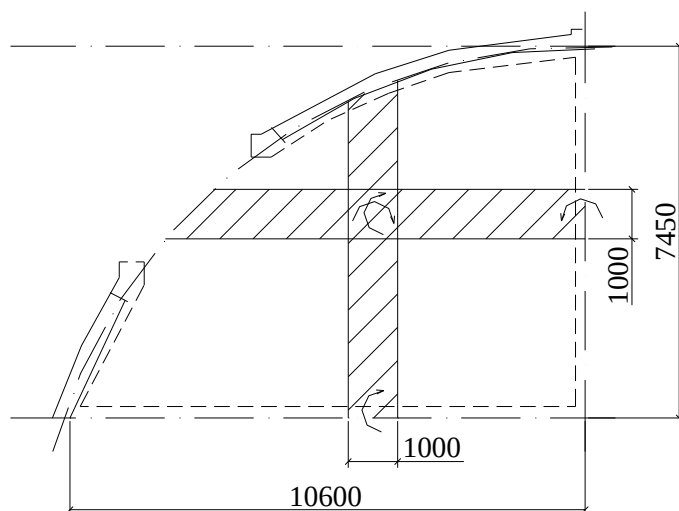


Рис. 2.2. Розрахункова схема монолітної залізобетонної плити ПП1

В прогоні плити в напрямку M_y :

$$\alpha_m = \frac{M_y}{f_{cd} \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{56 \cdot 10^{-3}}{13 \cdot 1 \cdot 0,157^2} = 0,175 (\alpha_r = 0,432, \text{ тоді арматура в стиснутій}$$

зоні не потрібна.

При $\alpha_m = 0,175$; $\xi = 0,92$;

$$A_s = \frac{M_y}{f_{yd} \cdot \xi \cdot h_0} = \frac{56 \cdot 10^6}{365 \cdot 0,92 \cdot 157} = 987,32 \text{ мм}^2.$$

В прогоні в напрямку моменту M_x :

$$\alpha_m = \frac{M_x}{f_{cd} \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{43 \cdot 10^{-3}}{13 \cdot 1 \cdot 0,157^2} = 0,1342 (\alpha_r = 0,432,$$

при $\alpha_m = 0,1342$ $\xi = 0,927$

$$A_s = \frac{M_x}{f_{yd} \cdot \xi \cdot h_0} = \frac{43 \cdot 10^6}{365 \cdot 0,927 \cdot 157} = 754,32 \text{ мм}^2.$$

Приймаємо армування вздовж довгої сторони 5A400C Ø16 з кроком стержнів $S = 200$ мм. Площа арматури становить $A_s = 1005$ мм².

Вздовж короткої сторони приймаємо 5A400C Ø14 з кроком $S = 200$ мм. Площа арматури $A_s = 769$ мм², що перевищує розрахункове значення 754,32 мм².

На опорі в напрямку моменту M_y :

$$\alpha_m = \frac{M_{y}^{оп}}{f_{cd} \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{60 \cdot 10^{-3}}{13 \cdot 1 \cdot 0,157^2} = 0,187 (\alpha_r = 0,432,$$

$$\text{при } \alpha_m = 0,187 \quad \xi = 0,901$$

$$A_s = \frac{M_{y}^{оп}}{f_{yd} \cdot \xi \cdot h_0} = \frac{60 \cdot 10^6}{365 \cdot 0,901 \cdot 157} = 997,2 \text{ мм}^2.$$

На опорі в напрямку моменту M_x :

$$\alpha_m = \frac{M_{x}^{оп}}{f_{cd} \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{58 \cdot 10^{-3}}{13 \cdot 1 \cdot 0,157^2} = 0,181 (\alpha_r = 0,432,$$

$$\text{при } \alpha_m = 0,181 \quad \xi = 0,902$$

$$A_s = \frac{M_{x}^{оп}}{f_{yd} \cdot \xi \cdot h_0} = \frac{58 \cdot 10^6}{365 \cdot 0,902 \cdot 157} = 762,65 \text{ мм}^2.$$

Висновок. Приймаємо арматуру на опорі вздовж дії M_y : 5A400C ø16, $S=200$ мм, $A_s=1005$ мм²>997,2мм²

Приймаємо арматуру на опорі вздовж дії M_x : 5A400C ø14, $S=200$ мм, $A_s=769$ мм².

2.2. Проектування і розрахунок залізобетонної монолітної плити перекриття ПП2

Розрахункова модель монолітної залізобетонної плити наведена на рис.

2.3, при цьому співвідношення її сторін становить:

$$\frac{L_1}{L_2} = \frac{10700}{7400} = 1,45 < 3.$$

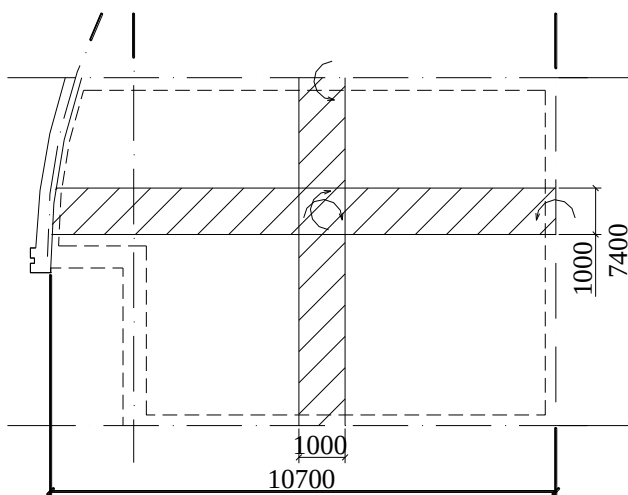


Рис. 2.3. Розрахункова схема залізобетонної монолітної плити ПП2

Згинальні моменти (погонні):

$$m_y = 52 \text{ кНм/м},$$

$$m_x = 40 \text{ кНм/м},$$

$$m_y^{\text{оп}} = 54 \text{ кНм/м},$$

$$m_x^{\text{оп}} = 48 \text{ кНм/м},$$

Моменти на 1 м плити перекриття:

$$M_y = 52 \text{ кНм}, M_x = 40 \text{ кНм}, M_y^{\text{оп}} = 54 \text{ кНм}, M_x^{\text{оп}} = 48 \text{ кНм}.$$

Армування у прольоті приймається аналогічним до плити ПП1, з огляду на незначну різницю прогонових моментів:

вздовж довгої сторони 5A400C $\varnothing 16$, $S=200$ мм, $A_s=1005$ мм²;

вздовж короткої сторони 5A400C $\varnothing 14$, $S=200$ мм, $A_s=769$ мм².

Оскільки $M_y^{\text{оп}} = 54$ кНм, то приймаємо 5A400C $\varnothing 16$, $S=200$ мм, $A_s=1005$ мм².

На опорі вздовж $M_x^{\text{оп}}=48$ кНм:

$$\alpha_m = \frac{M_x^{\text{оп}}}{f_{cd} \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{48 \cdot 10^{-3}}{13 \cdot 1 \cdot 0,157^2} = 0,149 (\alpha_r = 0,432,$$

при $\alpha_m = 0,149$; $\xi = 0,927$.

$$A_s = \frac{M_x^{\text{оп}}}{f_{yd} \cdot \xi \cdot h_0} = \frac{48 \cdot 10^6}{365 \cdot 0,927 \cdot 157} = 763,58 \text{ мм}^2.$$

Остаточно приймаємо:

5 A400C $\varnothing 14$, $S=200$ мм, $A_s=769$ мм².

2.3. Проектування і розрахунок залізобетонних монолітних плит перекриття ППЗ, ПП4

Розрахункова схема залізобетонної монолітної плити ППЗ наведена на рис.

2.4, зі співвідношенням сторін:

$$\frac{L_1}{L_2} = \frac{8600}{7400} = 1.16 < 3.$$

Згинальні моменти

$$m_y = 39 \text{ кНм/м};$$

$$m_x = 31 \text{ кНм/м};$$

$$m_y^{on} = 55 \text{ кНм/м};$$

$$m_x^{on} = 35 \text{ кНм/м};$$

Моменти в 1 м плити перекриття:

$$M_y^{on} = 55 \text{ кНм/м};$$

$$M_y = 39 \text{ кНм/м};$$

$$M_x = 35 \text{ кНм/м};$$

$$M_x^{on} = 35 \text{ кНм/м}.$$

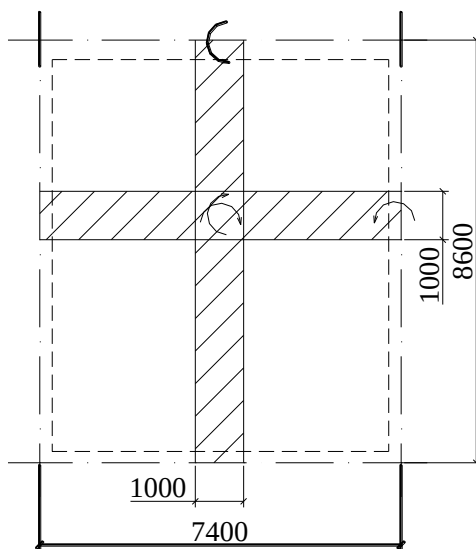


Рис. 2.4. Розрахункова схема залізобетонної монолітної плити ППЗ

Армування приймається аналогічно плиті перекриття ПП1:

вздовж довгої сторони — 5 А400С Ø16 з кроком $S = 200$ мм;

вздовж короткої сторони — 5 A400C Ø16 з кроком $S = 200$ мм;

на опорі в напрямку M_y — 5 A400C Ø16 з кроком $S = 200$ мм;

на опорі в напрямку M_x — 5 A400C Ø16 з кроком $S = 200$ мм.

Розрахункова схема залізобетонної монолітної плити ПП4 подана на рис.

3.5.

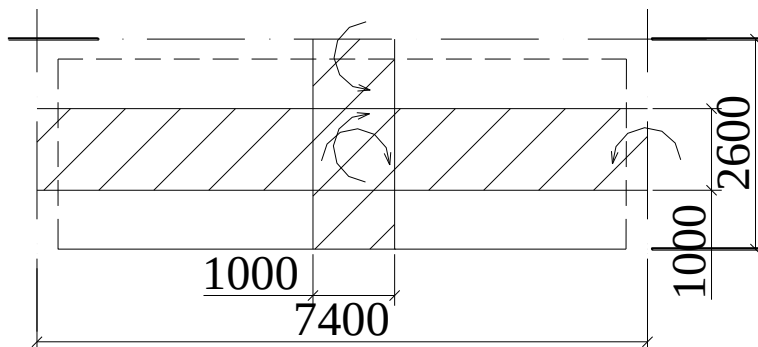


Рис. 3.5. Розрахункова схема залізобетонної монолітної плити ПП4

Згинальні моменти:

$$m_x = 11 \text{ кНм/м};$$

$$m_y = 15 \text{ кНм/м};$$

$$m_x^{on} = 16 \text{ кНм/м};$$

$$M_y^{on} = 48 \text{ кНм/м}.$$

Армування плити приймається за аналогією з раніше розрахованими плитами, оскільки величини опорних і прогонних моментів суттєво не відрізняються від попередніх конструктивних рішень, що дозволяє застосувати уніфіковану схему армування без зміни основних параметрів.

У напрямку довшої сторони передбачено робоче армування з використанням стержнів Ø16 класу A400C із кроком 200 мм, що забезпечує необхідну несучу здатність елемента в прольотній зоні.

У напрямку коротшої сторони приймається арматура Ø12 класу A400C з аналогічним кроком 200 мм, що відповідає розрахунковим зусиллям у даному напрямку.

У зонах опирання додатково передбачено армування: як уздовж довшої, так і коротшої сторони використовується арматура Ø10 A400C з кроком 200 мм,

яка сприймає опорні моменти та забезпечує тріщиностійкість конструкції в приопорних ділянках.

Такий підхід забезпечує раціональне використання арматури та узгодженість конструктивних рішень із попередньо прийнятими схемами армування плит.

2.4. Проектування і розрахунок залізобетонної монолітної плити перекриття ПП5

Плита ПП5 являє собою балконну консоль, розрахункова схема якої наведена на рис. 2.6. Конструктивно вона працює як консольний елемент, що жорстко защемлений з одного боку та вільно виступає у простір, сприймаючи навантаження від власної ваги та експлуатаційних впливів.

Для спрощення розрахунку дана конструкція була приведена до розрахункової моделі у вигляді консольної балки шириною 1 м, яка піддається дії рівномірно розподіленого навантаження по всій довжині вильоту. Така розрахункова схема дозволяє коректно оцінити напружено-деформований стан елемента та визначити основні внутрішні зусилля.

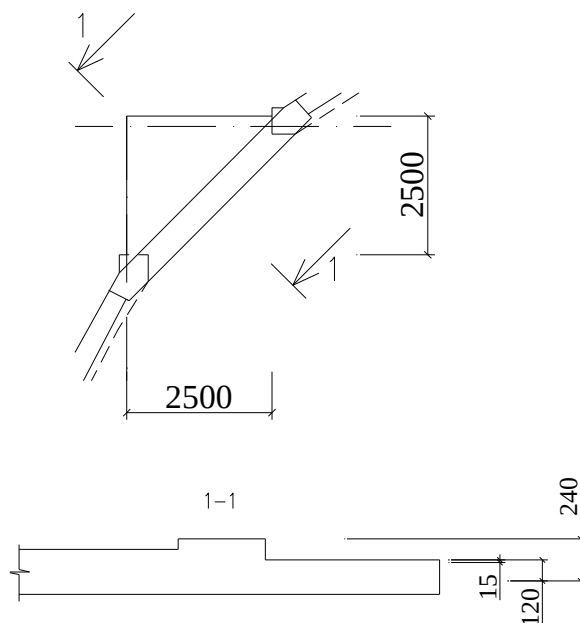


Рис. 2.6. Розрахункова схема залізобетонної монолітної плити ПП5

Визначення внутрішніх зусиль у плиті виконувалося із застосуванням сучасного програмного комплексу LIRA FEM, що забезпечує високу точність розрахунків за методом скінченних елементів. Отримані результати були використані для подальшого підбору армування та перевірки несучої здатності конструкції.

Попередньо приймаємо арматуру А400С Ø16 мм,

$$\text{тоді } a = c + \frac{16}{2} = 15 + 8 = 23 \text{ мм};$$

$$h_0 = h - a = 120 - 23 = 97 \text{ мм}.$$

В прогоні плити, в напрямку M_y :

$$\alpha_m = \frac{M_y}{f_{cd} \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{42 \cdot 10^{-3}}{13 \cdot 1 \cdot 0,097^2} = 0,343 (\alpha_r = 0,432, \text{ тоді арматура в стиснутій}$$

зоні не потрібна.

При $\alpha_m = 0,343$; $\xi = 0,78$.

$$A_s = \frac{M_y}{f_{yd} \cdot \xi \cdot h_0} = \frac{42 \cdot 10^6}{365 \cdot 0,78 \cdot 97} = 1002,36 \text{ мм}^2.$$

Результати розрахунку плит перекриття зводимо в таблицю 2.2.

Таблиця 2.2

Армування плит перекриття

Плита №	Клас арматури, діаметр, крок			
	В прогоні		На опорі	
	По поздовжнім осям	По поперечним осям	По поперечним осям	По поздовжнім осям
Плита ПП1	5A400CØ14, S=200(Е-Ж)	5A400C Ø16, S=200(1-2)	5A400C Ø14, S=200(2)	5A400C Ø16, S=200(Е)
Плита ПП2	5A400C Ø10, S=200(Е-Д)	5A400C Ø16, S=200(1-2)	5A400C Ø14, S=200(2)	5A400C Ø16, S=200(Г)
Плита ПП3	5A400C Ø16, S=200(А-В)	5A400C Ø12, S=200(2-3)	5A400C Ø14, S=200(2-3)	5A400C Ø10, S=200(А-В)
Плита ПП4	5A400C Ø16, S=200(А)	5A400C Ø12, S=200(2-3)	5A400C Ø14, S=200(2-3)	5A400C Ø10, S=200(А)
Плита ПП5	5A400C Ø16, S=200(А-Ж)	5A400C Ø6, S=200(1-4)		

Конструювання арматури монолітного перекриття товщиною $t = 180$ мм виконується з використанням окремих арматурних стержнів. Схема розташування та армування елементів наведена на рис. 2.7.

Монтаж арматурних стержнів у проектне положення здійснюється вручну з дотриманням встановлених вимог до точності позиціонування та захисного шару бетону. Формування вигинів арматури, передбачених проектом, виконується безпосередньо на будівельному майданчику із застосуванням відповідного обладнання та інструменту, що забезпечує необхідну геометрію елементів армування.

