

**НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ БІОРЕСУРСІВ
І ПРИРОДОКОРИСТУВАННЯ УКРАЇНИ**

Факультет конструювання і дизайну

ПОГОДЖЕНО

**Декан факультету
конструювання і дизайну**

РОГОВСЬКИЙ
(підпис)

“ ____ ” ____ червня ____ 2026 р.

ДОПУСКАЄТЬСЯ ДО ЗАХИСТУ

Завідувач кафедри будівництва

(підпис) Ігор ЯКОВЕНКО

“ ____ ” ____ червня ____ 2026 р.

МАГІСТЕРСЬКА КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

На тему: Проектування прибуткового житла в м. Київ

Спеціальність 192 – «Будівництво та цивільна інженерія»

Освітня програма «Будівництво та цивільна інженерія»

Орієнтація освітньої програми освітньо-наукова

Гарант освітньої програми

Д.Т.Н., професор
(науковий ступінь та вчене звання)

(підпис)

Микола МАР'ЄНКОВ
(ПІБ керівника)

Керівник Магістерської кваліфікаційної роботи

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

(підпис)

Наталія КОСТИРА
(ПІБ керівника)

Виконав

(підпис)

Іван ІГНАТЕНКО
(ПІБ студента)

Київ 2026

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри будівництва,

Професор, д.т.н.

(науковий ступінь, вчене звання)

Ігор ЯКОВЕНКО

(підпис)

(ПІБ)

“ ” 2026р.

З А В Д А Н Н Я

ДО ВИКОНАННЯ МАГІСТЕРСЬКОЇ КВАЛІФІКАЦІЙНОЇ РОБОТИ СТУДЕНТА

Ігнатенка Івана Юрійовича

(прізвище, ім'я, по батькові)

Спеціальність 192 «Будівництво та цивільна інженерія»

(код і назва)

Тема Магістерської кваліфікаційної роботи: **Проектування прибуткового житла в м. Київ.**

затверджена наказом ректора НУБіП України від «16» 12 2024 р. № 2267 «С»

Термін подання завершеної роботи на кафедру 05 2026

(рік, місяць, число)

Вихідні дані до магістерської роботи: інженерно-геологічні умови майданчика будівництва, ескіз архітектурно-конструктивної частини проєкту, технічні умови Запроєктувати стіни з сендвіча нелей, фундамент стаканого типу.

Запроєктувати ферму для двоскатного дах.

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

Дата видачі завдання « » 20 р.

Керівник Магістерська кваліфікаційної роботи

К.Т.Н., доцент

(науковий ступінь та вчене звання)

Наталія КОСТИРА

(підпис)

(ПІБ)

Завдання прийняв до виконання

(підпис)

Іван ІГНАТЕНКО

(ПІБ)

РЕФЕРАТ

ЗАГАЛЬНА ХАРАКТЕРИСТИКА РОБОТИ

Актуальність теми.

У сучасному будівництві важко уявити будівництво великих будівель та інших об'єктів без якісних будівельних матеріалів, основним із яких є монолітний залізобетон. Безбалочні перекриття - це надзвичайно прості несучі конструкції, які складаються із залізобетонних плит однакової товщини. Монолітні безбалочні перекриття становлять значний обсяг сучасного домобудування, тому дослідження їхнього ефективного армування становить великий практичний інтерес.

Сучасне проектування безбалочних монолітних залізобетонних перекриттів в програмних комплексах («ЛІРА САПР», SCAD тощо), що базуються на МСЕ (методі скінченних елементів), стикається з проблемою нескінченного зростання моментів в точках обпирання плити на колону (пілон). Без коректного моделювання вузла (наприклад, через абсолютно жорсткі тіла - АЖТ) проектувальники отримують фіктивні піки зусиль. Це призводить до необґрунтованого переармування верхньої надопорної зони (надлишкові витрати сталі до 20–35%) та ускладнює розрахунок на продавлювання. Оптимізація моделі вузла є ключем до економічної ефективності без втрати надійності.

Метою наукової роботи є розробка методики оптимізації армування опорних зон шляхом уточнення розрахункових моделей у програмних комплексах, що дозволяє знизити металомісткість надопорної арматури при дотриманні вимог до міцності на продавлювання.

Об'єкт дослідження – напружено-деформований стан (НДС) опорних зон безбалочних монолітних залізобетонних перекриттів при статичному навантаженні.

Предмет дослідження – вплив способів моделювання вузла з'єднання «плита-колона» (зокрема використання АЖТ та скінченних елементів різної апроксимації) на розрахункові значення згинальних моментів та площу необхідного армування.

Методи дослідження.

- аналіз методів скінченних елементів для залізобетонних конструкцій, порівняння нормативних методик (ДСТУ, Eurocode) щодо розрахунку зрізу;
- комп'ютерне моделювання в ПК «ЛІРА САПР» з варіацією параметрів АЖТ, кроку сітки МСЕ та типів скінченних елементів;
- статистична обробка результатів для виявлення закономірностей зниження моментів.

Практичне значення одержаних результатів

1. Впровадження уточнених моделей дозволяє проектним організаціям зменшити витрати верхньої робочої арматури на 15–20%.
2. Результати роботи можуть бути використані як інструкція для інженерів-конструкторів щодо коректного моделювання вузлів з'єднання плити з колонами різного перерізу.

Особистий внесок здобувача полягає у:

- виконанні аналізу сучасних методів розрахунку та проектування монолітних залізобетонних безбалочних перекриттів;
- проведенні серії порівняльних розрахунків типових фрагментів монолітної плити перекриття з АЖТ та без них;
- розробці алгоритму підбору оптимального розміру жорстких вставок для мінімізації похибки розрахунку;
- формулювання висновків щодо економічної доцільності запропонованих рішень.

Особистий внесок здобувача в наукових працях наведений у списку публікацій автореферату.

Публікації. За матеріалами магістерської роботи опубліковано 1 тезу доповіді.

Структура і обсяг магістерської роботи. Магістерська робота складається із 8 розділів, додатків та списку використаних джерел із 63 найменувань. Робота викладена на 115 сторінках та містить додатки на 11 аркушах.

ОСНОВНИЙ ЗМІСТ РОБОТИ

У першому розділі розглянуто конструктивні особливості безбалочних монолітних перекриттів та специфіку роботи їх опорних зон. Показано, що ці конструкції широко застосовуються завдяки архітектурній гнучкості та технологічності, але найбільш уразливим місцем є зона спирання плити на колону, де виникають максимальні згинальні моменти та небезпека продавлювання.

Проаналізовано основні методи розрахунку:

- теорія пружних сіток (складна для практичного застосування). Окрім того, ця методика не може використовуватись для розрахунку безбалочного безкапітельного перекриття в системі рамного залізобетонного каркасу, так як вона виключає часткове защемлення плити на опорах та розглядає пружну пластину, що спирається на опорні точки;

- метод замінних рам (найбільш поширений у практиці);

У другому розділі виконано чисельне моделювання роботи опорної зони плити перекриття методом скінченних елементів.

Розглянуто особливості моделювання:

- використання пластинчастих і стержневих скінченних елементів;
- проблеми передачі зосереджених моментів у вузлі;
- вплив згущення сітки на результати розрахунку.

Показано, що без урахування жорсткості вузла:

- виникають завищені згинальні моменти;

- спостерігається некоректний розподіл зусиль;
- результати залежать від дискретизації сітки.

ВИСНОВКИ

У ході виконання наукової роботи було розв'язано актуальну задачу оптимізації армування безбалочних перекриттів. Основні результати:

1. Встановлено, що стандартне моделювання методом скінченних елементів (МСЕ) без врахування реальних габаритів опор призводить до появи фіктивних піків зусиль («піків» моментів), що тягне за собою необґрунтоване переармування опорних зон на 20-35%.

2. Доведено, що використання інструментарію АЖТ у програмних комплексах (ЛІРА САПР, SCAD) є найефективнішим способом моделювання жорсткості вузла «плита-колона». Це дозволяє не лише уточнити розрахункову модель, а й спростити технологію бетонування за рахунок усунення надмірної густоти арматурної сітки.

3. Чисельний експеримент підтвердив можливість зниження металомісткості надпорної арматури безбалочної монолітної плити перекриття в середньому на 15-20% без втрати несучої здатності на продавлювання.

4. Для отримання достовірних результатів проектування рекомендовано застосовувати згущення сітки СЕ у вузлах до розмірів перерізу колон/пілонів із обов'язковим введенням абсолютно жорстких тіл, що відповідають фізичним розмірам опори.

5. Встановлено, що використання стандартних моделей без АЖТ призводить до значного завищення поперечних сил у вузлі (на 40-80%). Це створює фіктивний дефіцит міцності плити на зріз, змушуючи проектувальників необґрунтовано збільшувати кількість поперечної арматури або товщину всієї плити.

6. Завдяки моделюванню реального габариту колони через АЖТ, розрахунковий контур продавлювання формується на відстані $2.0d$ від фактичної

грані опори, а не від теоретичної точки центру колони. Це дозволяє отримати достовірну довжину периметру u_l та коректно розподілити напруження зрізу $V_{Ed,\sigma}$ згідно з умовою $V_{Ed,\sigma} \leq V_{Rd,max}$.

7. Оскільки опір бетону продавлюванню $V_{Rd,c}$ безпосередньо залежить від коефіцієнта поздовжнього армування ρ_l (8.7), уточнення площі верхньої арматури через АЖТ дозволяє збалансувати міцність вузла. Зменшення «пікової» арматури на 28-37% не призводить до порушення умов міцності, оскільки попередня модель давала надлишковий запас, що лише ускладнював ущільнення бетону в критичній зоні.

8. Доведено, що зниження насиченості опорної зони арматурою (за рахунок усунення фіктивних піків зусиль) підвищує якість бетонування стику. Це мінімізує ризик утворення пустот у бетоні, що є критично важливим для забезпечення реальної несучої здатності плити на продавлювання у складних напружено-деформованих станах.

ЗМІСТ

ВСТУП.....	3
1. АНАЛІТИЧНИЙ ОГЛЯД.....	4
2. АРХІТЕКТУРНІ РІШЕННЯ.....	6
2.1. Рішення генерального плану.....	6
2.2. Об'ємно-планувальні рішення.....	8
2.3. Архітектурно-будівельні рішення.....	11
2.4. Зовнішнє опорядження.....	13
2.5. Внутрішнє опорядження.....	13
2.6. Заходи щодо захисту приміщень житлового будинку від шуму, вібрації та інших впливів.....	14
2.7. Протипожежні заходи.....	16
2.8. Вимоги щодо забезпечення енергетичної ефективності житлового будинку.....	18
3. РОЗРАХУНКОВО- КОНСТРУКТИВНА ЧАСТИНА.....	20
3.1. Розрахунок пілону марки П-0.1 в ПК «ЛІРА САПР».....	20
3.1.1. Збір навантажень на пілон.....	20
3.1.2. Розрахунок монолітного каркасу житлового будинку.....	22
3.1.3. Розрахунок армування монолітного залізобетонного пілону.....	27
3.2. Розрахунок монолітної плити перекриття.....	31
3.2.1. Розрахункові характеристики матеріалів та визначення внутрішніх зусиль в плиті перекриття.....	31
3.2.2 Визначення міцності перерізів, нормальних до поздовжньої осі елементу.....	34
3.2.3. Розрахунок міцності похилих перерізів.....	35
4. ОСНОВИ І ФУНДАМЕНТИ.....	36
4.1. Аналіз інженерно-геологічних умов майданчика.....	36
4.2. Розрахунок пальового фундаменту житлового будинку.....	39
5. ТЕХНОЛОГІЯ БУДІВНИЦТВА ТА ОХОРОНА ПРАЦІ.....	44