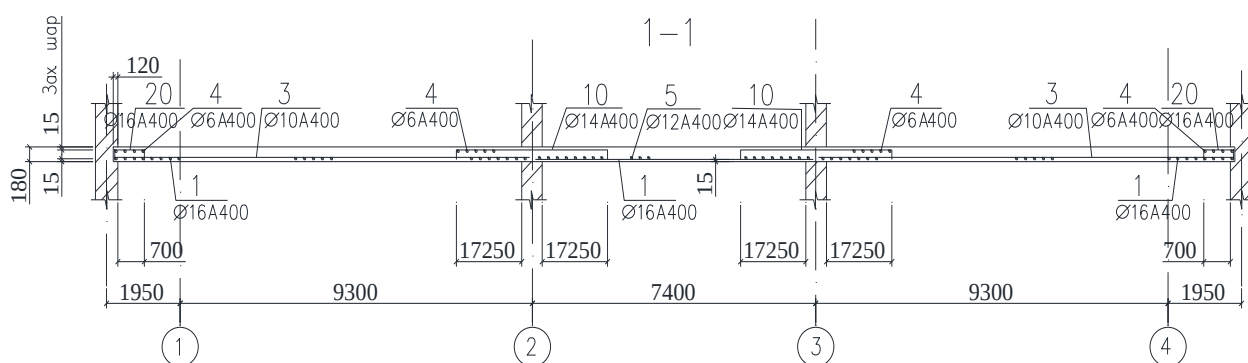


Рис. 2.7. Арматування залізобетонної монолітної плити перекриття, переріз 1-1

На опорних ділянках конструкції арматурні стержні передбачено випускати на довжину, що становить $1/4$ розрахункового прольоту, що забезпечує надійне сприйняття опорних зусиль та необхідну анкерувальну здатність арматури в зоні защемлення. Таке рішення сприяє підвищенню загальної жорсткості та тріщиностійкості монолітного перекриття.

Крок розташування всієї робочої та розподільної арматури приймається рівномірним і становить 200 мм, що забезпечує раціональне розміщення арматурних елементів та рівномірний розподіл зусиль у плиті по всій площі перекриття.

У якості основної робочої арматури застосовується сталь класу A400C, механічні та розрахункові характеристики якої приймаються згідно з чинними

нормативними документами [9, 10]. Використання даного класу арматури забезпечує необхідну міцність, пластичність та надійність роботи конструкції в умовах експлуатаційних навантажень.

2.5. Проектування монолітної залізобетонної стіни підвалу

Розрахунок навантаження зведено в таблиці 2.3.

Таблиця 2.3

Визначення навантаження на плиту перекриття над підвалом

№	Вид навантаження	Експлуатаційне розрахункове навантаження, кН/м^2	γ_f	Граничне розрахункове навантаження, кН/м^2
1	2	3	4	5
1	Паркет $t=25$ мм, $\rho=600\text{кг/м}^3$	0,15	1,2	0,18
2	Цементно-піщана стяжка $t=50$ мм, $\rho=1800\text{кг/м}^3$	0,36	1,3	0,468
3	Толь 2 шари	0,05	1,2	0,06
4	Strop Rock $t=130$ мм, $\rho=100$ кг/м^3	0,013	1,3	0,0169
5	Залізобетонна плита перекриття $t=180$ мм, $\rho=2500 \text{ кг/м}^3$	4,5	1,3	5,85
	Всього	5,073	1,26	6,575
6	Змінне навантаження	1,5	1,2	1,8
7	Навантаження від зовнішньої стіни, $t=510$ мм, $\rho=1800 \text{ кг/м}^3$	9,18	1,1	10,1
8	Навантаження від внутрішньої стіни, $t=380$ мм, $\rho=1800 \text{ кг/м}^3$	6,84	1,1	7,53

Визначення характеристичних та розрахункових значень навантаження на 1 м погонний стіни

Зовнішня стіна:

Характеристичні навантаження визначаються як сума впливів від перекриттів, корисного навантаження та власної ваги стіни: постійне навантаження від перекриття: $G_n = 5,073 \cdot 3,6 = 18,26 \text{ кН/м}$;

Змінне навантаження: $P_n = 1,5 \cdot 3,6 = 5,4 \text{ кН/м}$;

власна вага стіни $W_n = 9,18 \cdot 3,0 = 27,54 \text{ кН/м}$.

Внутрішня стіна (510 мм): постійне навантаження від перекриття $G_n = 5,073 \cdot 3,7 + 5,073 \cdot 3,7 = 37,54 \text{ кН/м}$;

змінне навантаження $P_n = 1,5 \cdot 3,7 + 1,5 \cdot 3,7 = 5,55 \text{ кН/м}$;

власна вага стіни $W_n = 9,18 \cdot 3,0 = 27,54 \text{ кН/м}$.

Внутрішня стіна (380 мм): постійне навантаження від перекриття $G_n = 5,073 \cdot 3,8 + 5,073 \cdot 0,9 = 23,84 \text{ кН/м}$;

змінне навантаження $P_n = 1,5 \cdot 3,8 + 1,5 \cdot 0,9 = 7,05 \text{ кН/м}$;

власна вага стіни $W_n = 6,84 \cdot 3,0 = 20,52 \text{ кН/м}$.

Визначення розрахункових значень навантаження на 1 м погонний стіни

Зовнішня стіна: постійне навантаження від перекриття $G = 6,575 \cdot 3,6 = 23,67 \text{ кН/м}$;

змінне навантаження $P = 1,8 \cdot 3,6 = 6,48 \text{ кН/м}$;

власна вага стіни $W = 10,1 \cdot 3,0 = 30,3 \text{ кН/м}$.

Внутрішня стіна (510 мм): постійне навантаження від перекриття $G = 6,575 \cdot 3,7 + 6,575 \cdot 3,7 = 48,65 \text{ кН/м}$;

змінне навантаження $P = 1,8 \cdot 3,7 + 1,8 \cdot 3,7 = 6,66 \text{ кН/м}$;

власна вага стіни $W = 10,1 \cdot 3,0 = 30,3 \text{ кН/м}$.

Внутрішня стіна (380 мм): постійне навантаження від перекриття $G = 6,575 \cdot 3,8 + 6,575 \cdot 0,9 = 30,9 \text{ кН/м}$;

змінне навантаження $P = 1,8 \cdot 3,8 + 1,8 \cdot 0,9 = 3,42 \text{ кН/м}$;

власна вага стіни $W = 7,53 \cdot 3,0 = 22,59$ кН/м.

де 3,0 м – висота стіни; 3,6; 3,7 та 3,8 м – відстань від осі стіни до лінії зміни плити.

Розрахунок зусиль виконувався із застосуванням програмного комплексу LIRA FEM у два етапи:

I – дія навантажень з урахуванням пульсаційної складової вітрового впливу;

II – поєднання навантажень із вітровим впливом та врахуванням динамічної складової [D].

За результатами розрахунку приймається найбільше з отриманих зусиль, яке використовується для подальшого проєктування конструкцій: $N = 6154.2$ кН

Підбираємо арматуру:

$$A_s + A_s' = \frac{\frac{N}{\phi} - f_{cd} \times A_c}{f_{yd}} = \frac{\frac{6154.2 \times 1000}{0.955} - 13.05 \times 1000 \times 510}{365} = 497,5 \text{ мм}^2.$$

Приймаємо 10 стержнів $\varnothing 8A400C$, $A_s + A_s' = 502,4 > 497,5 \text{ мм}^2$.

Монолітну залізобетонну стіну підвалу армують за допомогою просторового арматурного каркаса, який забезпечує необхідну міцність, жорсткість і просторову стійкість конструкції під час експлуатації. Просторовий каркас формується шляхом об'єднання двох плоских арматурних каркасів типу КР1, які розташовуються паралельно один одному та з'єднуються між собою в єдину просторову систему.

З'єднання плоских каркасів здійснюється за допомогою поперечних стержнів, які виконують функцію просторових зв'язків і запобігають зміщенню елементів під час монтажу та бетонування. Для надійної фіксації поперечні стержні закріплюються у проєктному положенні за допомогою в'язального дроту, що дозволяє зберегти точну геометрію арматурного каркаса до моменту укладання бетонної суміші.

Монтаж поперечних елементів виконується з регулярним кроком 600×600 мм, що забезпечує рівномірний розподіл зусиль у конструкції та підвищує її

загальну просторову жорсткість. У якості поперечної арматури використовуються стержні діаметром 8 мм.

Основне робоче армування виконується арматурою класу А400С, яка характеризується високою міцністю та надійністю при роботі в умовах навантажень. Вибір саме цього класу арматури дозволяє забезпечити довговічність та безпечну експлуатацію конструкції підвалу.

Для захисту арматури від корозійного впливу, вологи та інших агресивних факторів передбачено захисний шар бетону товщиною 15 мм, що сприяє правильній роботі залізобетонної конструкції та забезпечує необхідну вогнестійкість конструкції.

Загальну схему армування залізобетонної монолітної стіни підвалу наведено на рисунку 2.8, де відображено розташування основних та поперечних елементів каркаса, а також його конструктивні особливості.

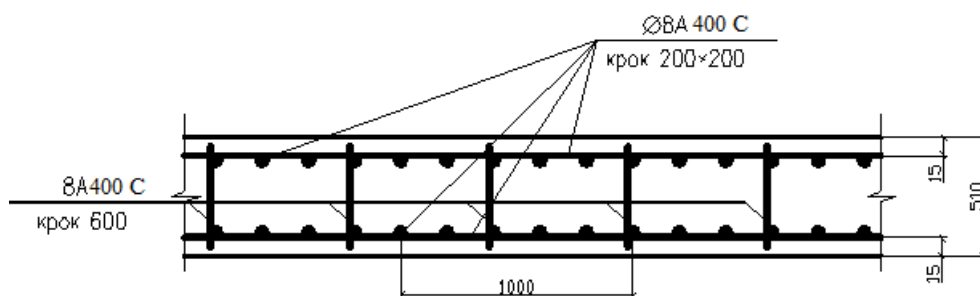


Рис. 2.8. Армування залізобетонної монолітної стіни підвалу

Висновок. У розрахунково-конструктивному розділі кваліфікаційної роботи було виконано комплекс інженерних розрахунків основних несучих залізобетонних елементів будівлі. Зокрема, проведено розрахунок монолітної залізобетонної плити перекриття над 3–5 поверхами, яка запроєктована з бетону класу С25/30 та має товщину 180 мм. Також виконано розрахунок монолітної залізобетонної стіни підвалу товщиною 510 мм з урахуванням діючих навантажень та експлуатаційних умов.

Армування плити перекриття визначено на основі розрахованих згинальних моментів. У якості робочої арматури прийнято сталь класу А400С з розрахунковим значенням міцності 365 МПа, що забезпечує необхідну несучу здатність елемента та його надійну роботу під навантаженням.

Армування монолітної залізобетонної стіни підвалу виконано за результатами розрахунку зусиль, при цьому враховувалося найбільш несприятливе (максимальне) навантаження. Для армування також застосовано арматуру класу А400С з розрахунковим опором 365 МПа, що гарантує достатній рівень міцності, тріщиностійкості та довговічності конструкції.

Таким чином, прийняті конструктивні рішення та параметри армування забезпечують надійну та безпечну експлуатацію розглянутих залізобетонних елементів у складі будівлі.

РОЗДІЛ 3. ОСНОВИ І ФУНДАМЕНТИ

3.1. Вихідні дані

План-схема несучих стін підвалу з вказаними курсивом „розрахунковими” стінами, за якими виконується збір навантаження та розрахунок пальового фундаменту показана на рис. 3.1.

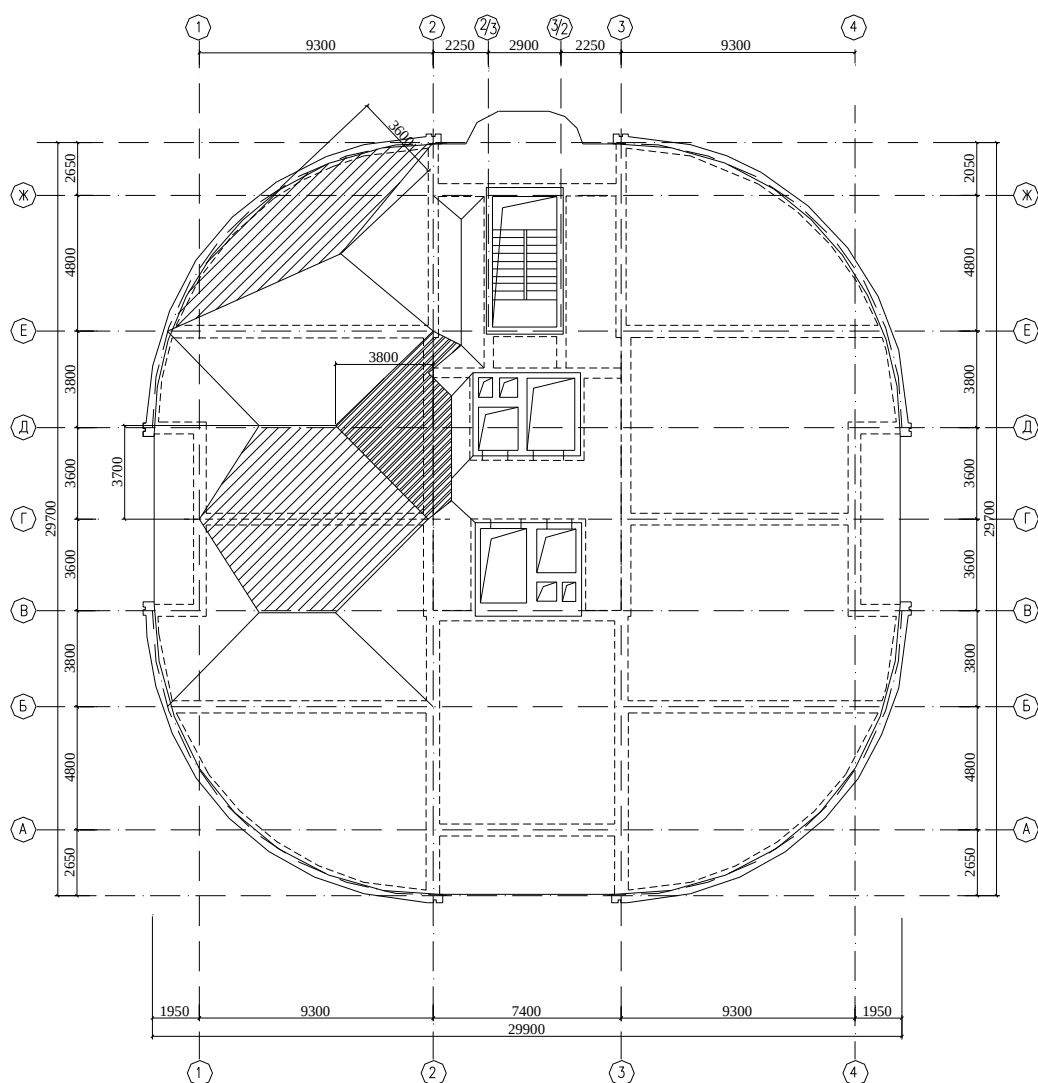


Рис. 3.1. Схема для розрахунку пальового фундаменту

Збір навантаження на несучі стіни від одного поверху виконано згідно ДБН [3].

Розрахунок навантаження зведено в таблицю 3.1.

Таблиця 3.1

Визначення навантаження на фундамент

№	Вид навантаження	Експлуатаційне розрахункове навантаження, кН/м ²	γ_f	Граничне розрахункове навантаження, кН/м ²
1	Паркет $t=25$ мм, $\rho=600\text{кг/м}^3$	0,15	1,2	0,18
2	Цементно-піщана стяжка $t=20$ мм, $\rho=1800\text{кг/м}^3$	0,36	1,3	0,468
3	Толь 2 шари	0,05	1,2	0,06
4	Strop Rock $t=130$ мм, $\rho=10$ кг/м ³	0,013	1,3	0,0169
5	Залізобетонне перекриття $t=180$ мм, $\rho=2500$ кг/м ³	4,5	1,3	5,85
	Всього	5,073	1,26	6,575
6	Корисне навантаження	1,5	1,2	1,8
7	Навантаження від зовнішньої стіни, $t=510$ мм, $\rho=1800$ кг/м ³	9,18	1,1	10,1
8	Навантаження від внутрішньої стіни, $t=380$ мм, $\rho=1800$ кг/м ³	6,84	1,1	7,53

Визначаємо характеристичне значення навантаження на 1 погонний метр стіни:

Зовнішня стіна:

- постійне навантаження від перекриття: $G_n = 5,073 \cdot 3,6 = 18,26\text{кН/м}$;
- корисне навантаження: $P_n = 1,5 \cdot 3,6 = 5,4\text{кН/м}$;
- власна вага стіни: $W_n = 9,18 \cdot 3,0 = 27,54\text{кН/м}$.

Внутрішня стіна (510 мм):

- постійне навантаження від перекриття: $G_n = 5,073 \cdot 3,7 + 5,073 \cdot 3,7 = 37,54 \text{ кН/м}$;
- корисне навантаження: $P_n = 1,5 \cdot 3,7 + 1,5 \cdot 3,7 = 5,55 \text{ кН/м}$;
- власна вага стіни: $W_n = 9,18 \cdot 3,0 = 27,54 \text{ кН/м}$.

Внутрішня стіна (380 мм):

- постійне навантаження від перекриття: $G_n = 5,073 \cdot 3,8 + 5,073 \cdot 0,9 = 23,84 \text{ кН/м}$;
- корисне навантаження: $P_n = 1,5 \cdot 3,8 + 1,5 \cdot 0,9 = 7,05 \text{ кН/м}$;
- власна вага стіни: $W_n = 6,84 \cdot 3,0 = 20,52 \text{ кН/м}$.

Далі обчислюємо розрахункові значення навантаження на 1 погонний метр стіни:

Зовнішня стіна:

- постійне: $G_p = 6,575 \cdot 3,6 = 23,67 \text{ кН/м}$;
- корисне: $P = 1,8 \cdot 3,6 = 6,48 \text{ кН/м}$;
- власна вага: $W = 10,1 \cdot 3,0 = 30,3 \text{ кН/м}$.

Внутрішня стіна (510 мм):

- постійне: $G_p = 6,575 \cdot 3,7 + 6,575 \cdot 3,7 = 48,65 \text{ кН/м}$;
- корисне: $P = 1,8 \cdot 3,7 + 1,8 \cdot 3,7 = 6,66 \text{ кН/м}$;
- власна вага: $W = 10,1 \cdot 3,0 = 30,3 \text{ кН/м}$.

Внутрішня стіна (380 мм):

- постійне: $G_p = 6,575 \cdot 3,8 + 6,575 \cdot 0,9 = 30,9 \text{ кН/м}$;
- корисне: $P = 1,8 \cdot 3,8 + 1,8 \cdot 0,9 = 3,42 \text{ кН/м}$;
- власна вага: $W = 7,53 \cdot 3,0 = 22,59 \text{ кН/м}$.

Тут: 3,0 м — висота стіни; 3,6; 3,7 та 3,8 м — відстані від осі стіни до місця зламу плити.

Розрахункове навантаження, що передається на фундамент:

- для зовнішньої стіни:

$$V = 24G + 24P + 23W = 24 \cdot 23,67 + 24 \cdot 6,48 + 23 \cdot 30,3 = 1420,57 \text{ кН/м};$$

- для внутрішньої стіни (510 мм):

$$V = 24G + 24P + 23W = 24 \cdot 48,65 + 24 \cdot 6,66 + 23 \cdot 30,3 = 1486,71 \text{ кН/м};$$

- для внутрішньої стіни (380 мм):

$$V = 24G + 24P + 23W = 24 \cdot 30,9 + 24 \cdot 3,42 + 23 \cdot 25,59 = 1412,25 \text{ кН/м}.$$

Тут 24 - кількість плит перекриття в будівлі з 22 поверхами, а 23 і 24 - число розрахункових стін над відповідно зовнішніми та внутрішніми стінами.

Снігове навантаження та навантаження від ваги покриття.

Розрахунок навантаження на 1 м² горизонтальної поверхні покриття для 5-го снігового району (м. Київ) виконуємо за формулою (8.1) [3]:

$$S_m = \gamma_f \cdot S_0 \cdot \mu, \text{ де коефіцієнт надійності приймаємо } \gamma_f = 1,4, \text{ де:}$$

S_0 — нормативне снігове навантаження на 1 м² горизонтальної поверхні землі; для даного району воно становить 1600 Па;

μ — коефіцієнт, що враховує перехід від снігового покриву на землі до навантаження на покриття.

Приймаємо $\mu = 1$.

Отже, навантаження від снігу на 1 м² покриття дорівнює:

$$S_m = 1,6 \cdot 1 \cdot 1,4 = 2,24 \text{ кН/м}^2.$$

Далі переводимо це значення у лінійне навантаження (на 1 погонний метр стіни):

$$\text{для зовнішньої стіни: } P = 0,98 \cdot 3,6 = 3,528 \text{ кН/м};$$

$$\text{для внутрішньої стіни товщиною 510 мм: } P = 0,98 \cdot 3,7 + 0,98 \cdot 3,7 = 7,252 \text{ кН/м};$$

$$\text{для внутрішньої стіни товщиною 380 мм: } P = 0,98 \cdot 3,8 + 0,98 \cdot 0,9 = 4,606 \text{ кН/м}.$$

Визначаємо навантаження від покриття, що передається на фундамент у межах вантажних смуг стін:

- зовнішня стіна: $P = 6,575 \cdot 3,6 = 23,67 \text{ кН/м};$

- внутрішня стіна (510 мм):

$$P = 6,575 \cdot 3,7 + 6,575 \cdot 3,7 = 48,65 \text{ кН/м};$$

- внутрішня стіна (380 мм): $P = 6,575 \cdot 3,8 + 6,575 \cdot 0,9 = 30,9 \text{ кН/м}.$

На завершення обчислюємо загальне рівномірно розподілене навантаження на фундамент:

- для зовнішньої стіни: $1420,57 + 3,528 + 23,67 = 1447,768 \text{ кН/м};$

- для внутрішньої стіни (510 мм):

$$1486,706 + 7,252 + 48,65 = 1542,608 \text{ кН/м};$$

- для внутрішньої стіни (380 мм):

$$412,25 + 4,606 + 30,9 = 1447,756 \text{ кН/м}.$$

3.2. Фізико-механічні характеристики ґрунтів

Інженерно-геологічні умови майданчика прийнято відповідно до результатів геологічних досліджень, інженерно-геологічні умови будівельного майданчика відзначаються рівномірним горизонтальним розташуванням ґрунтових шарів.

Основні фізичні характеристики ґрунтів наведемо в таблиці 3.2.

Таблиця 3.2.

Вихідні дані

№ ІГЕ	Короткий запис ІГЕ	Потужність шару, м	Щільність ґрунту, г/см ³		Вологість ґрунту, дол. од.		
			ρ	частинок, ρ_s	природна, w	на межі розкочування, w_p	на межі текучості, w_l
1	Насипний	3.0	1.49	-	-	-	-
2	Глинистий	4.5	1,94	2,70	0,25	0,19	0,25
3	Глинистий	6.5	1,95	2,71	0,23	0,14	0,25
4	Глинистий	12	2,05	2,70	0,23	0,17	0,36

На території забудови інженерно-геологічні процеси не спостерігаються, тому вони не впливають на основу, фундаменти та будівлю в цілому. Зміни властивостей ґрунтової основи протягом експлуатації не передбачаються.

Оцінювання ґрунтових умов будівельного майданчика здійснюється шляхом визначення розрахункових показників фізичних властивостей ґрунтів. Показники механічних характеристик прийняті за даними геологічного звіту. Вважається, що виділені шари ґрунту є однорідними, тому їх розглядають як окремі інженерно-геологічні елементи.

ІГЕ-1 — насипний ґрунт із підвищеною пористістю та вмістом органічних домішок, який легко порушується під дією динамічних навантажень. Потужність шару становить 3,0 м. Щільність ґрунту дорівнює $\rho = 1,49 \text{ г/см}^3$. Питома вага: $\gamma_1 = \rho \cdot g = 1,49 \cdot 9,81 = 14,62 \text{ кН/м}^3$.

ІГЕ-2 — глинистий ґрунт потужністю 4,5 м з такими характеристиками: $\rho = 1,94 \text{ г/см}^3$, $\rho_s = 2,70 \text{ г/см}^3$, $W = 0,25$, $W_p = 0,19$, $W_L = 0,25$.

Тип ґрунту визначаємо за числом пластичності: $I_p = W_L - W_p = 0,25 - 0,19 = 0,06$, що відповідає легкому суглинку.

Щільність сухого ґрунту (скелету): $\rho_d = \frac{1,92}{1+0,25} = 1,536 \text{ т/м}^3$.

Пористість:

$$n = \frac{2,7-1,536}{2,7} = 0,431.$$

Коефіцієнт пористості: $e = \frac{2,7-1,536}{1,536} = 0,75$.

Показник текучості: $I_L = \frac{0,25-0,18}{0,27-0,18} = 0,75$, що характеризує суглинок як текучо-пластичний (при $0,75 < I_L < 1$).

Питома вага ґрунту: $\gamma = 1,94 \cdot 9,81 = 19,03 \text{ кН/м}^3$.

Нормативні показники міцності суглинку (прийняті умовно при $I_L = 0,75$ та $e = 0,75$): кут внутрішнього тертя $\varphi = 18^\circ$, питоме зчеплення $c = 20 \text{ кПа}$.

Модуль деформації для суглинку при $e = 0,75$ приймається як нормативний: $E = 12 \text{ МПа}$.

Розрахунковий опір суглинку R_{o2} визначаємо за допомогою лінійної інтерполяції:

	$I_L=0$	$I_L=0,75$	$I_L=1,0$
$e_{2=0,7}$	250	R_{o2}^1	180
$e_{2=0,75}$		R_{o2}	
$e_{2=1,0}$	200	R_{o2}^2	100

$$\text{При } I_L=0,78 \text{ та } e=0,7: R_{o2}^1=250 - \frac{250-180}{1,0-0} (0,75 - 0) = 250 - 52,5 =$$

197,5 кПа

$$\text{При } I_L=0,77 \text{ та } e=1,0: R_{o2}^2=200 - \frac{200-100}{1,0-0} (0,75 - 0) = 200 - 75 =$$

125,0 кПа

$$\text{При } I_L=0,75 \text{ та } e=0,75: R_{o2}=197,5 - \frac{197,5-125}{1,0-0,7} (0,75 - 0,7) = 197,5 - 12,083 = 185,41 \text{ кПа}; R_{o2}=185,41 \text{ кПа.}$$

ПГЕ-3 – глинистий ґрунт, що має потужність 6,5 м та такі основні показники $\rho=1,95 \text{ г/см}^3$, $\rho_s=2,71 \text{ г/см}^3$, $W=0,23$, $W_{p3}=0,14$, $W_{L3}=0,25$.

Визначаємо назву глинистого ґрунту по величині числа пластичності I_{p3} :

$$I_{p3} = W_{L3} - W_{p3} = 0,25 - 0,14 = 0,11 - \text{суглинок легкий.}$$

Щільність ґрунту в сухому стані – скелету ґрунту ρ_{d3} :

$$\rho_{d3} = \frac{\rho_s}{1+W_3} = \frac{1,95}{1+0,23} = 1,585 \text{ т/м}^3.$$

Пористість ґрунту n_3 :

$$n_3 = \frac{\rho_{s3} - \rho_{d,3}}{\rho_{s3}} = \frac{2,71 - 1,585}{2,71} = 0,415.$$

Коефіцієнт пористості e_3 :

$$e_3 = \frac{\rho_{s3} - \rho_{d,3}}{\rho_{d,3}} = \frac{2,71 - 1,585}{1,585} = 0,709.$$

Коефіцієнт водонасичення $S_{r,3}$:

$$S_{r3} = \frac{W_3 \cdot \rho_{s3}}{e_3 \rho_w} = \frac{0,23 \cdot 2,71}{0,7 \cdot 1} = 0,89$$

Показника текучості I_{L3} :

$$I_{L3} = \frac{W_3 - W_{p3}}{W_{L3} - W_{p3}} = \frac{0,23 - 0,14}{0,25 - 0,14} = 0,82 - \text{суглинок м'яко-пластичний, так як}$$

$0,75 < I_L < 1$. Питома вага ґрунту:

$$\gamma_3 = \rho \cdot g = 1,95 \cdot 9,81 = 19,13 \text{ кН/м}^3.$$

Нормативні показники міцності для суглинку ϕ і s визначаємо умовно при ($I_L=0,82$) з врахуванням $e_3=0,71$:

s	$e=0,65$	$e=0,71$	$e=1,0$
$0.75 < I_L < 1,0$	25	c_3	20

c_3 , кПа - 22.7.

ϕ	$e=0,65$	$e=0,71$	$e=1,0$
$0.75 < I_L < 1.0$	19	ϕ_3	18

ϕ_3 , град - 18.7.

Модуль деформації E для суглинку при $e_3=0.7$ визначається як нормативна величина:

E	$e=0,65$	$e=0,71$	$e=0,75$
$0.75 < I_L < 1.0$	17	E_3	12

E , МПа - 14,9.

Розрахунковий опір суглинку R_{o3} визначаємо за інтерполяцією:

	$I_L=0$	$I_L=0,82$	$I_L=1,0$
$e_3=0,71$	250	R_{o3}	180

Якщо $I_L=0,82$ та $e=0,71$: $R_{o3}=250 - \frac{250-180}{1.0-0}(0.82-0) = 250 - 57.4 = 192.6 \text{ кПа}$.

$R_{o3}=192,6$ кПа.

ІГЕ-4 – глинистий ґрунт, що має потужність 12,0 м та такі основні показники: $\rho=2,05 \text{ г/см}^3$, $\rho_s=2,70 \text{ г/см}^3$, $W=0,23$, $W_{p4}=0,17$, $W_{L4}=0,36$.

Визначаємо назву глинистого ґрунту по величині числа пластичності I_{p4} :

$I_{p4}=W_{L4}-W_{p4}=0,36-0,17=0,19$ – глина легка.

Щільність ґрунту в сухому стані – скелету ґрунту ρ_{d4} :

$$\rho_{d4} = \frac{\rho_4}{1+W_4} = \frac{2.05}{1+0.23} = 1.66 \text{ т/м}^3.$$

Пористість ґрунту n_4 :

$$n_4 = \frac{\rho_{S4}-\rho_{d4}}{\rho_{S4}} = \frac{2.70-1.66}{2.70} = 0.385$$

Коефіцієнт пористості e_4 :

$$e_4 = \frac{\rho_{s4} - \rho_{d4}}{\rho_{d4}} = \frac{2.70 - 1.66}{1.66} = 0.626.$$

Коефіцієнт водонасичення S_{r4} :

$$S_{r4} = \frac{W_4 \cdot \rho_{s4}}{e_4 \cdot \rho_w} = \frac{0.23 \cdot 2.70}{0.626 \cdot 1} = 0.99$$

Показника текучості I_{L4} :

$$I_{L4} = \frac{W_4 - W_{p4}}{W_{L4} - W_{p4}} = \frac{0.23 - 0.17}{0.36 - 0.17} = 0.31 - \text{глина напівтверда, так як } 0 < I_L < 0.50.$$

Питома вага ґрунту: $\gamma_4 = \rho \cdot g = 2.05 \cdot 9.81 = 20.11 \text{ кН/м}^3$.

Нормативні показники міцності для глини ϕ і c визначаємо умовно при ($I_L=0.31$) з врахуванням $e_4=0.63$.

c	$e=0.60$	$e=0.63$	$e=0.75$
$0 < I_L < 0.50$	68	c_4	54

c_4 , кПа - 66,30.

ϕ	$e=0.60$	$e=0.63$	$e=0.75$
$0 < I_L < 0.50$	20	ϕ_4	19

ϕ_4 , град - 19.84.

Модуль деформації E для глини при $e_4=0.63$ визначається як нормативна величина:

E	$e=0.60$	$e=0.63$	$e=0.75$
$0 < I_L < 0.25$	24	E_4	21

E , МПа - 23,57.

Розрахунковий опір глини R_{o4} :

	$I_L=0$	$I_L=0.31$	$I_L=1.0$
$e=0.6$	500	R_{o4}^1	300
$e=0.63$		R_{o4}	
$e=0.8$	300	R_{o4}^2	200

При $I_L=0.31$ та $e=0.6$:

$$R_{o4}^1 = 500 - \frac{500 - 300}{1.0 - 0} (0.31 - 0) = 500 - 62 = 438 \text{ кПа};$$

При $I_L=0.31$ та $e=0.63$:

$$R_{04}^2 = 300 - \frac{300-200}{1,0-0} (0,31 - 0) = 300 - 31 = 269 \text{ кПа};$$

При $I_L=0,31$ та $e=0,8$: $R_{04} = 458 - \frac{458-279}{0,8-0,6} (0,63 - 0,60) = 458 - 26,85 = 431,15 \text{ кПа};$

$$R_{04} = 431,15 \text{ кПа}.$$

В таблиці 3.3 зведені нормативні значення фізико-механічних показників ґрунтів.

Таблиця 3.3.

Нормативні значення фізико-механічних показників ґрунтів

№	Повне найменування ґрунту	Потужність шару	Щільність ґрунту, m/m^3 природного, ρ	Щільність ґрунту, m/m^3 частинок, ρ_s	Природна вологість, W	Природна, γ питома вага ґрунту, kH/m^3	Пористість, n	коефіцієнт пористості, e	коефіцієнт водонасичення, S_r	Границя текучості, W_L	Границя пластичності, W_p	Число пластичності, I_p	Показник текучості, I_L	Питома зчеплення, kPa	Кут внутр. тертя, φ , град.	Модуль деформації, E , MPa	Розрахунковий опір, R_0 , kPa
1	Насипний	3,0	1,52	-	-	14,91	-										
2	Суглинок текучо-пластичний	4,5	1,92	2,7	0,25	18,84	0,431	0,75	0,89	0,27	0,18	0,09	0,78	20	18	12	181,2
3	Суглинок м'яко-пластичний	6,5	1,96	2,71	0,23	19,23	0,412	0,7	0,89	0,28	0,17	0,11	0,55	22,5	18,5	14,5	211,5
4	Глина напівтверда	12	2,05	2,70	0,23	19,72	0,4	0,63	0,93	0,38	0,17	0,19	0,21	66,3	19,84	23,57	431,15

Визначаємо розрахункові показники для ґрунтів будівельного майданчика, для І-ого граничного стану:

питома вага γ_I :

$$\gamma_{1I}=14.62/1,05=13.92\text{кН/м}^3; \quad \gamma_{3I}=19.13/1,05=18,22\text{кН/м}^3;$$

$$\gamma_{2I}=19.03/1,05=18,12\text{кН/м}^3; \quad \gamma_{4I}=20,11/1,05=19,15\text{кН/м}^3.$$

питоме зчеплення $c_{i,I}$:

$$c_{2I}=20/1,5=13,43\text{кПа}; \quad c_{3,I}=22,7/1,5=15,13 \text{ кПа}; \quad c_{4,I}=66,3 /1,5=44,20 \text{ кПа}.$$

кут внутрішнього тертя $\phi_{i,I}$:

$$\phi_{2I}=18/1,15=15,65 \text{ град}; \quad \phi_{3I}=18,7/1,15=16,26 \text{ град};$$

$$\phi_{4I}=19,84/1,15=17,25 \text{ град}.$$

Отримані дані зводимо в таблицю 3.4:

Таблиця 3.4

Величини розрахункових показників окремих ІГЕ будівельного майданчика

№ ІГЕ	Для II граничного стану					Для I граничного стану		
	Питома вага, γ_{II} , кН/м^3	Питоме зчеплення, c_{II} , кПа	Кут внутр. тертя, ϕ_{II} , град	Модуль деформації E , МПа	Розрахунковий опір, R_0 , кПа	Питома вага, γ_I , кН/м^3	Питоме зчеплення, c_I , кПа	Кут внутр. тертя, ϕ_I , град
1	14,62	-	-	-	-	13,92	-	-
2	19,03	20	18	12	185,41	18,12	13,43	15,65
3	19,13	22,7	18,7	14,9	192,6	18,22	15,13	16,26
4	20,11	66,3	19,84	23,57	431,15	19,15	44,20	17,25

Висновок: Інженерно-геологічні елементи ІГЕ1 та ІГЕ2, виявлені на території будівельного майданчика, залягають на значній глибині та мають недостатню несучу здатність для сприйняття навантажень від проєктованої споруди. У зв'язку з цим їх використання як надійної основи є обмеженим. З метою забезпечення стійкості, надійності та довговічності конструкції доцільно прийняти плитно-пальову схему фундаменту, яка передбачає передачу навантаження на більш міцні глибші шари ґрунту. Несучими елементами рекомендується застосувати буроін'єкційні палі, що забезпечують ефективне ущільнення ґрунту та підвищення загальної несучої здатності основи.