5.1. Технологія та організація виконання робіт з укладки керамогранітної плитки.....	44
5.1.1. Порядок виконання робіт.....	45
5.1.2. Облицювання підлоги.....	49
5.2. Техніка безпеки та охорона праці.....	51
6. ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВНИЦТВА	54
6.1. Послідовність виконання будівельних робіт.....	54
6.2. Потреба будівництва в кадрах.....	56
6.3. Потреба в майданчиках складування матеріалів, конструкцій, обладнання.....	57
6.4. Потреба будівництва в електричній енергії.....	58
6.5. Потреба будівництва у водопостачанні.....	60
7. ОХОРОНА НАВКОЛИШНЬОГО СЕРЕДОВИЩА.....	63
8. НАУКОВА ЧАСТИНА.....	66
8.1. Стан питання та аналіз методів розрахунку опорних зон.....	70
8.1.1. Конструктивні особливості безбалочних перекриттів та специфіка роботи опорних зон.....	70
8.1.2. Огляд чинних нормативних методик розрахунку на продавлювання.....	75
8.1.3. Аналіз чинників, що впливають на міцність: відсоток армування, клас бетону, форма колони.....	78
8.2. Чисельне дослідження напружено-деформованого стану опорних зон безбалочного монолітного залізобетонного перекриття.....	82
8.2.1. Особливості скінчено-елементного моделювання зони стику безбалочної плити перекриття та колони.....	82
8.2.2. Аналіз роботи вузла з'єднання монолітної безбалочної плити перекриття житлового будинку з найбільш навантаженою колоною.....	87
ВИСНОВКИ.....	107

ВИКОРИСТАНА ЛІТЕРАТУРА.....	109
ДОДАТКИ.....	115

ВСТУП

Сучасний етап розвитку міст характеризується стрімкими урбанізаційними процесами, зростанням щільності населення та підвищенням попиту на якісне й доступне житло. У цьому контексті особливої актуальності набуває проектування прибуткового житла як ефективної моделі використання міського простору, що поєднує соціальні, економічні та архітектурно-планувальні аспекти. Прибуткове житло виступає важливим елементом житлової інфраструктури, забезпечуючи потреби різних соціальних груп та створюючи умови для стабільного інвестиційного розвитку.

Місто Київ, як столиця України та один із найбільших мегаполісів Східної Європи, демонструє значний попит на орендне житло, що зумовлено як внутрішньою міграцією, так і динамічним розвитком економіки та сфери послуг. У зв'язку з цим постає необхідність формування нових підходів до проектування прибуткових житлових об'єктів, які відповідали б сучасним вимогам комфорту, енергоефективності, екологічності та економічної доцільності.

Актуальність теми дослідження визначається потребою вдосконалення архітектурно-планувальних рішень прибуткового житла в умовах щільної міської забудови, обмежених земельних ресурсів та зростаючих вимог до якості житлового середовища. Важливим є також врахування світового досвіду проектування орендного житла та адаптація найкращих практик до українських реалій.

Метою даної магістерської роботи є розробка концепції проектування прибуткового житла в місті Києві з урахуванням сучасних тенденцій розвитку житлової архітектури та принципів сталого розвитку.

Для досягнення поставленої мети необхідно вирішити такі завдання:

- проаналізувати сучасний стан та тенденції розвитку прибуткового житла в Україні та за кордоном;
- дослідити містобудівні умови та обмеження проектування в місті Києві;

- визначити основні принципи формування архітектурно-планувальних рішень прибуткового житла;
- розробити функціонально-планувальну та об'ємно-просторову структуру об'єкта;
- обґрунтувати економічну доцільність запропонованих рішень.

Об'єктом дослідження є прибуткове житло як тип житлової забудови. Предметом дослідження є архітектурно-планувальні та функціональні принципи проектування прибуткового житла в умовах великого міста.

Методи дослідження включають аналіз наукової літератури, нормативної бази, порівняльний аналіз аналогів, а також методи архітектурного моделювання та проектування.

Практичне значення отриманих результатів полягає у можливості їх застосування при розробці реальних проєктів прибуткового житла в Києві та інших великих містах України, а також у вдосконаленні підходів до формування комфортного та економічно ефективного житлового середовища.

Таким чином, дослідження спрямоване на вирішення актуальної проблеми сучасної архітектури та містобудування – створення якісного, доступного та прибуткового житла, що відповідає вимогам часу та потребам суспільства.

1. АНАЛІТИЧНИЙ ОГЛЯД

Проблематика проектування прибуткового житла має глибоке історичне підґрунтя та активно розвивається в сучасній архітектурній теорії і практиці. Прибуткові будинки як тип житлової забудови виникли ще у XIX столітті в європейських містах і були орієнтовані на отримання доходу від здачі житла в оренду. Вони формували цілісні міські ансамблі, забезпечуючи різні соціальні групи житлом відповідно до їх фінансових можливостей.

У сучасних умовах прибуткове житло трансформувалося у більш гнучку та різноманітну форму орендної нерухомості. У країнах Західної Європи та Північної Америки цей сегмент є важливою складовою житлового ринку. Значна увага

приділяється якості архітектурного середовища, енергоефективності будівель, соціальній інтеграції мешканців та створенню комфортних громадських просторів. Особливої популярності набули концепції *mixed-use* забудови, *co-living*, а також адаптивного використання будівель.

Аналіз зарубіжного досвіду показує, що успішні проекти прибуткового житла базуються на принципах функціональної гнучкості, раціонального використання площі, модульності та орієнтації на потреби різних категорій користувачів – від студентів до сімей та тимчасових працівників. Значну роль відіграють також питання транспортної доступності, інтеграції з міською інфраструктурою та наявності сервісів у межах житлового комплексу.

В Україні ринок прибуткового житла перебуває на стадії активного становлення. Тривалий час житлова політика була орієнтована переважно на індивідуальне володіння житлом, що обмежувало розвиток орендного сектору. Проте останніми роками спостерігається зростання попиту на орендне житло, особливо у великих містах, що пов'язано з внутрішньою міграцією, економічною нестабільністю та зміною стилю життя населення.

Місто Київ є найбільшим центром концентрації попиту на орендне житло в Україні. Це зумовлено високим рівнем ділової активності, наявністю освітніх установ, розвиненою інфраструктурою та значною кількістю тимчасових мешканців. Водночас існуюча пропозиція часто не відповідає сучасним вимогам якості, комфорту та доступності, що підкреслює необхідність впровадження нових підходів до проектування прибуткового житла.

Серед основних проблем, що потребують вирішення, можна виділити:

- недостатню типологічну різноманітність житла;
- низький рівень інтеграції житлових об'єктів у міське середовище;
- обмежене використання енергоефективних та екологічних технологій;
- відсутність комплексного підходу до формування соціальної інфраструктури.

Таким чином, аналітичний огляд показує, що проектування прибуткового житла в місті Києві є актуальним і перспективним напрямом дослідження, який потребує комплексного підходу, врахування міжнародного досвіду та адаптації його до національних умов. Це створює підґрунтя для розробки ефективних архітектурно-планувальних рішень, спрямованих на підвищення якості міського житлового середовища.

2. АРХІТЕКТУРНІ РІШЕННЯ

2.1. Рішення генерального плану

Місто Київ розташоване в межах помірно-континентальної кліматичної зони, що зумовлює виражену сезонність погодних умов із теплим літом і відносно м'якою зимою. Кліматичні особливості регіону мають суттєвий вплив на формування архітектурно-планувальних рішень, орієнтацію будівель, вибір конструкцій і матеріалів, а також забезпечення комфортного мікроклімату житлового середовища.

Середньорічна температура повітря в Києві становить приблизно $+8...+10$ °C. Найхолоднішим місяцем є січень, із середньою температурою близько $-3...-5$ °C, хоча можливі короточасні зниження до $-15...-20$ °C. Найтеплішим місяцем є липень, середня температура якого становить $+19...+22$ °C, з можливими піковими значеннями понад $+30$ °C у періоди спеки.

Річна кількість атмосферних опадів у Києві коливається в межах 550–650 мм. Більша частина опадів припадає на теплий період року (квітень–жовтень), із максимумом у червні–липні у вигляді дощів зливогого характеру. Взимку опади випадають переважно у вигляді снігу, проте сніговий покрив є нестійким через часті відлиги.

Вологість повітря в середньому становить 70–80% у холодний період року та знижується до 60–65% улітку. Значна вологість у поєднанні з низькими температурами взимку може впливати на тепловтрати будівель, що необхідно враховувати при проектуванні огорожувальних конструкцій.

Вітровий режим характеризується переважанням вітрів західного та північно-західного напрямків. Середня швидкість вітру становить 3–5 м/с. У холодний період року можливі посилення вітру, що підвищує тепловідчуття холоду, тоді як у літній період вітер сприяє природній вентиляції територій та будівель.

Тривалість сонячного саява в Києві становить у середньому 1800–2000 годин на рік. Найбільша кількість сонячних днів припадає на літній період, що створює сприятливі умови для інсоляції житлових приміщень. У зимовий період спостерігається значне зменшення тривалості світлового дня, що необхідно враховувати при проектуванні освітлення та орієнтації будівель.

Сніговий покрив утворюється зазвичай у грудні та тримається до кінця лютого або початку березня, проте його висота і тривалість залягання можуть значно варіюватися. Глибина промерзання ґрунту становить у середньому 0,8–1,2 м.

Таким чином, кліматичні умови Києва вимагають врахування факторів сезонних температурних коливань, вологості, вітрового навантаження та інсоляції при проектуванні прибуткового житла. Це дозволяє забезпечити енергоефективність будівель, комфортні умови проживання та довговічність архітектурних рішень.

Проектом для благоустрою території прибуткового житла передбачається:

- будову проїзду до будівель з прилеглим тротуаром;
- будову автопарковок;
- влаштування пішохідних доріжок, майданчиків для ігор дітей дошкільного та молодшого шкільного віку, майданчики для відпочинку дорослого населення, майданчиків для зайняття спортом, господарських майданчиків;
- встановлення спортивного, ігрового обладнання та МАФ для відпочинку;
- посадка дерев та декоративних чагарників;

- влаштування майданчика для встановлення контейнерів на відстані 20 м від житлового будинку;
- засів газонів газонними травами.

Проектом розроблено транспортно-пішохідні зв'язки, що забезпечують доступність до проєктованих споруд у межах відведеної території.

На територію житлових будинків передбачено один в'їзд.

Радіуси закруглень на примиканні проїжджих частин прийнято 6,00 та 3,00 м. Тротуари прийняті завширшки 2,00 м.

Нормована ширина проїжджої частини, згідно з вимогами [17], становить 4,20 м. У проєкті ширина проїздів прийнята 4,20 та 6,00 м.

Майданчики для стоянок автомобілів прийняті відповідно до вимог [8]. Протипожежні відстані від житлових будівель та споруд до відкритих майданчиків для стоянки автомобілів з максимальною допустимою масою менше 3,5 т не нормуються. Протипожежні відстані від меж організованих відкритих майданчиків для стоянки автомобілів з допустимою максимальною масою понад 3,5 т до будівель, споруд I-IV ступенів вогнестійкості класів конструктивної пожежної небезпеки СО повинні прийматися не менше 10 м. Відстань з боку стін без отворів не нормується. Відстань до будівель, споруд інших ступенів вогнестійкості та класів конструктивної пожежної небезпеки повинні становити не менше 15 м. Відстань до будівель, споруд з боку протипожежних стін 1-го та 2-го типів не нормується.

Конструкція дорожнього одягу розрахована на навантаження пожежного автомобіля.

Покриття проїжджих частин передбачається з асфальтобетону з бортовим каменем. Покриття тротуарів та пішохідних ділянок передбачається з бетонної плитки з бортовим каменем.

При плануванні житлового будинку враховано вимоги [10], закладено знижені бордюри та тактильні смуги.