3.3. Визначення несучої здатності палі

Розрахункові значення вертикальних навантажень на рівні підосви фундаменту під несучими стінами визначено за результатами збору навантажень і прийнято рівними: $\Sigma N_1 = 1447.768 \cdot 8.75 = 12667.97 \text{ кН}$;

$$\Sigma N_2 = 1542.608 \cdot 9.3 = 14346.251 \text{ кН};$$

$$\Sigma N_3 = 1447.756 \cdot 7.4 = 10713.394 \text{ кН}.$$

Розрахунок несучої здатності буронабивної палі за ґрунтом виконується відповідно до положень ДБН В.2.1-10:2018 «Основи та фундаменти будівель і споруд» за формулою [16]:

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

де:

γ_c - коефіцієнт умов роботи палі в ґрунті, що для буронабивних паль приймається рівним 1,0;

γ_{cR} - коефіцієнт умов роботи ґрунту під нижнім кінцем палі, який враховує технологію її влаштування; для буронабивних паль приймається 1,0;

γ_{cf} - коефіцієнт умов роботи ґрунту вздовж бічної поверхні палі, що враховує спосіб улаштування палі та властивості ґрунту; приймається рівним 1,0;

R - розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі, який для заданих інженерно-геологічних умов і глибини закладання 20,0 м приймається рівним 1875 кПа;

A - площа підосви палі, що становить 0,1256 м²;

u - периметр поперечного перерізу палі, який дорівнює 1,256 м;

f_i - розрахунковий опір i -го шару ґрунту по бічній поверхні палі;

h_i - товщина i -го шару ґрунту в межах довжини палі.

Довжину буронабивної палі за результатами інженерно-геологічних вишукувань та попереднього розрахунку прийнято рівною $l = 20,0$ м, що забезпечує передачу навантаження на більш міцні шари ґрунтової основи.

$$F_d = 1 \cdot \left(1 \cdot 1875 \cdot \frac{(3,14 \cdot 0,4^2)}{4} + 3,14 \cdot 0,4 \cdot \left(\begin{array}{l} 1 \cdot 8,2 \cdot 2 + 1 \cdot 8,4 \cdot 2,0 + 1 \cdot 8,4 \cdot 0,5 + 1 \cdot 22,6 \cdot 2 + \\ 1 \cdot 23,01 \cdot 2 + 1 \cdot 23,05 \cdot 2 + 1 \cdot 23,075 \cdot 0,5 + 1 \cdot 72 \cdot 2 + \\ + 1 \cdot 74,8 \cdot 2 + 1 \cdot 77,6 \cdot 2 + 1 \cdot 80,4 \cdot 2 + 1 \cdot 82,5 \cdot 1 \end{array} \right) \right) =$$

$$= 1338,717 \text{ кН.}$$

Несуча здатність однієї палі:

$$N_d = \frac{F_d}{\gamma_k} = \frac{1338,717}{1,4} = 955,20 \text{ кН.}$$

Необхідна кількість паль:

- під стіну зовнішню (в осях Е-Ж, 1-2, довжина паль 20,0 м, крок паль – 1,2 м):

$$n = \frac{\sum N_3}{N_d} = \frac{12667,97}{955,20} = 13,54 \approx 14 \text{ паль.}$$

- під стіну внутрішню товщиною 510 мм (по осі Г, в осях 1-2, довжина паль 20,0 м, крок паль 1,2 м):

$$n = \frac{\sum N_6}{N_d} = \frac{14346,251}{955,20} = 15,43 \approx 16 \text{ паль}$$

- під стіну внутрішню товщиною 380 мм (в осях Е-Г по осі 2, довжина паль 20,0 м, крок паль 1,2 м):

$$n = \frac{\sum N_6}{N_d} = \frac{10713,394}{955,20} = 11,45 \approx 12 \text{ паль.}$$

Схема для розрахунку буроін'єкційної палі наведена на рис. 3.2.

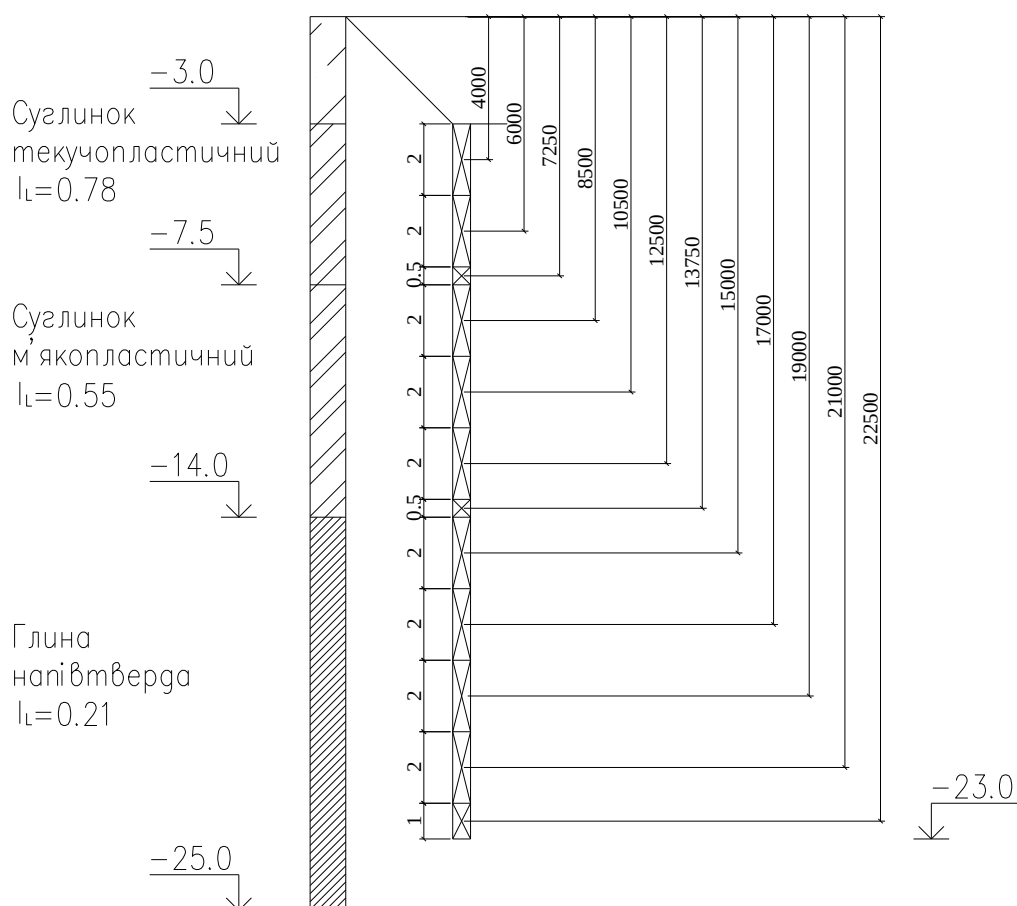


Рис. 3.2. Схема для розрахунку буроін'єкційної палі довжиною 20,0 м

Проектування плитно-пального фундаменту з розташуванням буріон'єкційних паль наведено на рис. 3.3-3.5.

Під стіну зовнішню рис. 3.3.

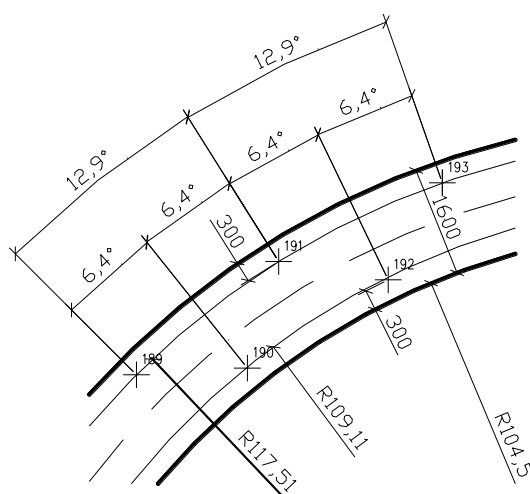


Рис. 3.3. Проектування пальового фундаменту під стіну зовнішню в осях «Е-Ж», «1-2» та «3-4»

Під внутрішню стіну, товщиною 510 мм на рис. 3.4.

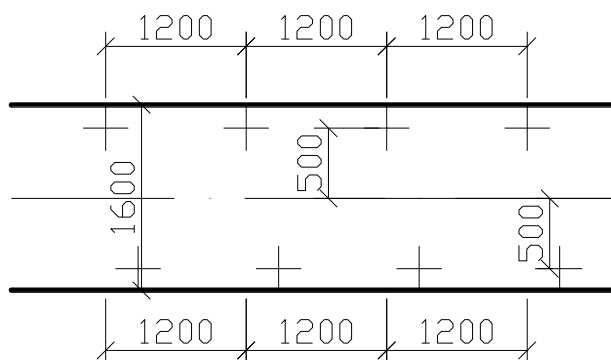


Рис. 3.4. Проектування плитно-пального фундаменту під внутрішню стіну по осі «Г» в осях «1-2» та «3-4»

Під внутрішню стіну товщиною 380 мм на рис. 3.5.

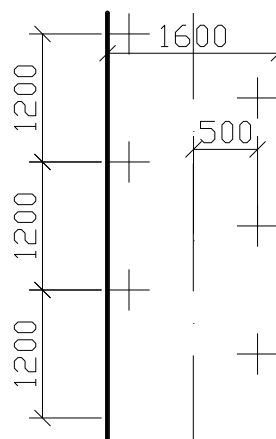


Рис. 3.4. Проектування плитно-пального фундаменту під внутрішню стіну по осі «2», «3» в осях «Г-Е»

РОЗДІЛ 4. ТЕХНОЛОГІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА

4.1. Технологічна карта на влаштування монолітної залізобетонної плити перекриття

Технологічну карту розроблено для виконання бетонування конструкцій із використанням розбірно-переставної дрібно щитової опалубки під час зведення житлового будинку.

До складу робіт, передбачених картою, належать:

- підготовчі процеси;
- транспортування та подача бетонної суміші;
- укладання бетонної суміші;
- ущільнення бетону;
- догляд за бетоном у спекотний та холодний періоди року.

Роботи здійснюються в природно-кліматичних умовах м. Буча у три зміни.

Клас бетону має відповідати вимогам робочої документації, за якою виконується будівництво об'єкта.

Бетонна суміш повинна відповідати положенням ДСТУ Б В.2.7-96-2000 [11]. Рухливість бетонної суміші в зоні укладання має відповідати показнику Р-2. За потреби (зокрема під час перевезення бетону автобетоно змішувачами тощо) допускається підвищення рухливості бетонної суміші відповідно до вимог ДСТУ-Н Б В.2.7-175:2008 «Будівельні матеріали. Настанова щодо використання хімічних добавок у бетонах і будівельних розчинах» [17].

Склад пластифікуючих добавок та порядок їх використання визначає лабораторія підприємства-постачальника бетону, а контроль якості бетонної суміші здійснює лабораторія будівельної організації, що виконує будівництво будинку. Кожна партія бетону, яка надходить на будівельний майданчик, повинна супроводжуватись відповідною документацією про якість згідно з додатком ДСТУ Б В.2.7-96-2000.

Добір складу бетону здійснюється відповідно до вимог ДСТУ Б В.2.7-215:2009 «Будівельні матеріали. Бетони. Правила підбору складу» [18].

Основою для розроблення цієї технологічної карти є типові каталоги конструктивних елементів та вимоги ДБН В.2.6-98:2009 [8].

Обов'язковими та необхідними умовами для використання цієї технологічної карти є виконання наведених нижче вимог: здійснення опалубних робіт відповідно до типової технологічної карти (монтаж опалубки), а також виконання арматурних робіт згідно з типовою картою на арматурні роботи.

Несуча здатність попереднього (нижче розташованого) перекриття, яке сприймає навантаження від опалубної системи, повинна бути не меншою за значення, визначені проєктом будинку (споруди).

Вертикальні конструкції мають досягти необхідної несучої здатності відповідно до вимог ДБН В.2.6-98:2009 [8].

Під час адаптації цієї технологічної карти до конкретних умов будівництва у складі ПВР необхідно передбачити наявність таких документів:

- будівельного генерального плану, у якому визначено режим роботи вантажопідіймальних механізмів або інших технічних засобів для транспортування бетонної суміші на поверхи будівлі;
- загальної організаційної схеми поділу споруди на захватки із зазначенням напрямку ведення робіт. Поділ будинку на захватки встановлюється межами проходження робочих швів. Розташування робочих швів визначається робочими кресленнями будинку;
- розрахункових проєктних рішень щодо передавання навантажень на базове перекриття під час зведення наступних поверхів;
- проєкту засобів зимового прогріву бетонної суміші.

4.2. Технологія будівельного процесу виконання арматурних робіт при влаштування залізобетонної монолітної плити перекриття

До початку виконання робіт необхідно провести комплекс підготовчих заходів, а саме:

- виконати монтаж горизонтальної опалубки відповідно до технологічної карти;
- здійснити заготівлю арматурних стержнів на приоб'єктній заготівельній ділянці та сформувати їх у пакети;
- подати арматуру на поверх за допомогою крана;
- доставити підкладки для забезпечення захисного шару бетону, фіксатори для укладання верхнього та нижнього рядів верхньої сітки, а також необхідний інструмент.

Поверх (ярус), на якому виконуються роботи, поділяється на окремі ділянки (захватки) відповідно до прив'язочних схем конкретного об'єкта.

Роботи виконуються ланками арматурників у складі: двох арматурників 4-го розряду та шести арматурників 2-го розряду.

Послідовно, згідно з робочими кресленнями, із пучка арматури, поданого краном, на палубі розкладаються стержні нижнього ряду та вертикальні каркаси для спирання верхнього ряду.

Далі виконується з'єднання арматури у сітки та просторові каркаси відповідно до робочої документації за допомогою пружинних або пластмасових фіксаторів, а також шляхом в'язання відпаленим дротом.

Під нижній ряд арматури встановлюються та закріплюються залізобетонні вкладиші-підставки, призначені для формування захисного шару бетону.

Організація заготівлі арматурних стержнів. Для випрямлення та різання арматурних стержнів використовують верстати типу СМЖ-142А, а для різання стержнів великого діаметра застосовують верстати типу СМ-3002, газокисневі різачи або інструмент з армованими абразивними кругами.

Для виготовлення арматурних заготовок на будівельному майданчику під навісом обладнується спеціальна заготівельна ділянка з необхідним устаткуванням.

Операційний контроль якості виконання робіт та допустимі відхилення наведені в таблиці 4.1.

Таблиця 4.1.

Поопераційний контроль якості виконання арматурних робіт

Хто контролює		Контроль якості операцій			
майстер	виконроб	склад	способи	періоди	залучені спеціалісти
операції, що підлягають контролю					
1	2	3	4	5	6
Прийом арматури	Прийом арматури	- Діаметр і відстань між робочими стрижнями в каркасі	Замір штангенциркулем, лінійкою	Вибірково по мірі прийому	-
		- Положення закладних деталей	Обмір за допомогою лінійки	До установки	-
		- Якість виконання місць скріплення арматури в каркасі	Візуальний контроль	До установки	-
		- Відповідність арматурних каркасів проекту (паспорту)	Візуальний контроль	До установки	-
		- Правильність складування	Візуальний контроль	До установки	-
Складування арматури	Монтаж арматури	- Правильність стропування	Візуальний контроль	В процесі монтажу	-
		Відповідність технології прийнятої в ПВР	Вісок будівельний, лінійка	В процесі монтажу, до зварювання	-
Монтаж арматури	Монтаж арматури	- Правильність установки, відповідність осей каркаса проектним			
		- Забезпечення захисного шару	Обмір за допомогою лінійки	В процесі установки опалубки	-
		- Закріплення, стикування каркасів (зварювання, в'язання)	Візуальний контроль	Після закріплення	Будівельна лабораторія

Послідовність укладання арматури здійснюється у такому порядку:

1. Встановлення фіксаторів захисного шару.
2. Розкладання та закріплення нижньої поздовжньої арматури на фіксаторах.
3. Укладання нижньої поздовжньої арматури.
4. Монтаж поперечної арматури нижнього ряду.
5. В'язання арматури нижнього ряду у сітки.

6. Встановлення металевих фіксаторів із кроком 600×800 мм.
7. Закріплення шляхом в'язання нижнього ряду верхньої арматури до фіксаторів.
8. Розкладання проміжних стержнів нижнього ряду верхньої арматури.
9. Фіксація верхньої арматури верхнього ряду методом в'язання.
10. Закріплення проміжної нижньої арматури верхнього ряду до верхньої арматури верхнього ряду шляхом в'язання.

4.3. Вимоги охорони праці при виконанні арматурних робіт

Під час виконання робіт слід суворо дотримуватись вимог з охорони праці та техніки безпеки відповідно до положень ДБН А.3.2-2-2009 «Система стандартів безпеки праці. Охорона праці та промислова безпека у будівництві. Основні положення» (НПАОП 45.2-7.02-12) [19], а також правил безпеки, наведених нижче.

Пакети арматурних стрижнів переміщують краном над перекриттям на висоті 2,3 м.

Розміщення пакетів на палубі повинно бути рівномірним і розосередженим так, щоб навантаження на 1 м^2 опалубки не перевищувало 500 кг.

Під час з'єднання арматури методом електрозварювання необхідно дотримуватись вимог індивідуального захисту від дії іонізуючого випромінювання, термічних опіків та ураження електричним струмом.

У процесі виконання електрозварювальних робіт дерев'яні елементи палуби та балок слід захищати від потрапляння розплавленого металу шляхом укладання азбестових листів або спеціальної вогнетривкої тканини.

Для армування горизонтальних плитних конструкцій - плит перекриття та покриття - використовують арматурні сітки і плоскі каркаси. Армування плит може бути одношаровим або двошаровим. При одношаровому армуванні сітку в нижній частині плити встановлюють краном на заздалегідь підготовлену основу чи в опалубку, після чого її дещо піднімають і в окремих місцях монтують

фіксатори нижнього захисного шару. Фіксатори, призначені для формування захисного шару бетону, наведені на рис. 4.1.



Рис. 4.1. Фіксатори для утворення захисного шару бетону

У таблиці 4.2 наведено розрахункові показники, необхідні для визначення найменшої допустимої відстані між фіксаторами, що забезпечують формування нижнього захисного шару арматури в монолітній залізобетонній плиті перекриття.

Таблиця 4.2.

Таблиця для розрахунку найменшої допустимої відстані між фіксаторами

Діаметр, мм	10	12	14	16	18
Крок В*L, мм	600x600	700 x 700	800x800	900 x 900	1000 x1000

4.4. Технологічна послідовність виконання бетонних робіт

До початку бетонних робіт необхідно виконати комплекс підготовчих організаційних та технічних заходів. Зокрема, слід оформити й заповнити виконавчу документацію, у тому числі загальний журнал виконання робіт відповідно до додатка Б ДБН А.3.1-5-2016 [20], а також журнал бетонних робіт згідно з додатком Б.3 ДБН А.3.1-5-2016 [20].

Перед бетонуванням необхідно змонтувати опалубку. Якщо її поверхня не має антиадгезійного покриття, потрібно нанести мастильний шар емульсією типу СО-24 або універсальними змазувальними матеріалами.

По всьому периметру перекриття будівлі слід встановити захисну огорожу для запобігання падінню працівників. Також необхідно очистити поверхню

опалубки від сторонніх забруднень, зокрема тирси та сміття, після чого укласти арматуру разом із фіксаторами, що забезпечують необхідну товщину захисного шару бетону.

На будівельний майданчик завчасно доставляють інструменти, інвентар, допоміжне оснащення та інші матеріально-технічні засоби, необхідні для проведення бетонування.

Перед подачею бетонної суміші в опалубку горизонтальних конструкцій - перекриттів, балконів, площадок та інших елементів - над арматурним каркасом встановлюють інвентарні щити-підмостки. Для бетонування вертикальних конструкцій, таких як стіни, колони, пілони чи діафрагми жорсткості, на опалубці монтують навісні робочі площадки для бетонників.

У зимовий період, коли температура зовнішнього повітря становить $+5^{\circ}\text{C}$ і нижче, застосовують примусовий прогрів бетонної суміші. Прогрівання здійснюють до моменту досягнення бетоном 70 % проєктної міцності на сьому добу тверднення. Контроль набору міцності виконують шляхом лабораторних випробувань контрольних зразків із фіксацією результатів у журналі бетонних робіт. Температурний режим прогрівання контролюють вимірюванням температури всередині бетонного масиву з подальшим коригуванням режиму відповідно до показників термометрів.

Бетонування конструкцій виконує бригада у складі чотирьох працівників: двоє бетонників 4-го розряду (Б-1 і Б-2) та двоє бетонників 2-го розряду (Б-3 і Б-4).

Процес укладання бетонної суміші здійснюється поетапно. Роботи розпочинають на захватці з ділянки, розташованої біля ліфтової шахти або сходової клітини. Під час роботи над арматурним каркасом бетонники перебувають на спеціальних містках або підмостках.

Стропувальник виконує стропування бадді з бетонною сумішшю та подає сигнал машиністу крана для її переміщення до місця бетонування. Бетонник Б-1, перебуваючи на інвентарному щиті-підмостку, контролює транспортування бадді: поза межами зони укладання вона переміщується над перекриттям на

висоті 2,3 м, а безпосередньо в зоні бетонування - приблизно на висоті 0,5 м над рівнем робочих підмостків. Горизонтальне переміщення бадді здійснюється у напрямку, зустрічному до фронту бетонування.

Бетонник Б-4 разом із бетонником Б-1 приймає баддю, відкриває її затвор і виконує порційне вивантаження бетонної суміші вздовж фронту робіт. Бетонник Б-3 розподіляє суміш за допомогою скребка, а бетонник Б-2 ущільнює її глибинним вібратором.

У разі використання автобетононасосів типу СБ-126 або аналогічного обладнання фірм «Putzmeister» чи «Schwing Stetter» бетонник Б-1 керує роботою розподільчої стріли з пульта управління, а бетонник Б-4 спрямовує рукав бетоноводу до місця подачі суміші.

Після завершення укладання та ущільнення бетону на першій ділянці інвентарні щити-підмостки переставляють, а подальше бетонування здійснюють уже з поверхні попередньо укладеного бетонного шару.

Для ущільнення бетонної суміші застосовують глибинний вібратор типу ІВ-66.

Ущільнення бетонної суміші здійснюють шляхом занурення глибинного вібратора вертикально або з відхиленням від вертикальної осі не більше ніж на 35°. Після занурення наконечник вібратора необхідно утримувати нерухомо в товщі бетону протягом приблизно 30 секунд, а потім плавно й обережно витягувати, забезпечуючи заповнення бетонною сумішшю порожнини, що утворилась після його вилучення. Схеми ущільнення бетонної суміші за допомогою глибинних і поверхневих вібраторів наведені на рис. 4.2 та 4.3.

Відстань між послідовними точками встановлення вібратора повинна бути не більшою за радіус ефективної дії обладнання. Після завершення вібрування бетонник Б-1 поетапно вирівнює поверхню бетону гладилкою.

Особливу увагу необхідно приділяти ущільненню бетонної суміші в місцях примикання плити перекриття до вертикальних елементів конструкції - колон, стін, пілонів і діафрагм жорсткості, а також у ділянках із підвищеною щільністю армування.

Відновлення бетонування допускається лише після того, як бетон у зоні робочого шва набере міцність не менше 1,5 МПа.

Технологія бетонування наступних захваток виконується за аналогічною схемою.

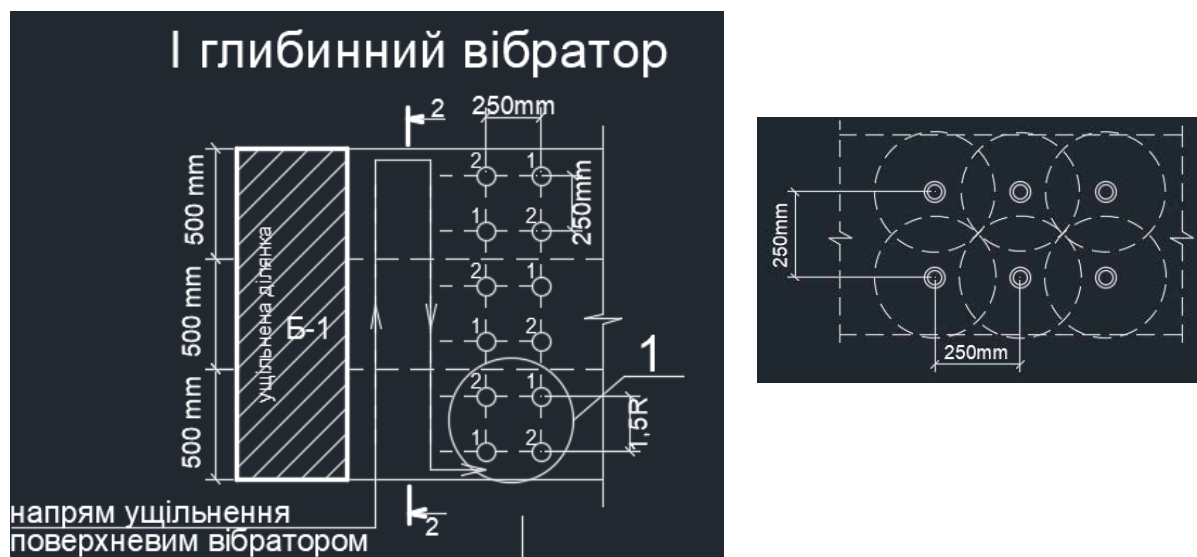


Рис. 4.2. Схема технологічного процесу ущільнення бетонної суміші за допомогою глибокого вібратора



Рис. 4.3. Розміщення вібратора під час ущільнення бетонної суміші

Після завершення бетонування з метою недопущення швидкої втрати вологи або надмірного зволоження поверхні (у разі можливих атмосферних опадів) її вкривають водонепроникною плівкою. Відкриті ділянки свіжоукладеного бетону в умовах високої температури та вітряної погоди необхідно починати зволожувати та захищати не пізніше ніж через 2–3 години після укладання. Для цього поверхню накривають зволоженою мішковиною, парусиною, рогожами або аналогічними матеріалами. Зволоження виконують за допомогою брандспойтів із розпилювальними насадками, що забезпечують рівномірне розсіювання водяного струменя.

У холодний період року, окрім збереження вологості, поверхню додатково утеплюють теплоізоляційними матеріалами, такими як мати з мінеральної вати, солом'яні покриття та інші аналогічні засоби. Для забезпечення нормального тверднення бетону та досягнення проєктної міцності конструкції в зимових умовах підлягають прогріванню.

Перед укладанням бетонної суміші опалубку та арматурні елементи необхідно очистити від снігу та льоду. Це здійснюють за допомогою потоку гарячого повітря або шляхом попереднього захисту поверхонь водонепроникними матеріалами (поліетиленова плівка, брезент тощо), а також шляхом природного відтаювання та висушування арматури після завершення арматурних робіт. Видалення ожеледі парою або гарячою водою не допускається.

Під час прогрівання початкова температура бетонної суміші повинна бути не нижчою за 5 °С.

При застосуванні проти морозних хімічних добавок слід керуватися вимогами ДСТУ-Н Б В.2.7-175:2008 «Будівельні матеріали. Настанова щодо застосування хімічних добавок у бетонах і будівельних розчинах» [17].

У разі кранового способу подачі бетонної суміші необхідно забезпечити можливість безпосереднього розвантаження її з автотранспортних засобів у приймальні бункери. Для зимових умов використовують бункери спеціального виконання, що відповідають вимогам чинних стандартів. Зменшення тепловтрат досягається шляхом утеплення бункерів теплоізоляційними кришками.

Укладання бетонної суміші необхідно виконувати безперервно, без технологічних пауз. У разі виникнення перерв поверхню бетону слід накривати, утеплювати, а за потреби - додатково підігрівати.

Бетонування монолітних конструкцій пошарово організовують таким чином, щоб температура попередньо укладеного шару до моменту перекриття наступним не знижувалась нижче значень, визначених розрахунком. При застосуванні примусового прогрівання відповідна температура встановлюється згідно з параметрами ізотермічного режиму.

Усі відкриті поверхні бетону після завершення укладання необхідно ізолювати пароізоляційними матеріалами (поліетиленова плівка, руберойд тощо) та додатково утеплити теплоізоляційними шарами відповідно до вимог підтримання заданого температурного режиму тверднення.

Режими та способи термічної обробки бетону визначаються спеціальним проектом виконання робіт з урахуванням температури навколишнього середовища, модуля поверхні конструкції, характеристик бетонної суміші, доступних джерел енергії та обсягів прогрівання. Графік режимів термообробки наведено у відповідних матеріалах. Схема організації бетонних робіт показана на рис. 4.4.



Рис. 4.4. Організація виконання бетонних робіт

4.5. Технологічна карта виконання робіт з монтажу опалубки

Технологічна карта розроблена для монтажу розбірно-переставної дрібнощитової опалубки при спорудженні монолітного залізобетонного перекриття.

До складу робіт, передбачених картою, входять:

- Встановлення базових стояків із триногами — забезпечує опору для головних балок.
- Вкладання головних (підтримуючих) балок на верхівки стояків.

- Монтаж проміжних стояків для додаткової підтримки перекриття.
- Вкладання розподільчих (другорядних) балок на головні балки для рівномірного розподілу навантаження.
- Розкладка опалубочних щитів на балки відповідно до схеми перекриття.
- Закріплення бортових елементів та елементів жорсткості, що забезпечує стабільність конструкції.
- Монтаж страхувальної огорожі для забезпечення безпеки персоналу.

Роботи виконуються в природно-кліматичних умовах м. Буча протягом календарного року в три зміни.

Необхідні умови застосування технологічної карти:

- Несуча здатність бетону нижнього перекриття має становити не менше 70 % від проєктної.
- Максимальна товщина монолітного перекриття - 300 мм.
- Висота поверхів відповідає параметрам житлового будинку.
- Несуча здатність стояків-опор - не менше 20 кН.

Документи, що повинні бути передбачені у ПВР при прив'язці карти до конкретних умов будівництва:

- Будівельний генеральний план.
- Загальноорганізаційна схема розділення споруди на захватки.
- Варіанти темпів зведення поверхів із поярусними схемами переміщення стояків та проєкт розташування опалубочних елементів.
- Технічні заходи для підйому робітників на поверхи.
- Місця та засоби анкеровки страхувальних канатів і поясів.
- Проєкт виконання геодезичних робіт.
- Проєкт закріплення навісної площадки-накопичувача для перевантаження та подачі елементів опалубки на наступні поверхи.

4.6. Технологія будівельного процесу з монтажу горизонтальної опалубки

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

- Звести залізобетонні вертикальні конструкції на попередньому поверсі.
- Доставити на перекриття, що відповідає вимогам ДБН В.2.6-98:2009 щодо міцності, всі елементи опалубки, інвентар, підмости, інструменти та засоби індивідуального захисту.
- Відмітити червоною фарбою місця установки телескопічних стояків, які повинні співвісно збігатися зі стояками нижніх поверхів. Крок розташування стояків визначається висотою поверхів та товщиною перекриття. Приклади варіантів розташування стояків наведено на рис. 4.5.

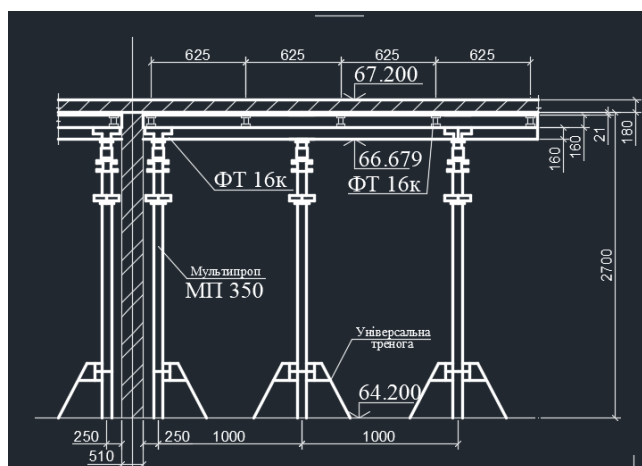


Рис. 4.5. Розміщення телескопічних стояків щитової опалубки

- Закріпити до ядра жорсткості будинку (зазвичай ліфтові шахти та сходові клітки) страхувальні канати. Організувати перевантажувальні засоби – навісні площадки для подачі елементів опалубки на верхні поверхи.

Роботи з монтажу горизонтальної опалубки виконуються ланкою монтажників у складі двох осіб: монтажник 4-го розряду – М-1 та монтажник 3-го розряду – М-2. Монтаж починається з установки інвентарних телескопічних стояків-опор, оснащених треногами. Відстань між стояками залежить від товщини перекриття та наведена на схемі рис. 4.5.