2.2. Об'ємно-планувальні рішення

У проекті передбачено будівництво багатоквартирного будинку із організацією в ньому прибуткового житла.

Проектований багатоквартирний будинок є 2х секційним. До складу будівлі входять 2 секції по 8 поверхів. У плані будівля має прямокутну форму. З боку дворового фасаду сформовано внутрішній дворовий простір.

На типових поверхах розміщуються житлові квартири.

Технічні підпілля є в обох секціях, там розміщені інженерні комунікації. За проектну позначку 0,000 секцій Т-1, Т-2, прийнято рівень чистової підлоги першого поверху, що відповідає абсолютній відмітці – 107,950 у Балтійській системі висот.

Секції Т-1, Т-2 прямокутні в плані мають основні розміри в осях 28,9 м x 17,6 м. Максимальна висота будівлі (пожежно-технічна) від нижньої планувальної позначки проїзду для пожежних машин до нижньої межі отвору, що відкривається 26,2 м.

Архітектурно-технічна висота будівлі від низької планувальної позначки землі біля зовнішніх стін будівлі до найвищої позначки верху перекриття останнього поверху 28,9 м.

Технічне підпілля на рівні – -2,3 м. від рівня 0,000 м, призначене для прокладання інженерних комунікацій. Евакуаційний вихід забезпечений через сходи на перший поверх, що веде назовні. Висота технічного підпілля – 2 м.

Житлова група типових поверхів включає: житлові квартири і приміщення загального користування (сходові клітки, ліфтовий хол, міжквартирні коридори).

Планувальні рішення квартир, площі, зонування приміщень прийняті в відповідно до чинних нормативних вимог [9].

Планувальні рішення виконані з урахуванням нормативних вимог [9]. В результаті варіантних опрацювань, загальна кількість квартир у будинку становить 124, у тому числі:

- студії – 20 шт. (загальна площа з урахуванням літніх приміщень – 513,0 м²);

- однокімнатні – 52 шт. (загальна площа з урахуванням літніх приміщень – 1943,39 м²);

- двокімнатні євро – 24 шт. (загальна площа з урахуванням літніх приміщень – 1143,04 м²);

- двокімнатні – 12 шт. (загальна площа з урахуванням літніх приміщень – 758,84 м²);

- трикімнатні євро – 16 шт. (загальна площа з урахуванням літніх приміщень – 972,74 м²).

У кожній блок-секції будівлі передбачені сходи.

Вихід на покрівлю будівлі здійснюється зі сходової клітки через двері EI 60, за основним маршем.

Висота типового поверху від рівня підлоги даного поверху до рівня підлоги вище розташованого поверху – 3,0 м.

Для евакуації людей з типових поверхів передбачена одна сходово-ліфтова клітка з природним освітленням. Вхід до сходової клітки з типових поверхів передбачено через сходово-ліфтовий хол, в обсязі сходової клітини виділено простір що є зоною безпеки МГН (М1-М4). Двері в сходову клітку виконані у протипожежному виконанні – EI60.

Ширина маршів від стіни до огорожі не менше 1,05 м, розмір сходів – 0,3 х 0,15 м. Сходові марші внутрішніх сходів мають металеві огорожі з поручнями заввишки не менше 0,9 м. Поручень огороження сходів виконується безперервним по всій її висоті.

Вхід у сходово-ліфтовий хол, має наскрізний прохід та запроектований через двері в протипожежному виконанні – EI30. Двері квартир – металеві вогнестійкі з межею вогнестійкості щонайменше EI30.

У секціях Т-1 та Т-2, запроектовано 1 ліфт без машинного приміщення, в/п 1000 кг, швидкістю 1,6 м/с, із внутрішніми габаритами кабіни -1,1 х 2,1 м, ширина дверного отвору «у світлі» не менше 0,9 м. Ліфт передбачає можливість використання маломобільними групами населення Житлові кімнати квартир не мають спільних стін з ліфтовими шахтами.

Внутрішній сміттєпровід, згідно з завданням на проектування, не передбачається. У проекті передбачені сміттєві контейнери, які розміщені на території ділянки (відповідно до розділу ГП). У технічному підпіллі розміщено інженерні комунікації. Висота технічного підпілля – 2 м;

Евакуація з технічного підпілля передбачена через коридор на дві розосереджені сходові клітини типу Л1, що ведуть на перший поверх і безпосередньо назовні.

Покрівля – суміщена, пласка з внутрішнім водостоком. Вихід на покрівлю будівлі здійснюється зі сходової клітки через двері по основному маршу. По периметру покрівлі влаштовується парапет з металевою огорожею заввишки не менше 1,2 м.

2.3. Архітектурно-будівельні рішення

Кожна із секцій багатоквартирного прибуткового будинку є будівлею каркасного типу, основними несучими елементами у вертикальній площині є залізобетонні монолітні пілони, у горизонтальній площині безбалочні плити перекриттів. Ядром жорсткості в кожній із секцій виступає сходово-ліфтовий вузол з монолітного залізобетону. Переміщення каркасу в межах припустимих значень.

У кожній із секцій передбачено встановлення двох ліфтів. Для встановлення ліфта моделі 450 V1,0 1650x1750 з внутрішніми габаритами

1100x1400x2400 мм будову ліфтової шахти з габаритами 1750x1650 мм. Для встановлення ліфта моделі 1000 V1,0 2500x1750 із внутрішніми габаритами 2100x1100x2400 мм передбачено пристрій ліфтової шахти із габаритами 1750x2500 мм.

Міжповерхові майданчики – монолітні залізобетонні.

Сходові марші – монолітні залізобетонні та збірні залізобетонні ЛМ 30.11.15-4 за серією 1.151.1-7.

Зовнішні ганки – монолітні залізобетонні.

Перегородки – з газобетонних блоків згідно з [32], щільністю D500 завтовшки 200 мм.

Конструкція навісного фасаду повинна обов'язково мати сертифікати, що підтверджують вогнестійкість фасадної системи. У робочій документації фасадні системи будуть розроблені спеціалізованим підрядником.

Склад конструкції зовнішніх стін:

- мінераловатний утеплювач ($\rho=80-100 \text{ кг/м}^3$, межа міцності на стиск не менше 10 кПа, $= 0,038 \text{ Вт/м}^\circ\text{C}$) товщиною 200 мм;
- вітрозахисна мембрана НГ на 1 шар; напрямні венфасаду/повітряний зазор товщиною мінімум 60 мм;
- граніт/фіброцементна панель завтовшки 0,01м.

Покрівля секцій – суміщена, пласка з внутрішнім водостоком. Вихід на покрівлю будівлі здійснюється з незадимлюваної сходової клітини типу Н1 через двері основного маршу. По периметру покрівлі влаштовується парапет із металевою огорожею не менше 1,2 м.

Склад пирога покрівлі:

- пароізоляція (маса 1м.кв не менше 3 кг, теплоємність не менше 85°C) в 1 шар;
- плити клиноподібні з екструзійного пінополістиролу – від 30 мм;
- плити з екструзійного пінополістиролу ($\lambda=0,03 \text{ Вт/м}^\circ\text{C}$) – 120 мм;

- плити з екструзійного пінополістиролу ($\lambda=0,032$ Вт/м°C) – 100 мм;
- бітумний праймер;
- гідроізоляція в 2 шари (маса 1 м.кв не менше 4 кг, теплоємність не менше 100 ° C).

Передбачено утеплення підвалу будівлі, конструкція утеплення:

- стіна залізобетонна;
- праймер бітумний;
- гідроізоляція рулонна в 2 шари, мастика, що приклеює;
- ЕПП (міцність на стиск при 10% лінійної деформації $\geq 0,2$ МПа, $\lambda=0,032$ Вт/мК) завтовшки 150 мм;
- захисна мембрана Planter у 1 шар.

Після утеплення підземної частини будівлі передбачити засипання зворотним непучинистим ґрунтом.

2.4. Зовнішнє опорядження

Фасадні рішення житлових будівель формуються простою та ясною архітектурною формою, із виділенням порталів входних груп. При компонуванні фасадних рішень застосовані різні за формою та розміром віконні отвори.

Для фасадів застосовуються системи вентильованого фасаду. Фасади виконані, переважно, у спокійних тонах.

2.5. Внутрішнє опорядження

Усі матеріали та вироби повинні мати гігієнічний висновок, виданий органами та установами державної санітарно-епідеміологічної служби.

Будівельні та оздоблювальні матеріали, що застосовуються для обробки приміщень, повинні відповідати вимогам [17].

Оздоблення квартир виконується власником приміщень після введення об'єкту в експлуатацію.

До введення об'єкта в експлуатацію передбачені заходи щодо захисту приміщень від можливих побутових витоків води з інженерних систем – гідроізоляція приміщень «мокрих зон» (з/в квартир), відповідно до [9].

Внутрішнє оздоблення приміщень загального користування виконується відповідно з дизайн-проектом, затвердженим Замовником.

Таблиця 2.1

Найменування приміщення	Підлога	Стеля	Стіни
Типові поверхи			
Тамбури вхідних груп	Керамограніт зі встановленням брудозахисної решітки в першому тамбурі	Фарба для стель, матова, негорюча, вологостійка / Підвісна стеля	Керамограніт
Вестибюль (лобі)	Керамограніт	Фарба для стель, матова, негорюча, вологостійка / Підвісна стеля	Керамограніт
Ліфтовий хол	Керамограніт	Підвісна стеля	Структурна фарба
Міжквартирні коридори	Керамограніт	Фарба для стель, матова, негорюча, вологостійка	Структурна фарба
Сходова клітка, тамбур-шлюз	Заводського виготовлення / Керамограніт в рівні першого поверху	Фарба для стель, матова, негорюча, вологостійка	Структурна фарба
Технічне підпілля	Цементно-піщана стяжка	Фарба для стель, матова, негорюча, вологостійка / Антистатична фарба інтер'єрна	Фарба вологостійка / Антистатична фарба інтер'єрна
Технічне горище	Цементно-піщана стяжка	Фарба для стель, матова, негорюча, вологостійка / Антистатична фарба інтер'єрна	Фарба вологостійка / Антистатична фарба інтер'єрна

2.6. Заходи щодо захисту приміщень житлового будинку від шуму, вібрації та інших впливів

Потрібна згідно [13] звукоізоляція внутрішніх приміщень із постійним перебуванням людей забезпечується такими заходами:

- вікна сучасної конструкції із застосуванням пружних прокладок та ущільнювачів обладнуються двокамерними склопакетами. У нижній секції рами передбачена глуха фрамуга із заповненням із загартованого скла. Ізоляція повітряного шуму віконного блоку у квартирах у закритому положенні вікна (з відкритим вентиляційним клапаном) щонайменше 31 дБА.

Для забезпечення безпеки дітей, що знаходяться в приміщенні без нагляду дорослих, необхідно дотримуватися наступних вимог:

- застосовувати відкидно-поворотний спосіб відкривання, що передбачає спочатку відкидання стулки при повороті ручки і подальший переклад стулки в розстібне положення за допомогою ручки через повернення стулки в початкове (закрите) застосовувати дитячі замки безпеки, що забезпечують блокування розстібного відкривання стулки, але дозволяють їй функціонувати у відкидному положенні;

- дитячі замки безпеки слід обирати з урахуванням рекомендацій виробників замків залежно від конструкції віконного блоку та самого замку з обов'язковим виконанням функції блокування розстібного відкривання;

- дитячий замок безпеки повинен передбачати замикання як на ключ (тобто мати механізм замикання), так і за допомогою спеціального ключа (ручки) без застосування замкового механізму, що відповідає [33].

- Вентиляційні клапани у вікнах забезпечують зниження проникаючого шуму до житлових приміщень до нормативних значень при роботі в режимі природного провітрювання.