В процесі монтажу горизонтальної опалубки виконуються наступні роботи:

1. З контейнерів, доставлених на поверх або ярус, вибирають елементи риштувань опалубки та встановлюють триноги на розмічені місця.
2. В триноги вставляють опорні стояки та фіксують їх замками для забезпечення стабільності конструкції.
3. На стояк встановлюють нижню головку з фіксаторними клинами.
4. Стояки висувають до заданої висоти, визначеної проєктом поверху (Н). Довжина виставленого стояка обчислюється за формулою:

$$L = H - (\delta_p + h_{д.б.} + h_{г.б.} + h_{п.г.}),$$

де: δ_p – товщина палуби (21 мм),

$h_{д.б.}$ – висота другорядної балки (200 мм),

$h_{г.б.}$ – висота головної балки,

$h_{п.г.}$ – висота шийки нижньої головки, фіксованої клином (60 мм).



Рис. 4.6. Монтаж елементів горизонтальної опалубки

5. Після досягнення необхідної довжини L стояк фіксують пальцем та гвинтом (рис. 4.6), забезпечуючи надійну стабільність опорної системи перед подальшим монтажем балок і щитів опалубки.

При використанні спеціального дистанційного маніпулятора у вигляді вилки головні балки навішуються на нижні головки таким чином, щоб кінці балок, що звисають, були симетрично розташовані.

У місцях майбутніх з'єднань щитів палуби укладаються спарені другорядні балки (див. рис. 4.6), забезпечуючи рівномірне розподілення навантаження та правильне розташування щитів.

З інвентарних помостів (столиків) монтажники за допомогою спеціальних струбцин скріплюють головні та другорядні балки між собою, створюючи надійну основу – базовий поміст на палубі. Між скріпленими балками встановлюється базовий щит-поміст, оснащений ребрами, що запобігають зміщенню. Ребра кріпляться до балок гвинтами з потаємними головками.

Після встановлення щита-помосту він фіксується до ребер балок за допомогою спеціальних підкладок-фіксаторів. У центрі щита передбачена анкерна деталь з проушиною, до якої кріпляться карабіни страхувальних поясів монтажників для забезпечення безпеки при роботі на висоті.

Монтажники піднімаються на щит-поміст за допомогою приставної драбини та закріплюються карабінами до анкерної проушини. Додаткова ланка монтажників М-3 і М-4 подає щити на монтажний горизонт, а монтажники М-1 і М-2 розташовують їх на балки. Під час укладання щитів палуби по периметру будівлі карабіни монтажників закріплюються до страхувального канату для забезпечення додаткового рівня безпеки.

Базовий щит-поміст після укладання замінюється рядовим щитом палуби.

На контурі майбутньої плити перекриття встановлюється бортовий елемент та запобіжна огорожа для безпеки робіт.

Після розкладки щитів під головними балками з необхідним кроком виставляються допоміжні стояки з підтримуючими головками, висота яких регулюється аналогічно основним стоякам до величини L , визначеної проєктом.

На цьому процес монтажу горизонтальної опалубки вважається завершеним, і конструкція готова до подальшого монтажу або бетонування.

Опалубка доставляється на об'єкт у комплекті з усією технічною документацією. Збірка опалубочних форм з інвентарних елементів та їх встановлення у робоче положення здійснюється відповідно до розрахункового проєкту або за технологічними таблицями, зазначеними у паспорті комплекту опалубки.

Підтримуючі конструкції опалубки, такі як стояки-опори (телескопічні опори), повинні бути обладнані опорними п'ятами достатньої площі для того,

щоб запобігати пошкодженню поверхні вже забетонованих конструкцій. Розмір і розташування п'ят визначається проектом та перевіряється розрахунком.

Основа під опалубочні балки та щити повинна бути ретельно вирівняна перед початком монтажу. Для бетонування перекриттів із прольотом більше 4 м необхідно передбачити невеликий будівельний підйом опалубки - понад 3 мм на кожен метр прогону - для компенсації прогину під навантаженням.

При надходженні опалубки на будівельний майданчик контролюють, щоб усі елементи були пофарбовані (крім контактних поверхонь щитів палуби). Всі різьбові з'єднання необхідно змастити відповідною змазкою. Щити, підтримуючі елементи, прогони, хомути, струбцини та замки повинні бути очищені від залишків цементного розчину або бруду. Для цього використовують скребки, щітки або інші ручні інструменти, що не пошкоджують поверхню металу чи дерев'яних деталей.

Категорично забороняється застосовувати молотки або інший ударний інструмент під час очищення опалубки, щоб уникнути деформацій та пошкоджень елементів.

4.7. Вимоги з охорони праці при виконанні опалубних робіт

Під час виконання робіт з монтажу горизонтальної опалубки необхідно суворо дотримуватись правил техніки безпеки відповідно до ДБН А.3.2-2-2009 «Система стандартів безпеки праці. Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення» та НПАОП 45.2-7.02-12, а також виконувати всі додаткові заходи безпеки, що наведені нижче.

Засоби індивідуального захисту. При проведенні робіт обов'язково використовувати:

- каски;
- монтажні пояси;
- рукавиці;
- спеціальне будівельне взуття та одяг;

- засоби для роботи на висоті (страхувальні канати, пояси).

Стабільність каркасної системи опалубки. Підтримуючі конструкції опалубки (стояки-опори, головні та другорядні балки) повинні бути захищені від горизонтального зміщення. Для цього застосовуються спеціальні струбцини, що скріплюють головні та другорядні балки у місцях їх з'єднання з вертикальними конструкціями (стіни, колони, діафрагми, пілони тощо).

У разі відсутності достатньої просторової жорсткості стояки опор додатково закріплюються підкосами або застосовується повноцінна просторова опорна система. Працювати на ярусі без належної просторової жорсткості категорично заборонено.

Перевірка якості монтажу. Відповідальний інженер повинен перевірити правильність просторового сполучення елементів опалубки. Після перевірки оформлюється допуск на подальші роботи.

Безпека на висоті. До встановлення по контуру ярусу запобіжної огорожі забороняється проводити роботи без страхувальних канатів та поясів. Під час монтажу огорожі монтажники повинні кріпитися карабінами до страхувального канату з анкерною балкою.

Розташування вантажів. Забороняється накопичення важких матеріалів на палубі до встановлення проміжних підпорок. Після розміщення проміжних опор не допускається укладання пакетів щитів висотою понад 0,5 м без додаткового кріплення.

Погодні умови. Роботи не виконуються під час інтенсивних опадів, ожеледиці, туману або вітру швидкістю 10 м/с і більше.

Робота з опалубкою на поверхах. Під час монтажу опалубки на ярусі (поверсі) забороняється перебування людей на нижніх поверхах, які підтримують опалубку.

Інструменти та механізми. Всі інструменти та механізми повинні експлуатуватися відповідно до інструкцій та паспортів виробника, дотримуючись правил техніки безпеки.

Медичне забезпечення. В зоні проведення робіт повинна бути аптечка з набором засобів для надання первинної медичної допомоги у разі травмування.

4.8. Демонтаж горизонтальної опалубки

Демонтаж опалубки здійснюється послідовною перестановкою стояків-опор, що полягає у виведенні їх з-під балок, знятті підтримуючих головок і підведенні під монолітну плиту перекриття з фіксацією гвинтами для забезпечення напруженого стану конструкції.

Основні положення та порядок виконання демонтажу:

Поділ на ділянки. Демонтаж і перестановка стояків проводиться по окремих ділянках, розмір яких не перевищує 6×6 м уздовж головних і другорядних балок, що забезпечує безпечну і контрольовану роботу без перенавантаження перекриття.

Послідовність робіт. Монтажник знімає проміжні стояки, відгвинчуючи замки, після чого на опорах з триногами молотком вибиває клин нижньої головки. Головка разом з балками та щитом палуби осідає приблизно на 60 мм.

М-1 та М-2 за допомогою спеціальних вилок повертають другорядні балки навколо поздовжньої осі на 90° .

М-3 і М-4, перебуваючи на монтажних столиках, висувають щити та передають їх М-1 і М-2 для складування у спеціальні контейнери. Контейнери обладнані колесами для полегшення пересування.

Аналогічним чином демонтуються другорядні та головні балки.

Перестановка стояків під плиту перекриття. Після звільнення ділянки перекриття розміром 6×6 м виконуються такі операції:

- знімаються підтримуючі головки зі стояків-опор;
- стояки виводяться та підводяться під монолітну плиту;
- встановлюються в напруженому стані у заздалегідь розмічених фарбою місцях.

- після завершення операцій на одній ділянці аналогічні дії виконуються на наступній частині перекриття.

Проектні вимоги. Підведення та розкріплення стояків під плити перекриття, бетон яких набрав 100 % проектної міцності, а також кількість ярусів стояків, що підлягають демонтажу одночасно на вертикалі будівлі, визначаються спеціальним проектним рішенням. При цьому враховуються:

- несуча спроможність перекриття;
- темпи будівництва;
- умови тужавлення бетону.

Демонтаж для складних конструкцій. Для балконів, консольних перекриттів та інших виступаючих конструкцій застосовується спеціальна система опалубочних пристосувань, яка забезпечує безпечний демонтаж та перестановку елементів.

4.9. Контроль якості монтажу опалубки

Поопераційний контроль якості робіт з монтажу горизонтальної опалубки здійснюється у відповідності до вимог, наведених у таблиці 4.3.

Основні етапи та заходи контролю:

Контроль висотного рівня. Обов'язково перевіряють рівень підлоги опалубки;

Виконується винесення в натуру позначок закладних деталей перекриттів, фасадних елементів, віконних та дверних прорізів.

Це дозволяє переконатися, що опалубка встановлена на правильній висоті та забезпечує точне положення всіх інженерних елементів будівлі.

Контроль відхилень від вертикалі та осевого положення.

Для перевірки вертикальності та можливих викривлень ядра жорсткості будинку (ліфтових і сходових кліток) у кутах фундаментного ростверку закладаються контрольні маяки або мітки;

Вибирають зручні місця для доступу до цих маяків під час виконання робіт.

Контрольні візирні марки на опалубці. На підлозі опалубки в кутах встановлюються спеціальні кронштейни з візирними марками (палетками);

Візирні марки на опалубці повинні збігатися по вертикальній осі з маяками на фундаменті, що дозволяє перевірити правильність розташування опалубки по горизонталі та вертикалі.

Контроль розмірів прорізів. Розміри контрольних прорізів в перекриттях визначаються у плані виробництва робіт (ПВР) відповідно до застосовуваних інструментів для вимірювання, таких як нівеліри, рулетки, теодоліти або лазерні далекоміри.

Систематичне виконання поопераційного контролю дозволяє вчасно виявити відхилення та уникнути дефектів у подальших етапах монтажу та бетонування.

Поопераційний контроль є важливим елементом організації робіт, який забезпечує перевірку відповідності всіх операцій проєктним вимогам і нормативам. Контроль проводиться на кожному етапі монтажу опалубки: перевіряється правильність установки стояків та балок, точність закріплення щитів, рівень горизонтальності та вертикальності конструкцій. Результати перевірок фіксуються в журналах, що дозволяє вчасно виявляти відхилення та усувати їх до переходу до наступного етапу робіт.

При виконанні монтажних та будівельних робіт з опалубкою допускаються певні відхилення, що регламентують точність виготовлення та встановлення елементів конструкції. Зокрема, контроль здійснюється за такими параметрами:

Точність виготовлення інвентарних елементів опалубки. Вимірюються розміри щитів, балок, стояків та інших складових. Відхилення допускаються в межах значень, визначених нормативними документами та проєктною документацією.

Точність установки опалубки на об'єкті. Перевіряється горизонтальність та вертикальність установлених щитів і опор;

Враховуються відхилення при виставленні телескопічних стояків, проміжних підпорок та бортових елементів.

Таблиця 4.3.

Контроль якості робіт по монтажу опалубки

Хто контролює		Контроль якості операцій			
Майстер	Виконроб	Склад	Способи	Періоди	Залучені спеціалісти
Операції, що підлягають контролю					
1	2	3	4	5	6
Роботи з підготовки встановлення опалубки	Роботи з підготовки встановлення опалубки	- Відповідність проекту і якості опалубочних щитів (геометричні розміри всіх елементів кріплень, стан матеріалів опалубки)	Візуальний огляд Рулетка	До встановлення опалубки	-
		- Правильність зберігання	Візуальний огляд	До встановлення опалубки	-
		- Якість кріплень опалубки, риштувань	Візуальний огляд	В процесі установки щитів	-
Встановлення опалубки		- Відповідність проектних відміток і розмірів, горизонтальність, і вертикальність	Нівелір, вісок будівельний, рулетка	В процесі встановлення опалубки	-
		- Якість поверхні опалубки (щільність в з'єднаннях щитів, місцеві викривлення), очищення від бруду і сміття	Візуально 2-х метровою рейкою зі щупом	В процесі встановлення опалубки	-

Перепади поверхонь. Контролюється рівність горизонтальних та вертикальних поверхонь опалубки;

Необхідна кількість машин, механізмів, устаткування, будівельного інструменту, інвентарю та спеціальних пристроїв для виконання робіт наведена у таблиці 4.4. Ця таблиця дозволяє планувати забезпечення об'єкта для своєчасного та безпечного виконання будівельного процесу.

Таблиця 4.4.

Потреба в машинах, устаткуванні, інструменті, інвентарі і пристроях

Машина устаткування, інструмент, інвентарні пристрої	Тип	Марка	Кількість	Технічна характеристика
1	2	3	4	5
1. Строп 4-гілковий	4СК-3,2	-	2	Вантажопідйомність- 3,2 т
2. Електроточило		ИЗ-9703	1	300 Вт
3. Теодоліт		ТТ-5	1	
4. Нівелір		-	1	
5. Косинець металевий	-	К-1	1	
6. Рівень будівельний	-	РБ 3-300	1	
7. Висок будівельний	-	ВБ-600	1	
8. Рулетка мірна	-	РМ 3-10	2	
9. Лом монтажний	ЛМ-32	-	1	Довжина 132 см
10. Лом-цвяходер	ЛГ20	-	1	Довжина 60см
11. Молоток шанцевий	МША-1	-	1	
12. Строп 2-гілковий	2СК-3,2	-	2	Вантажопідйомність- 3,2 т
13. Молоток столярний	МСТ-3	-	1	
14. Молоток теслярський	МПЛ-1	-	1	
15. Ножівка тесляра по дереву	-	-	1	
16. Рубанок	-	-	1	
17. Сокира будівельна	А-2		1	
18. Плоскогубці комбіновані	-		1	
19. Ключ гайковий розвідний	-	7813-0034	2	
20. Щітка	КМА 195		1	
21. Щітка ручна з дроту	-		1	
22. Електропилка ручна дискова GKS 54CE	-	BOSCH	1	1150 Вт
23. Вилка для балки	586182		2	
24. Струбцина	Інд. розр.		4	
25. Столик універсальний	-		1	1,2м*0,6м*1,4м
26. Електропилка ручна дискова RZ 1-70-2	-	REBIR	1	1300 Вт
27. Електродріль ударної дії GSB 182RE	-	BOSCH	1	600 Вт
28. Електроперфоратор HR 4000C	-	MAKITA	1	1050 Вт
29.Електрорубанок GHO 36-82C	-	BOSCH	1	850 Вт
30. Електролобзик GST 100BCE	-	BOSCH	1	650 Вт
31. Шліфувальна кутова машина електрична PWS 6-115	-	BOSCH	1	650 Вт

РОЗДІЛ 5. ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВНИЦТВА

5.1. Проєктування будівельного генерального плану

Будівельний генеральний план є невід’ємною частиною проєкту виконання робіт і являє собою документ, на якому позначаються: житловий будинок, місця зберігання матеріалів і конструкцій, маршрути пересування машин і механізмів, розташування тимчасових будівель та споруд, мережі водопостачання й електропостачання, а також інші комунікації на будівельному майданчику для ефективного забезпечення виконання будівельно-монтажних робіт з мінімальними трудовими й матеріальними витратами та у встановлені строки.

Будівельний генеральний план створюється з урахуванням рішень генерального плану об’єкта, відповідності технології спорудження об’єкта, прийнятої у календарному графіку, дотримання вимог охорони праці, протипожежних норм і санітарних вимог, раціонального використання території будівельного майданчика, зменшення матеріальних і трудових витрат на спорудження тимчасових будівель і споруд шляхом використання постійних мереж водопостачання, водовідведення, енергозабезпечення, під’їзних шляхів та інших споруд, які проєктуються для подальшої експлуатації об’єкта.

Площа складів для зберігання конструкцій, матеріалів і напівфабрикатів визначається за формулою:
$$S = \frac{n \times Q_3 \times K \times a}{t \times q} \text{ (м}^2\text{)},$$

де n – кількість днів запасу матеріалів або конструкцій на складі; Q_3 – сумарна потреба в матеріалах чи конструкціях; t – тривалість використання матеріалів або конструкцій відповідно до графіка виконання робіт (визначається на основі календарного плану); K – коефіцієнт нерівномірності постачання матеріалів або конструкцій (приймається в межах 1,3–1,5); a – коефіцієнт, який враховує наявність проходів у складських приміщеннях; q – норма зберігання матеріалів або конструкцій на 1 м² площі складу. Обчислення площ складських приміщень наведено у табл. 5.1.

Таблиця 5.1.