- Міжповерхові перекриття запроектовані із залізничних плит товщиною 200 мм.

Відповідно до розрахунку, що враховує звукоізоляційну підкладку та стяжку, індекс наведеного рівня ударного шуму не менше $L_{nw} = 52$ дБ, що відповідає вимогам [13];

- Міжквартирні стіни, а також стіни, що відокремлюють квартири від загальних коридорів житлового будинку – з газобетонних блоків товщиною 200 мм та з/б стін товщиною 200 мм, індекс ізоляції повітряного шуму вибирається у $L_{nw}=52$ дБ, що відповідає вимогам [13];

- Зняття шуму від роботи ліфтових установок забезпечується пристроєм пружних прокладок та повітряних зазорів між об'ємними елементами ліфтових шахт та несучими конструкціями (стінами та перекриттями). Виключено примикання житлових кімнат до ліфтових шахт.

- У санвузлах та кухнях передбачається встановлення приладів на каркас звукоізолюючої зашивки.

- Для забезпечення допустимого рівня шуму кріплення санітарних приладів та трубопроводів безпосередньо до міжквартирних стін та перегородок, що захищають житлових кімнат, не виконується [13].

- Для систем вентиляції передбачені глушники шуму на всі припливні та витяжні каналні вентсистеми, а також шумоізоляція каркасу.

- Дахові вентилятори встановлюються на склянки з шумоглушником для забезпечення дотримання нормативних рівнів звуку у житлових приміщеннях (не більше 25 дБА у нічний час).

2.7. Протипожежні заходи

Проект житлового будинку із прибутковим житлом в м. Києві розроблений згідно чинних будівельних норм та законодавчих актів:

- Закону України “Про пожежну безпеку”;
- НАПБ А.01.001 - 2004 „Правила пожежної безпеки в Україні”;
- ДБН В.1.1.7-2021 „Пожежна безпека об'єктів будівництва”;
- ДСТУ Б.В.2.5-38-08 “Улаштування блискавкозахисту будівель і споруд”.

- ДСТУ Б.В.1.1-6-2001 “Захист від пожежі. Двері та ворота. Методи випробувань на вогнестійкість”.

Ступінь вогнестійкості будівлі: – II ступінь;

Клас конструктивної пожежної небезпеки – СО;

Клас пожежної небезпеки будівельних конструкцій будівлі – КО;

Межа вогнестійкості будівельних конструкцій в проектуваному будинку для будівлі II ступені вогнестійкості:

Таблиця 2.2

Межа вогнестійкості будівельних конструкцій

Будівельні конструкції будівлі	Межа вогнестійкості
1. Несучі конструкції будівлі: - пілони (колони) - стіни - стіни сходових кліток - перекриття - стіни та колони при спиранні на них протипожежних перекриттів та стін 1-го типу	R 90 R 90 REI 90 R (EI) 90 (45) REI 150
2. Конструкції в місцях ділення на пожежні відсіки: - протипожежні перекриття 1-го типу - протипожежні стіни 1-го типу	REI 150 REI 150
3. Зовнішні несучі стіни	E 15
4. Перекриття (несучі): міжповерхові зон безпеки (пожежобезпечних зон)	REI 45 REI 90
5. Марші та майданчики сходів в сходових клітках	R 60
6. Внутрішні огорожувальні конструкції: - шахт ліфтів для пожежників - тамбур-шлюзів (холів) ліфтів для пожежників - зон безпеки (пожежобезпечних зон)	REI 120 EI (EIW) 60 REI 90

Вогнестійкість будівельних конструкцій забезпечується товщиною захисного шару бетону.

Мінімальна відстань від зовнішньої поверхні до вертикальної осі арматурних стрижнів у монолітних залізобетонних конструкціях рекомендується призначати не менше наступних величин:

- для несучих стін та пілонів підземної частини багатоквартирних будівель – 50 мм;
- для несучих стін та пілонів надземної частини будівлі – 50 мм;
- для перекриттів житлових будівель над підвалом – 50 мм;
- для перекриттів та покриття житлових будівель – 50 мм;
- для плити покриття підземної автостоянки – 50 мм;
- для пілонів та колон прибудови – 50 мм.

Максимальна висота будівлі, виміряна від рівня пожежного проїзду до нижньої межі прорізу (відкритого вікна) у зовнішній стіні верхнього поверху, становить – 26,2 м.

Житлова будівля поділена на два пожежні відсіки (Секція №1 та Секція №2), які відокремлені між собою протипожежною стіною 1-го типу з межею вогнестійкості EI 150 та обладнані протипожежними дверима 1-го типу (EI 45). Площа кожного поверху в межах одного відсіку не перевищує 5000 м².

Для розмежування коридорів застосовуються перегородки з негорючих матеріалів без нормованої межі вогнестійкості, обладнані дверима із самозачиненням та ущільненням у притворах. Такі перегородки проходять крізь підвісні стелі та доводяться до перекриття.

Двері, що відокремлюють пожежні відсіки, а також двері сходових кліток оснащені електромагнітними фіксаторами у відкритому положенні.

Евакуація з надземних поверхів забезпечується через 2 сходові клітки типу Н2 (по одній в кожній секції). Ширина сходових маршів від стіни до огороження становить 1050 мм, висота огороження маршів і майданчиків – 1200 мм.

У будівлі передбачено пожежобезпечні зони для маломобільних груп населення (група М1-М4), які розміщені в об'ємі сходової клітки.

Ширина міжквартирних коридорів становить 1,5 м. Ширина виходів зі сходових кліток безпосередньо назовні становить 1,35 м. Висота евакуаційних шляхів у коридорах прийнята не менше 2,0 м, а у сходових клітках - не менше 2,2 м. Вхід у сходово-ліфтовий хол, має наскрізний прохід та запроектований через двері в протипожежному виконанні - EI30. Двері квартир – металеві вогнестійкі з межею вогнестійкості щонайменше EI30.

Доступ до підвальних приміщень організований через сходові клітки, які мають безпосередній вихід назовні. Технічне підпілля поділене на окремі секції протипожежними перегородками 1-го типу, при цьому площа кожної секції не перевищує 700 м². Виходи на покрівлю організовані через сходові клітки типу Н2; загальна кількість таких виходів - 2.

Житловий будинок оснащений системами протидимної вентиляції відповідно до чинних нормативних вимог.

Оздоблення фасадів виконано з матеріалів та конструкцій, що мають сертифікати пожежної безпеки та належать до групи негорючих (НГ).

У будівлі передбачено два пасажирські ліфти (по одному на кожну секцію) вантажопідйомністю 1000 кг, які пристосовані для транспортування пожежних підрозділів і маломобільних груп населення. Розміри кабіни становлять 1100 × 2100 мм. Ліфти обслуговують лише надземні поверхи.

2.8. Вимоги щодо забезпечення енергетичної ефективності житлового будинку

Проектне рішення забезпечує необхідний мікроклімат у приміщеннях (опалення, вентиляція, кондиціонування, нормативне природне та штучне освітлення відповідно до вимог [14];

Розрахункова температура повітря та кратність повітрообміну в приміщеннях приймається згідно з [9].

Вибір теплозахисних властивостей конструкцій, що захищають проєктованого будівлі здійснюється відповідно до вимог [12]:

- за допустимим приведеним (необхідним) опором теплопередачі окремих елементів огорожувальних конструкцій;

- за санітарно-гігієнічними показниками, що включають температурний перепад між температурами внутрішнього повітря і на поверхні конструкцій, що захищають і температурою на внутрішній поверхні вище температури точки роси.

При проєктуванні теплозахисту житлового будинку прийняті конструкції із застосуванням ефективних теплоізоляційних матеріалів зі стабільними теплоізоляційними властивостями, з мінімумом теплопровідних включень та стикових з'єднань поєднанні з надійною гідроізоляцією, що не допускає проникнення вологи в рідкій фазі і максимально скорочує проникнення водяної пари в товщу теплоізоляції.

При виборі типу огорожувальної конструкції враховувався клас функціональної пожежної небезпеки будівлі.

Огорожувальні конструкції будівлі прийняті за результатами теплотехнічного розрахунку з урахуванням теплозахисних характеристик конструкцій, теплового режиму приміщень та кліматичних умов району будівництва із середньою температурою найбільш холодної п'ятиденки забезпеченістю 0,92.

Передбачено гідроізоляцію огорожувальних конструкцій, що контактують із ґрунтом.

Основні архітектурно-планувальні та об'ємно-просторові вимоги, що впливають на енергозбереження:

- всі входи до будівлі обладнані теплими тамбурами;
- вхідні двері передбачені з алюмінієвого профілю з полімерним покриттям із наведеним опором теплопередачі – не менше $0,74 \text{ (м}^2 \cdot ^\circ\text{C) / Вт}$;

- прийнято енергоефективну конструкцію зовнішніх стін;
- посилення теплозахисту оболонки будівлі;
- вибір матеріалу з меншою теплопровідністю;
- зниження повітропроникності (стикових з'єднань та швів, віконних та дверних блоків, перегородок);
- віконні блоки з 2 по останній поверх мають одинарну конструкцію з п'ятикамерних полівінілхлоридних профілів системи "КБЕ", клас 2 за наведеним опором теплопередачі відповідно до [33]. Із заповненням двокамерним склопакетом.

3. РОЗРАХУНКОВО- КОНСТРУКТИВНА ЧАСТИНА

3.1. Розрахунок пілону марки П-0.1 в ПК «ЛІРА САПР»

3.1.1. Збір навантажень на пілон

Розглядаємо монолітний пілон на рівні технічного підпілля по осі 2/Е. Цей пілон сприймає навантаження з перекриттів усіх поверхів та покриття житлового будинку. Монолітний залізобетонний пілон має переріз 200x1000 мм. Матеріал пілону – бетон С20/25 (В25).

Вантажна площа пілону по осі 2/Е становить 12,68 м².

Підрахунок навантажень, що діють на монолітний залізобетонний пілон каркасу по осі 2/Е зводимо в табл. 3.1, 3.2.

Таблиця 3.1

Підрахунок навантажень на пілон від покриття
та несучих конструкцій покрівлі

Найменування навантажень	Норм. навантаж. (кг/м ²)	Коеф. надійності за навантаж. γ_f	Розрах. навантаж. (кг/м ²)
Постійні навантаження			
1. Гідроізоляція (маса 1 м ² $\geq$ 5 кг, теплостійкість $\geq$ 100 °С) 2 шари	5,0	1,2	6,0
2. Бітумний праймер	1,2	1,2	1,44

3. Плити клиноподібні з ЕПП від 30 мм	6,0	1,2	7,2
4. Плити з ЕПП ($\lambda = 0,032 \text{ Вт/м}^\circ\text{С}$) – 100 мм	3,5	1,2	4,2
5. Плити з ЕПП ($\lambda = 0,030 \text{ Вт/м}^\circ\text{С}$) – 120 мм	6,0	1,2	7,2
6. Пароізоляція (маса $1 \text{ м}^2 \geq 3 \text{ кг}$, теплостійкість $\geq 85^\circ\text{С}$) 1 шар	3,0	1,2	3,6
7. Підготовка основи плити покриття	90	1,3	117
8. Монолітна з.б. плита покриття			
Разом постійне навантаження на плиту покриття g:	114,7	-	146,64
Тимчасові навантаження			
Експлуатаційне навантаження на покриття:			
- плита покриття	50	1,2	60
Снігове навантаження для м. Києва (горизонтальна поверхня)	155	1,4	217

Таблиця 3.2

Підрахунок навантажень на пілон від плит перекриття типового поверху

Найменування навантажень	Норм. навантаж. (кг/м^2)	Коеф. надійності за навантаж. γ_f	Розрах. навантаж. (кг/м^2)
Постійні навантаження			
1. Навантаження на плити перекриття			
1. Плитка керамогранітна	$0,005 \cdot 2500$	1,3	16,25
2. Клей з сухих будівельних сумішей	$=12,5$	1,2	28,8
3. Стяжка цементно-піщана	$0,02 \cdot 1200 = 24,0$	1,3	117
	$0,050 \cdot 1800 = 90,0$		
Разом постійне навантаження на плиту перекриття g:	126,5	-	162,05

Тимчасові навантаження			
Експлуатаційне навантаження на перекриття:			
- квартири	150	1,2	180
- підвальні приміщення, технічні приміщення	200	1,2	240
- вестибюлі, коридори сходи	300	1,2	360

Навантаження на пілон (нормативне) від ваги конструкції покрівлі та плити покриття:

$$N_1 = (114,7 + 500 + 50 + 155) \cdot 12,68 = 10\,393,796 \text{ кг} = 101,96 \text{ кН.}$$

Навантаження на пілон (розрахункове) від ваги конструкції покрівлі та плити покриття:

$$N_1 = (146,64 + 550 + 60 + 217) \cdot 12,68 = 12\,345,76 \text{ кг} = 121,11 \text{ кН.}$$

Навантаження на пілон (нормативне) від ваги конструкції підлог та плити перекриттів (9 шт.):

$$N_2 = (126,5 + 500 + 150) \cdot 12,68 \cdot 9 = 88\,614,18 \text{ кг} = 869,31 \text{ кН.}$$

Навантаження на пілон (розрахункове) від ваги конструкції підлог та плити перекриттів (9 шт.):

$$N_2 = (162,05 + 550 + 180) \cdot 12,68 \cdot 9 = 101\,800,746 \text{ кг} = 998,67 \text{ кН.}$$

Сумарне нормативне навантаження від власної ваги пілона (всієї висоти):

$$G_{\Pi} = 1,0 \cdot 0,2 \cdot 28,3 \cdot 2500 = 14\,150 \text{ кг} = 138,81 \text{ кН.}$$

Сумарне розрахункове навантаження від власної ваги пілона (всієї висоти):

$$G_{\Pi} = 1,0 \cdot 0,2 \cdot 28,3 \cdot 2500 \cdot 1,1 = 15\,565 \text{ кг} = 152,69 \text{ кН.}$$

Сумарне максимальне навантаження (нормативне) на пілон технічного підпілля:

$$N_{\Pi} = 101,96 + 869,31 + 138,81 = 1\,110,08 \text{ кН.}$$

Сумарне максимальне навантаження (розрахункове) на пілон технічного підпілля:

$$N_{\Pi} = 121,11 + 998,67 + 152,69 = 1\,272,47 \text{ кН.}$$

3.1.2. Розрахунок монолітного каркасу житлового будинку

Розрахункова схема пілона належить до статично невизначених систем. Оскільки будівля є багатопролітною, а навантаження по поверхах розподілене приблизно рівномірно, вузли рамних стійок зазнають близьких за величиною кутів повороту. У результаті в них формуються майже однакові вузлові моменти, причому нульові точки епюри моментів розташовуються приблизно посередині висоти поверху. З огляду на це вплив згинальних моментів приймається незначним, і пілон розглядається як центрально стиснутий елемент.

Розрахунок монолітного залізобетонного каркасу житлової будівлі на зібрані в таблицях 3.1 та 3.2 навантаження виконано за допомогою скінченно-елементної розрахункової моделі з використанням програмного комплексу «ЛІРА САПР 2022» (рис. 3.1).

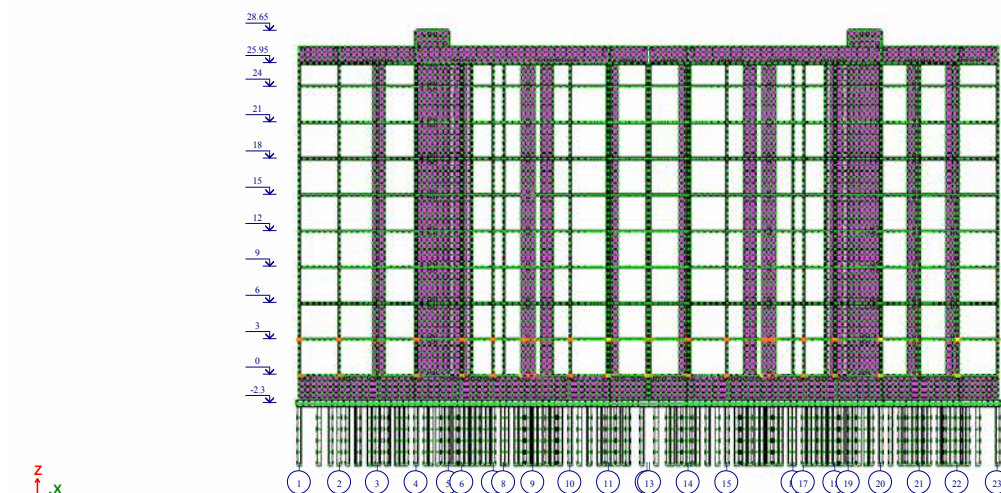
Пілони моделювалися універсальними пластинчатими елементами (тип 44 та 42) розміщеними вздовж їх осі, плити перекриттів/покриття – універсальними скінченними елементами пластин (тип 44 та 42), розміщеними в серединній площині.

Розрахунок надземної частини житлового будинку здійснювався у взаємозв'язку з фундаментною плитою та ґрунтовою основою з урахуванням результатів інженерно-геологічних вишукувань.

Початкові значення жорсткості конструктивних елементів приймалися на першому етапі розрахунку на основі прийнятих архітектурно-планувальних і конструктивних рішень, наведених у архітектурному розділі.

Розрахунок виконувався на статичні навантаження зібрані в табл. 3.1 та 3.2 в лінійній постановці. Для врахування сумісної дії різних завантажень та їх комбінацій було використано розрахункові сполучення навантажень та зусиль згідно вимог [1].

1.ПН [1. Основная задача; С1. Основная задача; D1. Основная задача]



1.ПН [1. Основная задача; С1. Основная задача; D1. Основная задача]

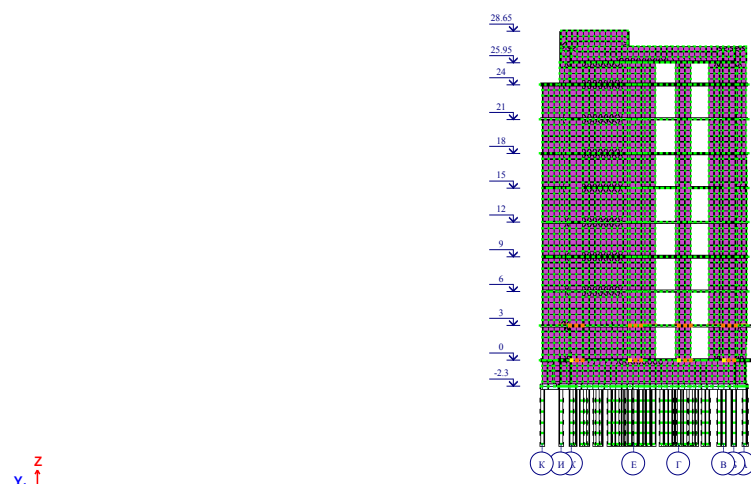


Рис. 3.1. Розрахункова схема житлового будинку

Основною метою скінченно-елементного розрахунку будівлі в програмному комплексі ЛІРА-САПР є визначення напружено-деформованого стану конструкцій з урахуванням реальних умов їх роботи, а також перевірка надійності, стійкості та придатності до експлуатації всієї будівлі.

Застосування методу скінченних елементів дозволяє створити розрахункову модель споруди, яка максимально точно відображає її геометрію, граничні умови, фізико-механічні характеристики матеріалів і дію навантажень. У результаті розрахунку визначаються внутрішні зусилля (поздовжні сили,

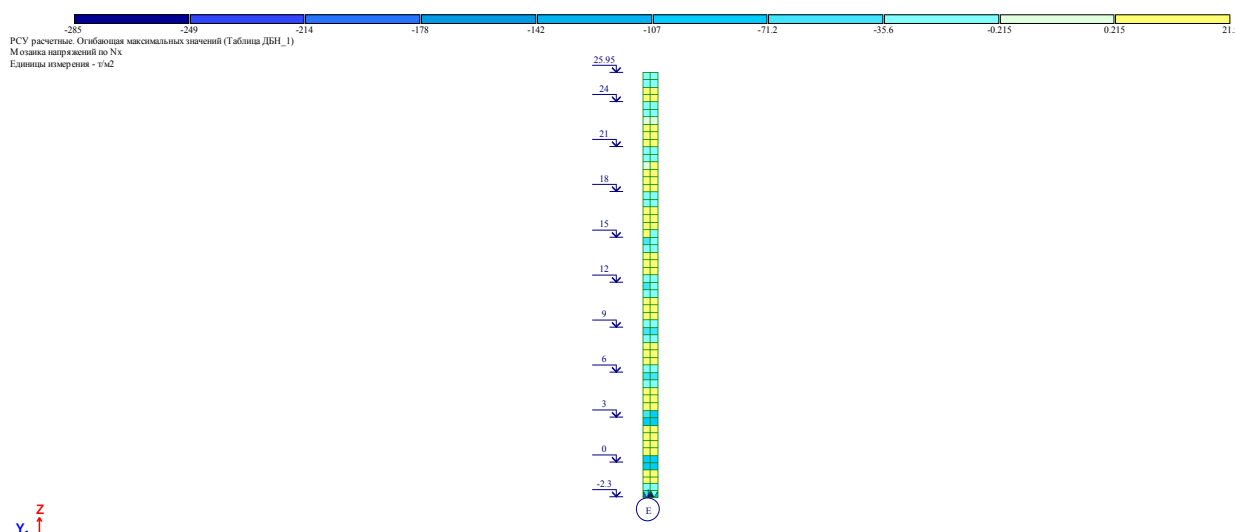
згинальні моменти, поперечні сили), переміщення та деформації конструктивних елементів.

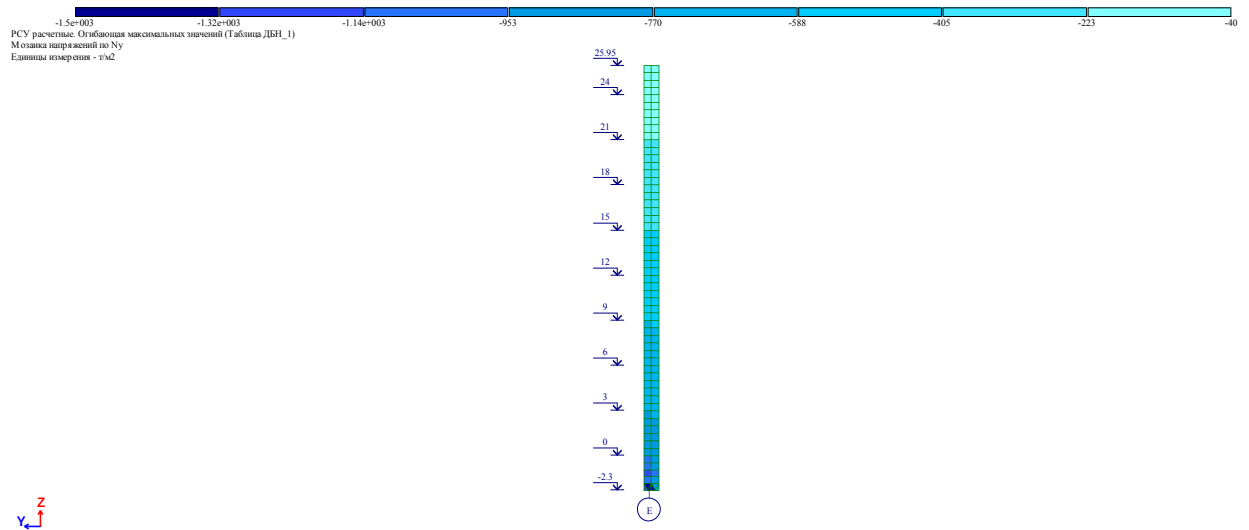
Ключовими завданнями такого розрахунку є:

- оцінка несучої здатності основних конструкцій (колон, пілонів, перекриттів, фундаментів);
- визначення найбільш навантажених ділянок конструкцій;
- перевірка жорсткості та деформативності будівлі;
- аналіз стійкості системи в цілому;
- урахування спільної роботи надземної частини, фундаментів і ґрунтової основи;
- моделювання різних розрахункових ситуацій і комбінацій навантажень.