Розрахунок площ складських приміщень

Найменування матеріалів і конструкцій	Од. виміру	Потреба, (Qз)	Тривалість витрати (t), днів	Добова потреба (Q/t)	К-ть днів запасу (n)	Коеф. нерівно мір. (K)	Запас на складі (P/t×n×k)	Коеф. проходу (a)	Норма зберігання (q)	Потрібна площа (S), м ²	Тип конструкції складу
Арматурні каркаси, сітки	1т	236	156	1,85	7	1,3	16,83	1,2	0,8	26,34	Відкритий
Цегла керамічна на піддонах	тис. шт.	1300	120	8,77	7	1,3	79,8	1,2	0,7	135,6	Відкритий
Сходові площадки та марші	шт.	90	156	4	7	1,3	36,4	1,2	0,7	63,5	Відкритий
Перемички залізобетонні	м ³	29,7	120	0,2	7	1,3	1,82	1,2	2,0	1,05	Відкритий
Металопластикові вікна, двері	м ²	1975	120	5,02	10	1,3	65,26	1,3	25	3,67	Навіс
Плити з мінеральної вати	м ³	9956	120	4,39	10	1,3	57,07	1,3	1,0	75,1	Навіс
Цемент	т	27	120	0,1	8	1,3	1,04	1,5	1,0	1,50	Закритий
Пісок	т	80	120	0,5	8	1,3	5,2	1,2	2,0	3,0	Відкритий
Фарба	т	0,065	36	0,002	5	1,3	0,013	1,5	0,6	0,035	Закритий
Скло	м ²	1500	36	17,14	8	1,3	178,25	1,4	80	3,0	Навіс

Разом: закритих складів - 1,535 м²
 навісів - 78,77 м²
 відкритих складів - 229,50 м²

Розрахунок потреби в воді.

1. Витрати води на забезпечення виробничих потреб визначаються за формулою:

$$Q_1 = \frac{Vq_1K_1}{n}$$

де V – обсяг будівельних робіт;

q_1 – норма витрат води;

K_1 – коефіцієнт нерівномірності споживання води.

Для бетонних робіт:

$$Q_1 = \frac{2766,2 \times 1,5}{27 \times 8,2} = 18,75 \text{ л/год} = 0,0052 \text{ л/с}$$

Для штукатурних робіт:

$$Q_1 = \frac{12752 \times 1,5}{27 \times 8,2} = 86,4 \text{ л/год} = 0,024 \text{ л/с}$$

2. Витрати води на обслуговування будівельних і транспортних машин:

$$Q_2 = Mq_2K_2 = 6 \times 10 = 60 \text{ л/год} = 0,0167 \text{ л/с}$$

де M – кількість машин та обладнання;

q_2 – норма витрат води на відповідний вимірювач;

$K_2 = 1,5\text{--}2$ – коефіцієнт погодинної нерівномірності витрат води.

3. Витрати води на санітарно-технічні потреби:

$$Q_3 = \frac{Nq_3K_3}{n} = \frac{22 \times 20 \times 3}{8,2} = 161 \text{ л/год} = 0,045 \text{ л/с}$$

де N – кількість працівників в одну зміну;

q_3 – питомі витрати води на одного працівника за зміну, л;

$K_3 = 3$ – коефіцієнт погодинної нерівномірності витрат води на господарські та питні потреби.

4. Розрахункові погодинні витрати води на душові потреби:

$$Q_4 = \frac{q_4 \times N}{m} = \frac{30 \times 22}{0,75} = 880 \text{ л/год} = 0,245 \text{ л/с}$$

де $q_4 = 30$ л – норма витрат води на прийняття душу одним працівником;

$m = 0,75$ год – тривалість роботи душових установок.

5. Погодинні витрати води на протипожежні потреби:

$$Q_5 = 3600 \times q_5 = 3600 \times 10 = 10 \text{ л/с}$$

Загальні розрахункові витрати води:

$$Q_{\text{заг}} = Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 = 0,024 + 0,0167 + 0,045 + 0,245 + 10 \\ = 10,33 \text{ л/с}$$

Розрахунок діаметра труб тимчасового водопроводу на період максимального водоспоживання та пожежогасіння:

$$D = \sqrt{\frac{4q \times 1000}{\pi v}} = \sqrt{\frac{4 \times 10,33 \times 1000}{3,14 \times 1,2}} = 104,72 \text{ мм.}$$

де $v = 1,2 \text{ л/с}$ – швидкість руху води у трубопроводах.

Для тимчасового водопроводу приймаємо сталеві труби діаметром 110 мм та об'єднуємо виробниче і протипожежне водопостачання.

Визначення потреби в електроенергії. Електропостачання будівельного майданчика здійснюється від трансформаторної підстанції. Електроенергія на будівельному майданчику використовується на виробничі необхідності для живлення будівельних машин і механізмів, на внутрішнє освітлення приміщень і зовнішнє освітлення будівельного майданчика відповідно до табл. 5.2.

Таблиця 5.2.

Механізми, що споживають електроенергію

Назва	Марка	Витрати електроенергії, кВт
1. Баштовий кран	КБ-573	50
2. Підйомник	Т-41	16
3. Зварювальний апарат змінного струму (2шт)	СТН-350	25x2
4. Установка компресорна	СО-7А	4,5
5. Пристрій для фарбування	СО-74А	0,27x3
Всього		121,31кВт

Потужність електромережі для освітлення території виконання робіт і допоміжних приміщень подано у таблиці 5.3.

Таблиця 5.3.

Потужність електромережі для освітлення зони виконання робіт

Споживач	Одиниця виміру	Норми для освітлення	Об'єм	Потреба кВт
1.Зведення збірного з/б перекриття	1000 м ²	2,4	0,68	1,632
2. Відкриті склади	100 м ²	1	2,25	2,250
3. Охоронне освітлення	1км	1,8	0,24	0,432
4. Прожектори	шт	0,5	16	0,8
5. Земляні роботи	1000 м ²	0,8	0,68	0,544
6. Контори	100 м ²	1,5	0,36	0,54
7. Їдальня	100 м ²	1	0,27	0,27
8. Гардероб з душовою	100 м ²	1,5	0,18	0,27
9. Приміщення для обігріву	100 м ²	1	0,27	0,27
10. Сушка	100 м ²	1	0,09	0,09
11. Туалет	100 м ²	1	0,045	0,045
12. Закритий склад	100 м ²	1	0,08	0,08
Разом				7,223

Необхідна потужність трансформатора, із розрахунку на максимальне споживання електроенергії одночасно всіма працюючими споживачами:

$$N = 1,1 \left(\sum \frac{N_c K_1}{\cos \phi} + \sum \frac{N_T K_2}{\cos \phi} + \sum N_{O.B.} K_3 + \sum N_{O.H.} K_4 \right),$$

де 1,1- коефіцієнт, що враховує втрати потужності мережі;

N_c –силова потужність машини;

N_T –потрібна потужність на задоволення технологічних нужд;

$N_{O.B.}$ – потрібна потужність для внутрішнього освітлення;

$N_{O.H.}$ – потрібна потужність для зовнішнього освітлення;

K_1, K_2, K_3, K_4 –коефіцієнти попиту;

$\cos \phi$ –коефіцієнт потужності.

$$N = 1,1 \left(\frac{121,31 \times 0,45}{0,5} + 3,815 \times 0,35 + 3,408 \times 1 \right) = 125,32 \text{ кВ} * \text{А}$$

Приймаю трансформаторну підстанцію типу КТПН-72М-250 потужність якої становить 250 кВ*А.

Витрати електроенергії на освітлення. Необхідний світловий потік для освітлення площі $S=3600 \text{ м}^2$:

$$F = E_{cp}SKm = 2 \times 3600 \times 1,5 \times 1,5 = 16200 \text{ лм},$$

де E_{cp} – норма освітленості;

$K=1,5$ коефіцієнт запасу, який враховує втрати світла від забрудненого скла прожектора;

$m=1,5$ коефіцієнт який враховує втрати світла по сторонах.

Приймаємо вісім прожекторів по дві лампи тип прожектора НГ127-150 з потужністю 150 Вт і видимістю - 15,3 лм/Вт.

Розрахунок площ адміністративних і санітарно - побутових приміщень наведені в таблиці 5.4.

Таблиця 5.4.

Розрахунок площ адміністративних і санітарно - побутових приміщень

Найменування приміщень	Розр. К-сть робітн. (Н)	Норма площі на 1 роб. (п)	Потрібна площа (м ²)	Прийняті інвентарні тимчасові будинки			
				К-ть	Розміри	Площа, м ²	Тип
Прохідна	1	4,0	4,0	1	4,5*2,2	8,8	Конт
Конт. виконроба	3	4,0	12,0	1	6,0*3,0	14,9	Конт
Інструментальна	1	-	-	1	6,7*3,0	18,8	Конт
Побутове прим. субпідрядника	-	-	-	1	8,5*3,1	24,4	Конт
Побут. приміщ. для робочих	16	0,7	11,2	1	7,4*3,1	20,7	Конт
Приміщення для робітників	49	0,7	39,9	3	6,7*3,0	18,0	Конт
Кімната для прийому їжі	20	1,0	20,0	1	10,6*3,1	29,6	Конт
Кімната для відпочинку	16	1,0	16,0	1	7,4*3,1	20,7	Конт
Навіс для відпочинку	20	1,0	20,0	1	4*5,0	20,0	Зб.-розб.
Душова	8	0,54	4,32	1	6,0*2,7	14,5	Конт
Вбиральня	2	0,5	1,0	1	2,7*2,0	4,3	Конт

Розрахунок тимчасового електропостачання наведений в таблиці 5.5.

Таблица 5.5.

Розрахунок тимчасового електропостачання

№	Найменування груп електроспоживачів будівельного майданчика	Кількість електроспоживачів	Встановлена потужність	Коеф. попиту	Коеф. потужності	tgφ	Розрахункове навантаження		
			Рк	Кс	cosφ		Активне навантаження	Реактивне навантаження	Повне навантаження
			кВт	-	-		Рр.=Рк*Кс кВт	Qp=Рк*tgφ кВар	кВ*А
1	Баштовий кран КБ-573	1	182	0,3	0,5	1,73	54,6	94,46	109,1
2	Розчинонасос СО-48 Б	1	2,2	0,7	0,8	0,73	1,54	1,12	1,9
3	Штукатурна станція "Салют-3"	1	10,0	0,5	0,65	1,15	5,0	0,74	5,05
4	Електрофарбопульт СО-47	2	0,27	0,1	0,4	2,25	0,027	0,06	0,065
5	Компресорна установка СО-7А	1	4,0	0,7	0,8	0,73	2,8	2,04	3,46
6	Віброрейка СО-47	2	0,6	0,1	0,4	2,25	0,06	0,13	0,143
7	Поверхневий вібратор ИВ-66	2	0,6	0,1	0,4	2,25	0,06	0,13	0,143
8	Глибинний вібратор И-18	2	0,8	0,1	0,4	2,25	0,08	0,18	0,196
9	Зварювальний апарат СТН-350	2	2,5	0,35	0,4	2,25	8,75	19,68	21,53
10	Освітл. Території прожектор ПЗМ-35	6	0,6	1	1	0	0,6	0	0,6
11	Освітлювач РКУ	6	0,2	0,8	1	0	0,16	0	0,16
12	Освітлен. внутр. майданч. доріг	0,38 км	2,5	1	1	0	2,5	0	2,5
13	Охоронне освітлення	0,2	1,5	1	1	0	1,5	0	1,5
14	Освітлення приміщень	23,07 м2	1,5	0,8	1	0	1,2	0	1,2
15	Установка електропрогріву	1	40	0,5	0,85	0,6	20,0	12	23,32
16	Електрокалорифер ВНИИОМС	13 шт.	15,6	0,5	0,85	0,6	7,8	4,68	9,09
17	Електросвердло	2	0,6	0,1	0,4	2,25	0,06	0,13	0,143
	Електроточило	2	0,6	0,1	0,4	2,25	0,06	0,13	0,143
	Циркульна електропила	2	0,6	0,1	0,4	2,25	0,06	0,13	0,143

На основі розрахунків приймаємо трансформаторну підстанцію технічні характеристики якої наведені в таблиці 5.6.

Таблиця 5.6.

Технічні характеристики трансформаторної підстанції

Тип підстанції	Потужність трансформатора кВ *А	Тип трансформатора	Маса, т
КТПН –71М –250	250	ТМ250/6(10)	1,65

РОЗДІЛ. 6. ОХОРОНА ПРАЦІ

6.1. Аналіз небезпечних виробничих факторів

Аналіз небезпечних та шкідливих виробничих факторів, що виникають під час будівництва представлений в таблиці 6.1.

Таблиця 6.1.

Аналіз небезпечних та шкідливих виробничих факторів

Небезпечні і шкідливі виробничі фактори	Джерело, види робіт	Кількісні оцінки	Норматив
Обрушення ґрунту	Земляні роботи	$H_k = -2.8\text{м}$, $i = 1:0.25$ ґрунт-суглинок, РГВ = - 5.5м	НПАОП 45.2-7.02-12
Будівельні, шляхові та інші мобільні машини	Земляні, монтажні, бетонні роботи	$V_n = 5$ км/год $V_{np} = 15$ км/год	НПАОП 45.2-7.02-12
Риштування, підмости та інші засоби риштування	Внутрішні та зовнішні оздоблювальні роботи	$H = 2.72\text{м}$ $H = 74.70\text{м}$	НПАОП 45.2-7.02-12
Падіння людини з висоти	Монтажні, покрівельні, бетонні, опоряджувальні роботи а)зовнішні б)внутрішні	$H = 78,73\text{м}$ $H = 74,70\text{м}$ $H = 73.75\text{м}$ $H = 74,70\text{м}$ $H = 2,72\text{м}$	НПАОП 45.2-7.02-12
Падіння конструкцій та інших предметів, відлітаючи предмети,	Монтажні роботи	$H = 78,73\text{м}$	НПАОП 45.2-7.02-12
	Бетонні роботи	$H = 73.75\text{м}$	НПАОП 45.2-7.02-12
	Покрівельні роботи	$H = 74,7\text{м}$	НПАОП 45.2-7.02-12
	Оздоблювальні роботи	$H = 74,7\text{м}$	НПАОП 45.2-7.02-12
Підйомне обладнання, механізми	Кран, вантажозахватні пристрої	$R_{оп.з} = 45\text{м.}$	НПАОП 45.2-7.02-12
Електричний струм	Зварювальні, монтажні роботи, електрообладнання, освітлення	380/6000В 220-380В 220В	НПАОП 45.2-7.02-12
Шкідливі речовини	Малярні роботи	200 мг/м ³	НПАОП 45.2-7.02-12

Вібрація	Ущільнення бетонної суміші	150 Гц $V = 0.2 \text{ м/с}$	НПАОП 45.2-7.02-1 2
Виробничий пил	Вантажні роботи, цемент	$\text{ГДК} = 18 \text{ мг/м}^3$ $\text{ГДК} = 10 \text{ мг/м}^3$	НПАОП 45.2-7.02-1 2
Виробничий шум	Автотранспорт, вібратор	<85ДБ	НПАОП 45.2-7.02-1 2
Метеорологічні умови	Покрівельні, монтажні, кам'яні роботи	$\phi < 75\%$ $V < 15 \text{ м/с}$ $t < 26^\circ\text{C}$ $t > -29^\circ\text{C}$	НПАОП 45.2-7.02-1 2
Недостатнє освітлення робочої зони	Автошляхи, штукатурні, монтажні, малярні, покрівельні роботи, бетонні роботи	2лк 50лк 30лк 150лк 75лк 30лк	НПАОП 45.2-7.02-1 2
Атмосферна електрика	Захист від удару блискавки	0.9 уд/рік II категорія	НПАОП 45.2-7.02-1 2
Протипожежна безпека	Електрозварювальні, покрівельні роботи	II ступінь вогнестійкості. Категорія вогнестійкості і вибуховості В	НПАОП 45.2-7.02-1 2 ДБН В.1.1-7-2016

6.2. Заходи профілактики виявлених факторів

Організація будівельного майданчика, зон виконання робіт і робочих місць повинна гарантувати безпечні умови праці працівників на всіх етапах проведення робіт.

Під час організації будівельного майданчика, розташування ділянок робіт, робочих місць, шляхів пересування будівельної техніки та проходів для працівників визначаються небезпечні зони, у межах яких постійно діють або можуть виникати небезпечні виробничі фактори.

Небезпечні зони мають бути позначені знаками безпеки та попереджувальними написами встановленого зразка.

Для запобігання доступу сторонніх осіб територія будівельного майданчика огорожується. Конструкція огорож повинна відповідати вимогам нормативної документації. Огорожі, що межують із місцями масового проходу людей, обладнуються захисними козирками.

Безпечне виконання робіт у темний час доби забезпечується освітленням проїздів, проходів, складських майданчиків і робочих зон.

Будівельні та інші машини. Межі небезпечних зон поблизу рухомих елементів і робочих органів машин визначаються відстанню до 5 м.

Швидкість руху автотранспорту поблизу місць проведення робіт не повинна перевищувати 10–15 км/год на прямих ділянках та 5 км/год на поворотах.

До початку робіт із використанням машин керівник визначає схему їх пересування та місця встановлення, способи занулення або заземлення машин з електроприводом, встановлює порядок взаємодії та сигналізації з робітником-сигнальником, а також визначає його місце перебування. У зоні роботи машин встановлюються попереджувальні знаки та написи з техніки безпеки.