Таким чином, скінченно-елементний розрахунок у ПК ЛІРА-САПР є необхідним інструментом для обґрунтування прийнятих конструктивних рішень, забезпечення безпеки та економічної ефективності проєктованої будівлі.

Значення повздовжніх зусиль N_x та N_y (рис. 3.2), перерізуючих сил Q_x та Q_y (рис. 3.3); згинальних моментів M_x та M_y (рис. 3.3) для пілону марки П-0.1 по осі 2/Е будуть використані для подальшого розрахунку по першій та другій групах граничного стану, а також підбору армування.



Рис. 3.2. Повздовжні зусилля N_x та N_y в елементах пілону по осі 2/ЕРис. 3.3. Перерізуючи сили Q_x та Q_y в елементах пілону по осі 2/Е

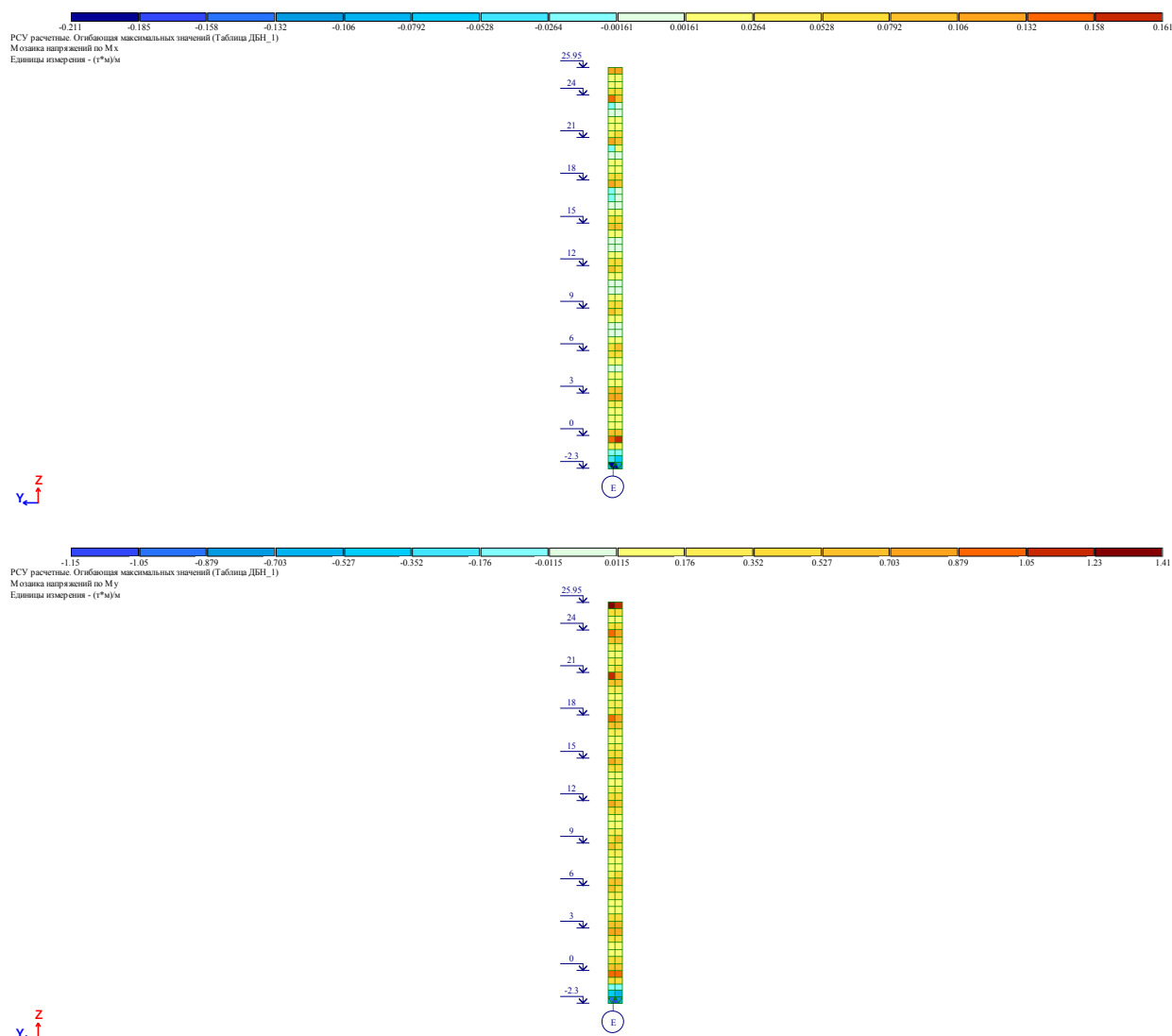


Рис. 3.4. Згинальні моменти M_x та M_y в елементах пілону по осі 2/Е

3.1.3. Розрахунок армування монолітного залізобетонного пілону

Принцип розрахунку арматури в програмному комплексі ЛІРА САПР базується на результатах скінченно-елементного аналізу та реалізує вимоги чинних будівельних норм України, насамперед [4] (а також пов'язаних нормативів і актуалізованих редакцій).

Суть процесу полягає у переході від розрахункових зусиль, отриманих у моделі, до підбору необхідної площі арматури, яка забезпечує міцність, тріщиностійкість і жорсткість елементів.

1. Вихідні дані для розрахунку:

Після виконання загального розрахунку будівлі визначаються:

- внутрішні зусилля (M_x , M_y , M_{xy} , N , Q_x , Q_y);
- переміщення та деформації;
- комбінації навантажень (основні та особливі).

Для залізобетонних елементів додатково задаються:

- клас бетону та арматури;
- захисний шар;
- товщина елементів (плит, стін) або перерізи (балки, колони);
- умови роботи (плоский чи просторовий напружений стан).

2. Формування розрахункових поєднань зусиль

У ПК ЛРА САПР автоматично формуються розрахункові поєднання навантажень (РПН) відповідно до норм [1]:

- враховуються коефіцієнти надійності за навантаженням;
- визначаються найбільш несприятливі комбінації;
- для кожного елемента обираються критичні зусилля.

3. Розрахунок перерізів за граничними станами

Розрахунок арматури виконується за двома групами граничних станів:

I група (несуча здатність)

Перевіряється міцність елементів:

- для згину (визначення необхідної площі поздовжньої арматури);
- для стиску/розтягу (колони, пілони);
- для поперечних сил (підбір хомутів, поперечної арматури);
- для складного напруженого стану (плити, оболонки).

Програма використовує класичні розрахункові залежності:

- рівновага внутрішніх і зовнішніх зусиль;
- діаграми роботи бетону й арматури;
- розрахункові опори матеріалів.

II група (експлуатаційна придатність)

Виконується перевірка:

- ширини розкриття тріщин;
- прогинів;
- напружень у матеріалах.

За потреби площа арматури коригується.

4. Підбір і розкладка арматури

На основі розрахованої площі:

- визначається необхідна кількість і діаметр стержнів;
- перевіряються мінімальні та максимальні відсотки армування;
- враховуються конструктивні вимоги (крок, анкерівка, захисний шар).

Таким чином, принцип розрахунку арматури в ПК ЛІРА САПР полягає у комплексному переході від розрахункової моделі будівлі до реального конструктивного рішення. Програма автоматизує підбір арматури відповідно до вимог [4], забезпечуючи дотримання граничних станів, оптимізацію витрат матеріалів та надійність залізобетонних конструкцій.

На рис. 3.5 – 3.8 наведені ізополя армування пілону марки П-0.1 по осі 2/Е за результатами розрахунку в ПК ЛІРА САПР 2022. Значення площ арматури на шкалі наведена на 1 погонний метр.

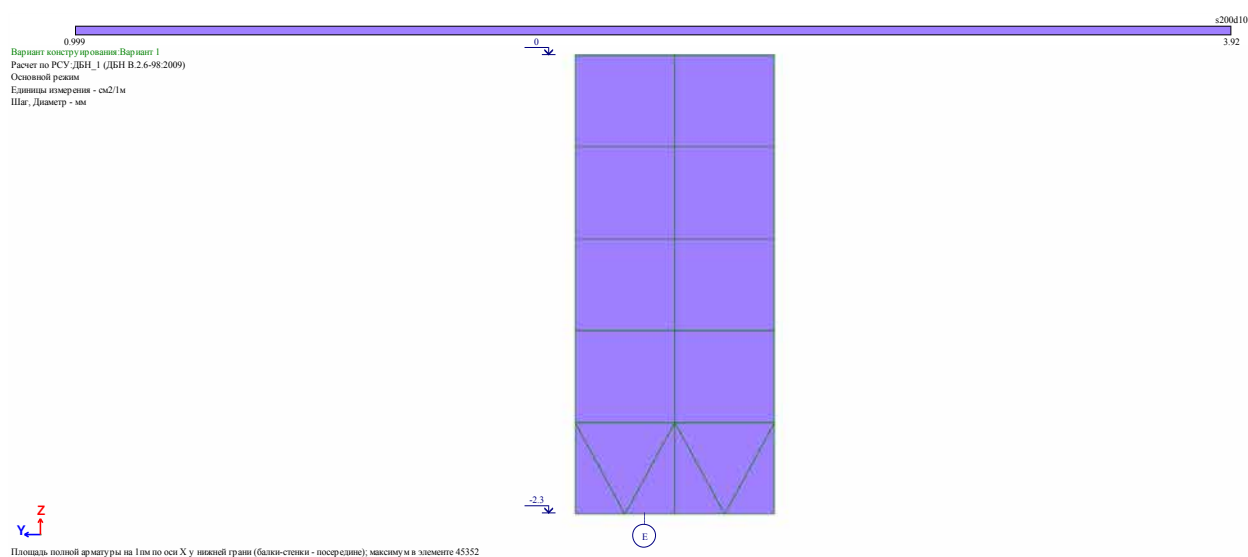


Рис. 3.5. Площа арматури вздовж глобальної осі X (біля нижньої грані SE)

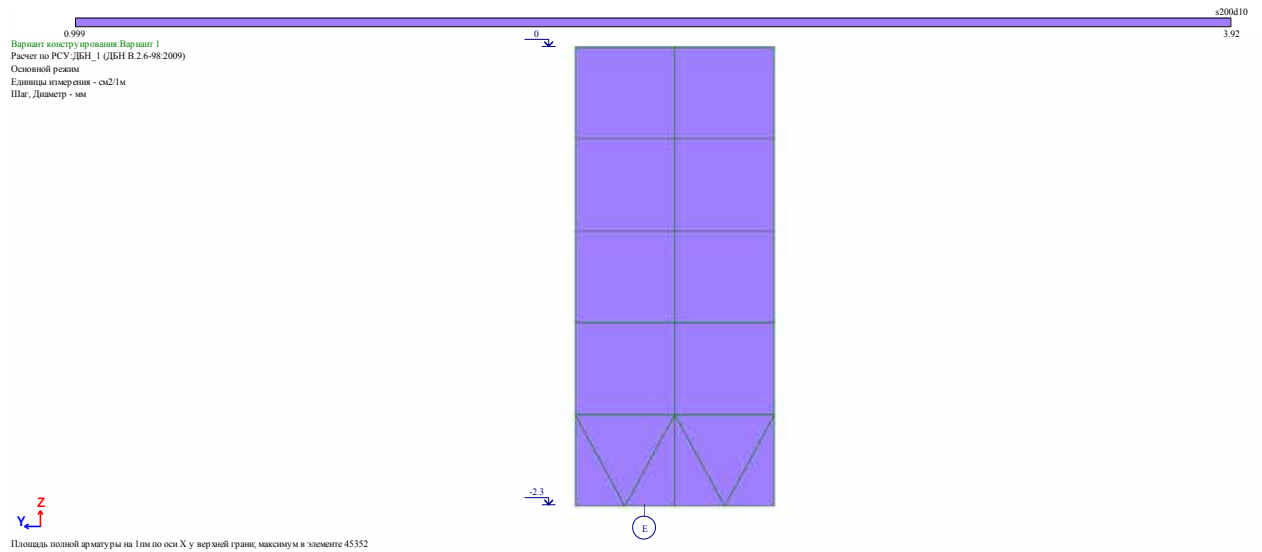


Рис. 3.6. Площадь арматуры вдоль глобальной оси X
(біля верхньої грані СЕ)

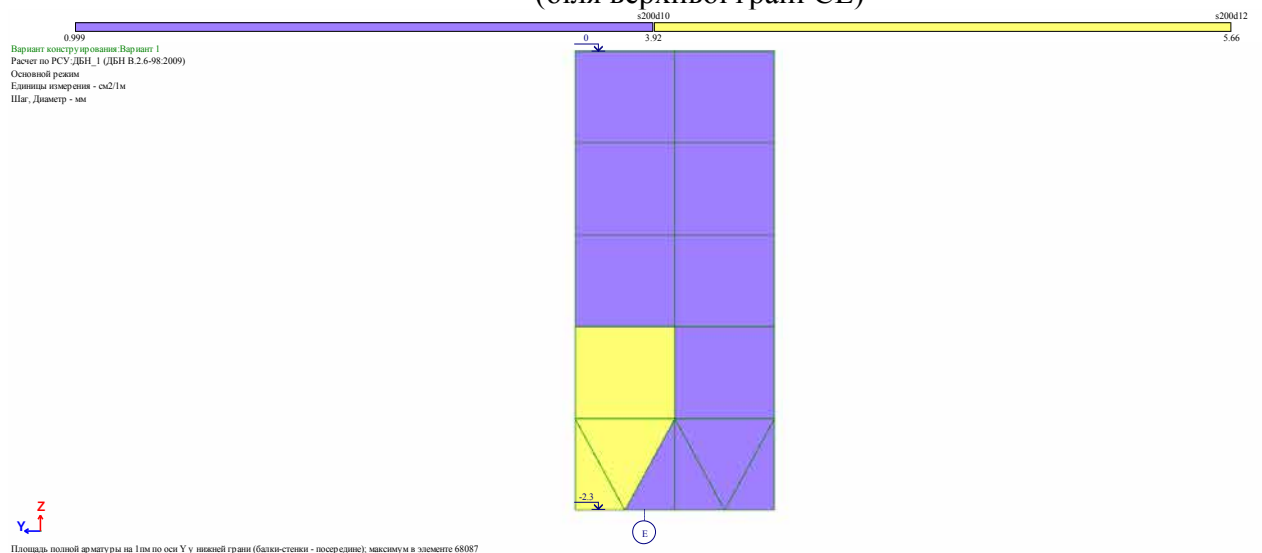


Рис. 3.7. Площадь арматуры вдоль глобальной оси X
(біля нижньої грані СЕ)

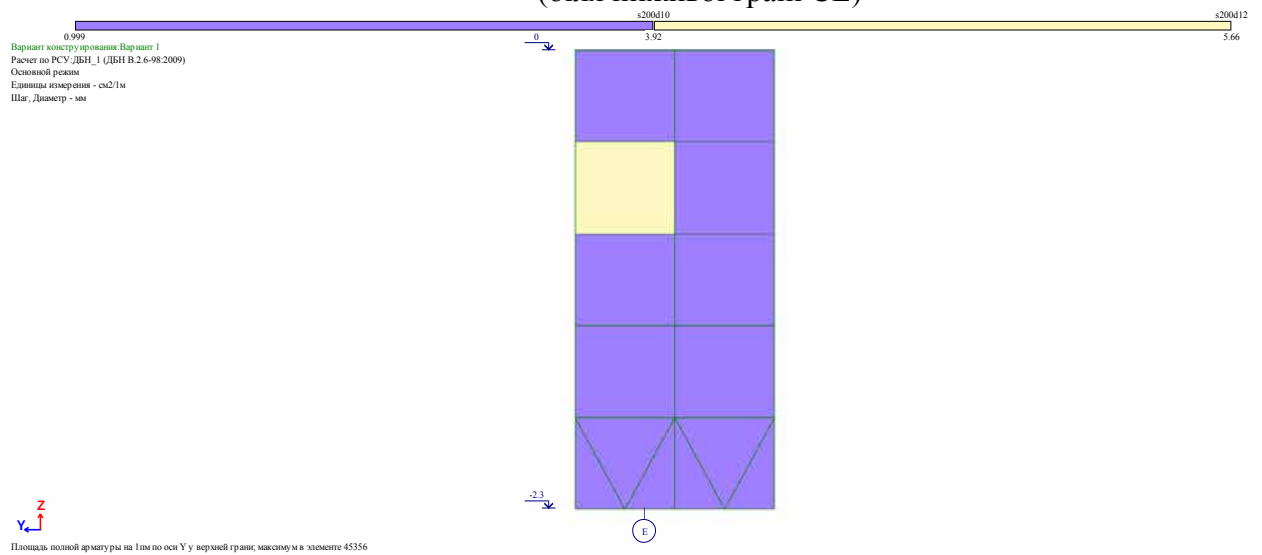


Рис. 3.8. Площа арматури вздовж глобальної осі X
(біля верхньої грані СЕ)

Виходячи з конструктивних вимог рекомендацій [21], приймаємо поздовжню робочу арматуру 12Ø16 A500С з площею $A_s = 32,16 \text{ см}^2$, що більше необхідної площі арматури згідно розрахунку в ПК ЛІРА САПР.

Поперечну арматуру приймаємо Ø10 A240С з кроком 200 мм по всій висоті перерізу пілону. Схему армування пілону марки П-0.1 по осі 2/Е наведено на рис. 3.9 без врахування випусків з монолітних ростверків.

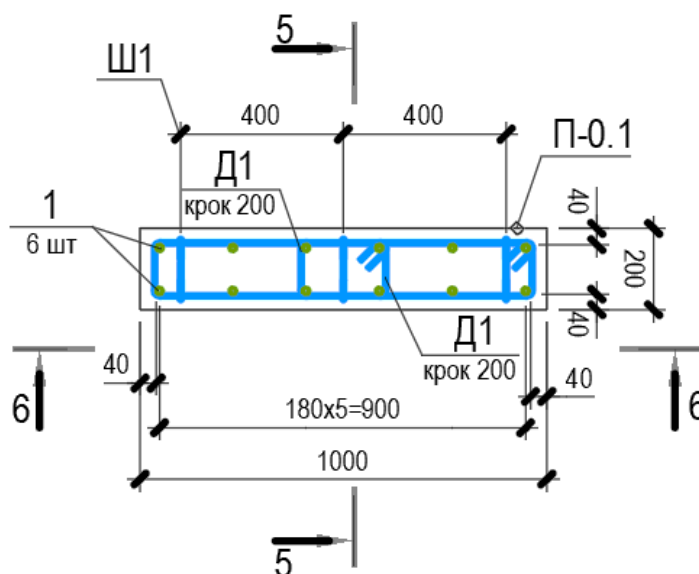


Рис. 3.9. Схема армування пілону марки П-0.1

3.2. Розрахунок монолітної плити перекриття

Визначення навантажень на плиту типового поверху житлового будинку наведено в табл. 3.2. Визначення внутрішніх зусиль виконувалось в результаті розрахунку просторової моделі житлового будинку в ПК ЛІРА САПР.

3.2.1. Розрахункові характеристики матеріалів та визначення внутрішніх зусиль в плиті перекриття

Бетон класу C20/25 з характеристиками згідно [4]:

$$f_{cd} = 14,5 \text{ МПа}; E_{cd} = 23 \text{ ГПа}; \varepsilon_{cu,3} = 0,0031; \varepsilon_{c(3)} = 0,00068.$$

Арматура класу A500 з характеристиками згідно [4]:

$$E_s = 2 \cdot 10^5 \text{ МПа}; f_{yd} = 415 \text{ МПа}.$$

Монолітну плиту перекриття типового поверху розраховуємо як багатопролітну нерозрізну балку, завантажену рівномірно розподіленим навантаженням, опорами якої служать монолітні залізобетонні пілони каркасу.

На рис. 3.10 – 3.12 наведені внутрішні зусилля в плиті перекриття типового поверху житлового будинку визначені за допомогою ПК ЛІРА САПР.

3.2.2 Визначення міцності перерізів, нормальних до поздовжньої осі елементу

Згідно вимог [4] мінімальна товщина захисного шару для плити перекриття становить 20 мм, гранична ширина розкриття тріщин: $a_{cr1} = 0,2$ мм; $a_{cr2} = 0,3$ мм.

Арматуру в плиті перекриття визначаємо на дію максимальних моментів отриманих в результаті розрахунку в ПК ЛІРА САПР.

Обчислюємо відносну висоту стисненої зони бетону [21]:

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{R_{sc}}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,728}{1 + \frac{415}{500} \left(1 - \frac{0,728}{1,1}\right)} = 0,568, \quad (3.1)$$

$$\text{де } \omega = 0,85 - 0,008 \cdot 14,5 = 0,728.$$

Робоча висота перерізу плити перекриття (попередньо приймаємо діаметр робочої арматури 10 мм):

$$h_0 = 20 - 3 - 1,0/2 = 16,5 \text{ см}.$$

Розрахунок площі повздовжньої арматури в напрямку літерних осей:

$$M = 18,67 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$\alpha = \frac{18,67 \cdot 100}{0,79 \cdot 100 \cdot 16,5^2} = 0,087.$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,087} = 0,091.$$

Так як $\xi = 0,091 < \xi_R = 0,568$, то площу робочої арматури плити перекриття вздовж літерних осей визначаємо за формулою:

$$A_{s1} = \frac{18,67 \cdot 100}{0,955 \cdot 16,5 \cdot 41,5} = 2,86 \text{ см}^2.$$

де $\eta = 1 - 0,5 \cdot 0,091 = 0,955$.

Мінімальна площа робочої арматури в перерізі плити перекриття типового поверху згідно [4]:

$$A_{s,\min} = 0,0005 \cdot 100 \cdot 16,5 = 0,825 \text{ см}^2.$$

Крок робочої арматури приймаємо 200 мм.

Враховуючи вище наведені розрахунки, приймаємо робочу арматуру по всій площині плити у двох напрямках верхньої та нижньої зони - 5Ø10 A500C на 1 м/п ($A_s = 3,93 \text{ см}^2$). Аналогічним чином виконуємо розрахунок площі робочої арматури в напрямку цифрових осей та над опорами в обох напрямках.

3.2.3. Розрахунок міцності похилих перерізів

Розрахунок ведемо на дію найбільшої поперечної сили $Q_{\max}$, яка виникає в перерізах плити перекриття типового поверху і полягає у визначенні діаметру та кроку поперечних стержнів (хомутів). При розрахунку міцності похилих перерізів плити доцільніше призначити діаметр та крок поперечної арматури за конструктивними вимогами та перевірити несучу здатність перерізів.