Риштування, підмостки та інші засоби підмашування. Під час монтажних робіт використовуються інвентарні риштування, виготовлені за типовими проєктами. Для монтажу застосовуються металеві трубчасті риштування. Матеріалом для їх елементів слугують водопровідні труби без різьби та муфт.

Щити настилів виготовляються з дощок товщиною 50 мм, закріплених на поперечних планках цвяхами із загнутими кінцями.

Падіння працівників з висоти. Під час монтажу конструкцій покриття та виконання зварювальних робіт необхідно користуватися монтажними поясами. На риштуваннях і підмостках встановлюються огорожі висотою 1,1 м.

Забороняється виконання робіт під час ожеледиці, туману, що обмежує видимість у межах робочої зони, грози та вітру швидкістю 15 м/с і більше.

Для переходу працівників на висоті по горизонтальних або похилих поверхнях застосовуються перехідні містки з огорожею висотою 1,1 м.

Під час пересування працівників по конструктивних елементах будівлі використовуються страхувальні канати з гнучких сталевих тросів, до яких працівник закріплюється карабіном запобіжного поясу.

Падіння конструкцій та предметів. Для запобігання цьому фактору необхідно правильно підбирати такелажні пристрої, вантажозахоплювальні

механізми та засоби для встановлення, вивірки й тимчасового закріплення будівельних конструкцій.

Стропування конструкцій виконується за заздалегідь розробленими схемами. Для цього використовуються інвентарні стропи, захвати та спеціальні траверси.

Електричний струм. Під час виконання робіт у темний період доби та при використанні машин з електроприводом існує небезпека ураження електричним струмом. Усі струмопровідні частини повинні бути недоступними для випадкового контакту або працювати під малою напругою (42 В).

Дроти повітряних ліній електропередачі розміщуються на висоті не менше 4,5 м, а в місцях проїзду автотранспорту - не менше 6 м. Усі металеві частини електрообладнання мають бути заземлені.

Шкідливі речовини. Під час робіт, пов'язаних із виділенням токсичних речовин (фарбування масляними фарбами, лаками), не допускається перевищення гранично допустимої концентрації ацетону - 300 мг/м³. У разі перевищення застосовуються засоби індивідуального захисту, зокрема респіратори.

Вібрація. Для захисту від вібрації використовуються віброзахисні рукавиці та спеціальне взуття. Вимоги до таких засобів захисту та їх ефективності регламентуються ДСТУ 12.4.002-97.

Крім того, працівники, які працюють із вібраційним обладнанням, повинні робити перерви кожні 30 - 40 хвилин.

Виробничий пил. У зоні виконання будівельних робіт гранично допустима концентрація пилу не повинна перевищувати 1 мг/м³. У разі перевищення нормативних значень застосовуються засоби індивідуального захисту. Для зменшення запиленості здійснюється полив території та своєчасне прибирання сміття.

Виробничий шум. Для забезпечення належних умов праці необхідно контролювати рівень шуму. Гранично допустимий рівень шуму становить 85 дБ.

Вібраційні та інші установки повинні регулярно перевірятися на відповідність допустимим шумовим характеристикам.

Для зниження шуму на машинах встановлюються захисні кожухи. Для індивідуального захисту працівників застосовуються протишумові навушники та шумозахисні каски.

Метеорологічні умови. Виконання робіт на відкритому повітрі при швидкості вітру 15 м/с і більше забороняється.

Освітлення робочих місць і будівельного майданчика. Для території будівельного майданчика та зон виконання робіт передбачено рівномірне освітлення з рівнем освітленості не менше 2 лк.

У разі недостатнього природного освітлення або під час роботи у темний час доби передбачається штучне електричне освітлення.

Освітлення будівельного майданчика здійснюється за допомогою ліхтарів, встановлених уздовж доріг, а робочих місць - переносними світильниками та лампами розжарювання.

6.3. Заходи профілактики в розділах кваліфікаційної роботи

В архітектурній частині проєкту розглянуто питання охорони праці, пов'язані з експлуатацією будівлі: міцність, надійність і вогнестійкість конструкцій та матеріалів, забезпечення достатнього освітлення, наявність необхідних санітарно-технічних систем, а також захист від шуму. Окрему увагу приділено благоустрою та озелененню прилеглої території.

У розділі «Організація будівництва» розглянуто такі питання охорони праці: забезпечення працівників необхідними засобами індивідуального захисту (спецодягом, спецвзуттям, захисними касками тощо); виконання заходів колективного захисту працівників (огороження, освітлення, вентиляція, захисні та запобіжні пристрої); • створення належних умов праці, харчування та відпочинку; • забезпечення протипожежних заходів під час будівництва; • охорона навколишнього середовища.

Висновок. Особливо небезпечним фактором для будівельників є електричний струм, що потребує застосування відповідних інженерних рішень. Для забезпечення безпечних умов праці виконується розрахунок пристрою заземлення баштового крана КБ-573.

6.4. Розробка інженерних рішень з питань охорони праці. Заземлення баштового крана КБ-573

Розраховується система заземлення баштового крана КБ-573, який підключений до розподільчого щита з глухо заземленою нейтраллю.

Допустиме значення опору пристрою занулення не повинно перевищувати 10 Ом. Питомий електричний опір ґрунту (піщаний ґрунт) становить:

$$\rho = 7 \times 10^2 \text{ Ом} \cdot \text{м}$$

Для вертикальних електродів використовуються сталеві труби діаметром 100 мм, а для горизонтальних з'єднувальних елементів - сталева арматура діаметром 6 мм.

Коефіцієнт сезонних умов:

$$K_m = 1,8.$$

Довжина електродів заземлення:

$$l = 2,5 \text{ м.}$$

Коефіцієнти використання заземлювачів приймаються такими:

$$\eta_{\text{в}} = 0,49 \eta_{\text{г}} = 0,42.$$

1. Обчислюємо опір розсіювання струму для одного вертикального заземлювача, виконаного зі сталеві труби Ø100 мм довжиною 2,5 м:

$$R_1 = 38,6 \text{ Ом}$$

Для забезпечення необхідного рівня захисту приймаємо чотири вертикальні електроди, розташовані на відстані 2,5 м один від одного:

$$\frac{a}{l} = 1$$

2. Визначаємо сумарний опір розтікання струму для всіх вертикальних заземлювачів:

$$R = \frac{38,6}{4 \times 0,49} = 12,25 \text{ Ом}$$

3. Обчислюємо опір розтікання струму горизонтального заземлювального контуру:

$$R_{Г.К.} = \frac{0,336}{50} \rho \cdot K_m \cdot \lg \left(\frac{50^2}{0,006 \times 0,5} \right) = 45,03 \text{ Ом}$$

4. Визначаємо фактичний опір горизонтальних заземлювачів з урахуванням коефіцієнта використання:

$$R_{Г.О.} = \frac{45,03}{0,42} = 107,2 \text{ Ом}$$

5. Розраховуємо загальний опір усієї системи заземлення:

$$R_{\Sigma} < 10 \text{ Ом}$$

Отриманий результат відповідає встановленим нормативним вимогам, отже вибрана кількість заземлювачів є достатньою та обґрунтованою.

Системи заземлення баштового крана КБ-573 наведена на рис. 6.1.

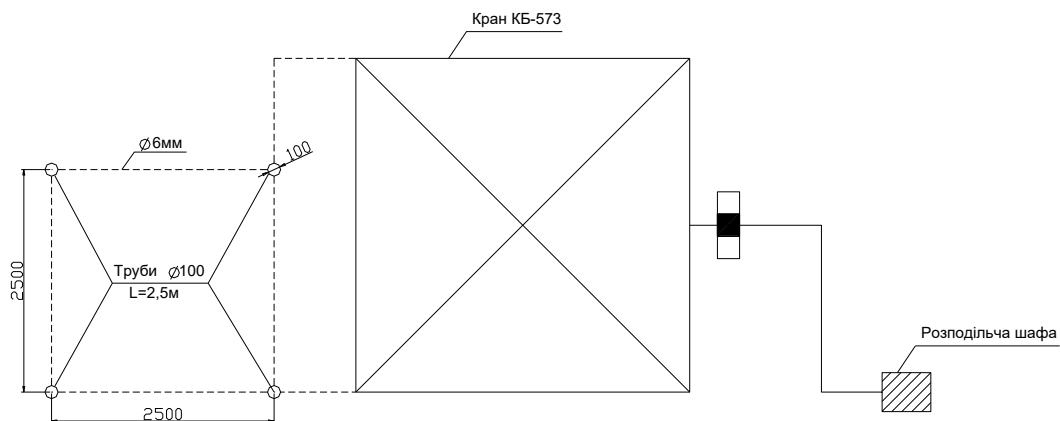


Рис. 6.1. Система заземлення баштового крану

ВИСНОВКИ

Проект розроблений для житлового каркасно-монолітного будинку класу наслідків (відповідальності) ССЗ, I ступеня вогнестійкості зі встановленим терміном експлуатації для житлових будинків - 100 років.

Запроектовано 22-х поверховий багатофункціональний житловий будинок з розмірами в плані 29,70х29,90 м.

На 1-му поверсі розташовані офісні приміщення, які мають належне планування, окремі входи та виходи.

В конструктивному розділі виконаний розрахунок монолітної залізобетонної плити перекриття товщиною 180 мм з бетону класу С25/30, підібрана арматура класу А240С та А400С.

Збір навантаження на перекриття виконано згідно ДБН Навантаження і впливи

Виконаний розрахунок монолітної залізобетонної стіни підвалу з бетону класу С25/30, армовані арматурою А400С.

В розділі Основи і фундаменти визначено розрахункові показники для ґрунтів будівельного майданчика, несучу здатність буронабивної палі по ґрунту та необхідну кількість паль для зовнішніх та внутрішніх несучих стін, діаметр палі 400 мм, довжина 20,0 м, крок розташування 1,2 м.

Технологічна карта розроблена на бетонування конструкцій з застосуванням розбірно-переставної дрібно щитової опалубки.

В розділі охорона праці проведений аналіз потенційних, небезпечних та шкідливих виробничих факторів та розраховане заземлення баштового крану КБ-573.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Планування та забудова територій : ДБН Б.2.2-12:2019. – [Чинні від 2019-10-01]. – К. : Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, Український державний науково-дослідний інститут проектування міст «Діпромiсто» імені Ю.М. Білоконя, 2019. – 174 с. – (Державні будівельні норми).
2. Будівельна кліматологія : ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 – [Чинні від 2011-11-01]. – К. : Мінрегіонбуд України, ДП «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій», 2011. – 119 с. – (Державний стандарт України).
3. Навантаження і впливи. Норми проектування : ДБН В.1.2-2:2006. – [Чинні від 2007-01-01]. – К. : Мінбуд України, Державне підприємство «Укразхбудінформ», 2006. – 75 с. – (Державні будівельні норми).
4. Будинки і споруди. Житлові будинки. Основні положення. Зі Зміною № 1: ДБН В.2.2-15:2019 – [Чинні від 2022-09-01]. – К. : Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2019. – 39 с. – (Державні будівельні норми).
5. Настанова з проектування та улаштування конструкцій будівель із застосуванням виробів із ніздрюватого бетону автоклавного тверднення : ДСТУ-Н Б В.2.6-202:2015. – [Чинні від 2016-07-01]. – К. : Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2016. – 104 с. – (Державний стандарт України).
6. Настанова з проектування монолітних бетонних і залізобетонних конструкцій будівель та споруд : ДСТУ-Н Б В.2.6-205:2015. – [Чинні від 2016-01-01]. – К. : Мінрегіон України, 2015. – 28 с. – (Державний стандарт України).
7. Теплова ізоляція та енергоефективність будівель : ДБН В.2.6-31:2021 – [Чинні з 2022-09-01 На заміну ДБН В.2.6-31:2016]. – К. : Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2021. – 42 с. – (Державні будівельні норми).

8. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення : ДБН В.2.6-98:2009 – [Чинні з 2011-06-01 На заміну СНиП 2.03.01-84*. Зміна №1 Чинна з 2020-06-01]. – К. : Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2021. – 65 с. – (Державні будівельні норми).
9. Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій. Загальні технічні умови : ДСТУ 3760:2019 - [Чинний від 2019-08-01. На заміну ДСТУ 3760:2006]. – К. : Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2021. – 21 с.
10. Практичний посібник із розрахунку залізобетонних конструкцій за діючими нормами України (ДБН В.2.6–98:2009) та новими моделями деформування, що розроблені на їхню заміну / [Бамбура А.М., Павліков А.М., Колчунов В.І. та ін.]. – К. : Толока, 2017. – 627 с.
11. Суміші бетонні. Технічні умови : ДСТУ Б В.2.7-96-2000 — К. : Державний комітет будівництва, архітектури та житлової політики України, 2000. – 40 с.
12. Будівельні матеріали. Настанова щодо застосування хімічних добавок у бетонах і будівельних розчинах : ДСТУ-Н Б В.2.7-175:2008. – К. : Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2010. – 31 с.
13. Будівельні матеріали. Бетони. Правила підбору складу : ДСТУ Б В.2.7-215:2009 – К. : Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2010. – 18 с.
14. Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення : ДБН А.3.2-2-2009 (НПАОП 45.2-7.02-12). – К. : Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2012. – 116 с.
15. Організація будівельного виробництва : ДБНА.3.1-5:2016 - [Чинний від 2017-01-01. На заміну ДБНА.3.1-5-2009]. – К. : Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2016. – 52 с.

16. Основи і фундаменти будівель та споруд. ДБН В.2.1–10:2018. – [Чинний від 2019–01 01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2018. – 35 с. – (Будівельні норми України).
17. Будівельні матеріали. Настанова щодо застосування хімічних добавок у бетонах і будівельних розчинах : ДСТУ-Н Б В.2.7-175:2008. – К. : Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2010. – 31 с.
18. Будівельні матеріали. Бетони. Правила підбору складу : ДСТУ Б В.2.7-215:2009 – К. : Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2010. – 18 с.
19. Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення : ДБН А.3.2-2-2009 (НПАОП 45.2-7.02-12). – К. : Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2012. – 116 с.
20. Організація будівельного виробництва : ДБНА.3.1-5:2016 - [Чинний від 2017-01-01. На заміну ДБНА.3.1-5-2009]. – К. : Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2016. – 52 с.
21. DSTU-N B EN 1994-1-1:2004 Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildinds
22. Ponomarov, P., Kostyra, N. (2025). Resistance of steel-reinforced concrete structures of the elevator working tower floor structures under dynamic loads. In Proceedings of the International Conference on Urban Infrastructure Sustainable Development and Renovation (MistoBUD-2025), 2025, Kharkiv, Ukraine (IOP Conference Series: Earth and Environmental Science, 1499, Article 012027). <https://doi.org/10.1088/1755-1315/1499/1/012027>
23. Ponomaryov, P. Y., & Kostyra, N. O. (2025). Stress–strain state of the working tower floor under dynamic loads. Theory and Design Practice, 2(36).
24. Kostyra, N.O., Malyshev, O.M., and Bakulina, V.M., 2019. Features of technical inspection and certification of commissioned construction objects. Machinery &

- Energetics. Journal of Rural Production Research, Vol. 10, No. 1, pp. 165–169. Available at: <http://dx.doi.org/10.31548/machenergy2019.01.165>.
25. Yakovenko, I. A., & Dmytrenko, Ye. A. 2022. Influence of reinforcement parameters on the width of crack opening in reinforced concrete. In Achievements of Ukraine and EU countries in technological innovations and invention: collective monograph (pp. 510–536). Riga: Izdevnieciba “Baltija Publishing”. <https://doi.org/10.30525/978-9934-26-254-8-18>
 26. Yakovenko I. A., Dmytrenko Ye. A., Bakay T. V., Denysenko D. O., Pochka K. I. Critical analysis of analytical and numerical models of bond between reinforcement and concrete // Strength of Materials and Theory of Structure: Scientific and technical collected articles. – K.: KNUCA, 2025. – Issue 115. – P. 244–261. <https://doi.org/10.32347/2410-2547.2025.115.244-261>
 27. Volume-Spatial Decisions of Buildings and Structures: Educational manual / Y. Bakulin, V. Bakulina, N. Kostyra. Kyiv : NULES of Ukraine, 2025. 262 p.
 28. Бакулін Є. А., Бакуліна В. М., Костира Н. О. Об’ємно-просторові рішення будівель і споруд: навч. посіб. Київ: НУБіП України, 2024. 264 с. Барабаш М.С., Костира Н.О., Томашевський А.В. Визначення напружено-деформованого стану та міцності пошкоджених несучих конструкцій інструментами ПК «ЛІРА-САПР». Український журнал будівництва та архітектури. Дніпро. – № 1(007). –2022. –С. 7-14. URL: <https://doi.org/10.30838/J.BPSACEA.2312.220222.7.827>
 29. Костира Н., & Бакуліна В. (2024). Напружено-деформований стан фундаментів висотної будівлі при влаштуванні стіни в ґрунті. Будівельні конструкції. Теорія і практика, (15), 110–123. <https://doi.org/10.32347/2522-4182.15.2024.110-123>
 30. Енергоефективний індивідуальний житловий будинок / Кащенко Т.О., Малишев О.М., Костира Н.О., Козак Ю.В., Андропова О.В., Болгарова Н.М. - Навчальний посібник для студентів спеціальностей 191 «Архітектура та містобудування», 192 «Будівництво та цивільна інженерія» – Київ: КНУБА, 2021. – 107с.