Згідно вимог [21] діаметр поперечних стержнів при армуванні в'язаними каркасами призначаємо не менше 6 мм при $h_{sb} \leq 80 \text{ см}$ і не менше 8 мм при $h_{sb} > 80 \text{ см}$. Крок хомутів на приопорних ділянках приймаємо в залежності від висоти плити: при $h_{\pi} \leq 45 \text{ см}$ – крок $s_w \leq h_{\pi}/2$ та $s_w \leq 15 \text{ см}$. Приопорні ділянки плити при рівномірному навантаженні – 1/4 прольоту від опор. На решті плити крок приймаємо: $s_w \leq 3/4 h_{\pi}$ та $s_w \leq 50 \text{ см}$.

Максимальне значення поперечної сили згідно результатів розрахунку плити перекриття в ПК ЛІРА САПР – 122,63 кН.

Призначаємо поперечну арматуру діаметром 10 мм зі сталі A240 C. За конструктивними вимогами максимальний крок поперечної арматури на

приопорних ділянках $s_w \leq h_{\pi}/2 = 20/2 = 10$ см, але не більше 15 см. Призначаємо крок поперечної арматури $s_w = 15$ см.

Перевіряємо міцність стисненої похилої смуги плити за формулою:

$$\begin{aligned} Q_{\max} &= 122,63 \text{ кН} \leq 0,3\varphi_{b1} \cdot \varphi_{w1} \cdot R_b \cdot b_{sb} \cdot h_0 = \\ &= 0,3 \cdot 0,855 \cdot 1,04 \cdot 1,45 \cdot 100 \cdot 16,5 = 638,22 \text{ кН}. \end{aligned} \quad (3.2)$$

Умова виконується, міцність похилих перерізів на сприйняття поперечної сили забезпечена.

$$\varphi_{b1} = 1 - 0,01 \cdot 14,5 = 0,855.$$

$$\varphi_{w1} = 1 + 5 \frac{E_s}{E_b} \frac{n_w A_{sw}}{b_{sb} s_w} = 1 + 5 \frac{2,1 \cdot 10^5}{30 \cdot 10^3} \cdot \frac{2 \cdot 0,79}{100 \cdot 15} = 1,04. \quad (3.3)$$

Погонне зусилля в поперечних стержнях:

$$q_{sw} = \frac{17,0 \cdot 2 \cdot 0,79}{15} = 1,79 \frac{\text{кН}}{\text{см}} > q_{sw, \min} = \frac{0,6 \cdot 0,108 \cdot 100}{2} = 3,24 \text{ кН/см}.$$

Проекція похилого перерізу на вісь плити знаходимо за формулою:

$$c = \sqrt{\frac{\varphi_{b2} R_{bt} b_{sb} h_0^2}{q_{sw}}} = \sqrt{\frac{2 \cdot 0,108 \cdot 100 \cdot 16,5^2}{0,895}} = 81,06 \text{ см}. \quad (3.4)$$

Обчислюємо поперечну силу, яку сприймає бетон стисненої зони плити:

$$Q_b = \frac{\varphi_{b2} R_{bt} b_{sb} h_0^2}{c} = \frac{2 \cdot 0,108 \cdot 100 \cdot 16,5^2}{81,06} = 72,55 \text{ кН}. \quad (3.5)$$

$$Q_b = 72,55 \text{ кН} < 2,5 \cdot 0,108 \cdot 100 \cdot 16,5 = 445,50 \text{ кН};$$

$$Q_b = 72,55 \text{ кН} < 0,6 \cdot 0,108 \cdot 100 \cdot 16,5 = 106,92 \text{ кН}.$$

Надалі приймаємо значення поперечної сили $Q_b = 106,92$ кН.

$$c_0 = \sqrt{\frac{2 \cdot 0,108 \cdot 100 \cdot 16,5^2}{1,14}} = 71,82 \text{ см}.$$

Приймаємо найменше зі значень: $c = c_0 = 71,82$ см.

Розрахункове значення поперечної сили в кінці похилого перерізу:

$$Q = 122,63 - 0,895 \cdot 71,82 = 58,35 \text{ кН}.$$

Перевіряємо міцність перерізу плити перекриття за формулою:

$$Q = 58,35 < Q_b + q_{sw} \cdot c_0 = 106,92 + 3,24 \cdot 71,82 = 339,62 \text{ кН}. \quad (3.6)$$

Умова виконується. Міцність плити перекриття типового поверху житлового будинку забезпечена.

Ділянки плити перекриття в прогонах армуємо з кроком $s_w \leq 3/4h_{\pi} = 3/4 \cdot 20 = 15$ см, що не перевищує $s_w \leq 50$ см.

4. ОСНОВИ І ФУНДАМЕНТИ

4.1. Аналіз інженерно-геологічних умов майданчика

Майданчик не має забудови. Раніше територія була вкрита хаотичною рослинністю, однак на час проведення досліджень її очищено від дерев і чагарників. У деяких місцях дерновий шар і верхній горизонт ґрунту зняті внаслідок планувальних робіт.

Абсолютні позначки контуру ділянки змінюються від 104,88 м до 106,38 м, відповідно перепад висот рельєфу становить 1,5 м.

За результатами аналізу геолого-літологічної будови майданчика, статистичної обробки приватних значень показників фізико-механічних властивостей ґрунтів і дослідів з випробуванням їх статичним зондуванням згідно з [7] з урахуванням їх просторової мінливості, на вивченому майданчику виділено 6 інженерно-геологічних елементи.

Техногенні ґрунти – tQ

ІГЕ-0. Насипні ґрунти – представлені сумішшю щебеню, піску, суглинку, будівельного сміття, залягають із поверхні у формі шару потужністю 0,3-1,8 м.

Насипні ґрунти за способом відсипання безладно відсипані, відносяться до звалищ ґрунтів без ущільнення. Використовувати в основі фундаментів не рекомендується.

ІГЕ-1. Гліни слабонабухаючі тверді, з прошарками напівтвердих включень до 5,0% залягають у розрізі у вигляді шарів та лінз потужністю від 0,6 до 8,9 м.

Основні фізико-механічні характеристики ґрунту:

- щільність ґрунту $\rho(0,95) = 1,73$ г/см³; $\rho(0,85) = 1,79$ г/см³;
- коефіцієнт пористості $e = 0,683$;

- показник текучості $I_L = < 0$;
- модуль деформації $E = 15,2$ МПа;
- питоме зчеплення $C(0,95) = 43,5$ кПа; $C(0,85) = 44,6$ кПа;
- кут внутрішнього тертя $\varphi(0,95) = 17^\circ$; $\varphi(0,85) = 19^\circ$.

ІГЕ-2. Глини сильнонабухаючі тверді, з прошарками напівтвердих з прошарками суглинку, залягають у розрізі у вигляді шарів та лінз потужністю від 0,9 до 6,0 м.

Основні фізико-механічні характеристики ґрунту:

- щільність ґрунту $\rho(0,95) = 1,79$ г/см³; $\rho(0,85) = 1,82$ г/см³;
- коефіцієнт пористості $e = 0,731$;
- показник текучості $I_L = < 0$;
- модуль деформації $E = 19,6$ МПа;
- питоме зчеплення $C(0,95) = 26,7$ кПа; $C(0,85) = 33,1$ кПа;
- кут внутрішнього тертя $\varphi(0,95) = 16^\circ$; $\varphi(0,85) = 17^\circ$.

ІГЕ-3. Глини тверді з прошарками щебню до 30,0%, з прошарками щебенистого ґрунту та піщаників міцних потужністю до 0,2 м, залягають у розрізі у вигляді шарів та лінз потужністю від 0,9 до 5,6 м.

Основні фізико-механічні характеристики ґрунту:

- щільність ґрунту $\rho(0,95) = 1,65$ г/см³; $\rho(0,85) = 1,73$ г/см³;
- коефіцієнт пористості $e = 0,603$;
- показник текучості $I_L = < 0$;
- модуль деформації $E = 20$ МПа;
- питоме зчеплення $C(0,95) = 37,0$ кПа; $C(0,85) = 38,7$ кПа;
- кут внутрішнього тертя $\varphi(0,95) = 18^\circ$; $\varphi(0,85) = 19^\circ$.

ІГЕ-4. Щебеневі ґрунти в заповнювачі глина рідше суглинок, залягають у формі лінз, потужністю від 0,2 м до 7,7 м.

Основні фізико-механічні характеристики ґрунту:

- щільність ґрунту $\rho(0,95) = 2,08$ г/см³; $\rho(0,85) = 2,12$ г/см³;

- коефіцієнт пористості $e = 0,399$;
- модуль деформації $E = 44,9$ МПа;
- питоме зчеплення $C(0,95) = 12,0$ кПа; $C(0,85) = 12,0$ кПа;
- кут внутрішнього тертя $\varphi(0,95) = 32^\circ$; $\varphi(0,85) = 32^\circ$.

ІГЕ-5. Пісковики міцні дуже щільні, слабовивітрілі, нерозм'якшувані, з показником якості породи – дуже погане ($RQD < 25\%$) вихід керна стовпчиками менше 5 см, сірого кольору сильно тріщинуваті розкриті в розрізі у вигляді шару потужністю 0,2-2,5 м.

Основні фізико-механічні характеристики ґрунту:

- щільність ґрунту $\rho(0,95) = 2,43$ г/см³; $\rho(0,85) = 2,45$ г/см³;
- коефіцієнт пористості $e = 0,108$;
- модуль деформації $E = 46,6$ МПа.

На період досліджень підземні води зафіксовані у всіх свердловинах на глибинах 6,5-12,0 м. Рівень підземних вод, що встановився, зафіксований на глибинах 6,0-9,6 м на абс. відм. 95,88-100,62 м. Води напірні, величина напору змінюється від 0,5 до 4,1 м. Водовмісними ґрунтами є прошарки щибенистих ґрунтів та тріщинуватих пісковиків у глинах.

За хімічним складом води сульфатно-гідрокарбонатні кальцієво-натрієво-калієві та сульфатно-гідрокарбонатні натрієво-калієві. По відношенню до бетонів не агресивні, на металеві конструкції при температурі 0-6° - слабоагресивні, понад 6° - середньоагресивні.

4.2. Розрахунок пальового фундаменту житлового будинку

Фундаментами житлового будинку є пальові фундаменти, що складаються з монолітного ростверку – стрічкового під стінами та плитного під кущами паль. Висота ростверку прийнята 500 мм, ростверк виконується з бетону В25, F150, W6. Основна арматура ростверку діаметром 16 мм, клас робочої арматури – А500С. Поперечна арматура прийнята діаметром 12 мм класу А500С. Під ростверками влаштовується бетонна підготовка товщиною 100 мм з бетону класу

В7.5 та обмазочна гідроізоляція в два шари. Палі збірні залізобетонні квадратного перерізу 30х30 см довжиною 5 м (С50.30-2) за [34]. Позначка вістря паль (абс.) – 99,5 м.

На рис. 4.1 наведений інженерно-геологічний розріз з розташуванням паль відносно інженерно-геологічних елементів.

Несучу здатність F_d , кН палі визначаємо згідно [7]:

$$F_d = \gamma_c \left(\gamma_{R,R} R A + \gamma_{R,f} u \sum f_i h_i \right) = 1,0 (1,0 \cdot 6000 \cdot 0,09 + 1,0 \cdot 1,2 \cdot 88,85) = 630,05 \text{ кН} = \mathbf{63,0 \text{ т.}}$$

$\gamma_c = 1,0$ – коефіцієнт умов роботи палі;

$\gamma_{R,R} = 1,0$ – коефіцієнт надійності за опором ґрунту під нижнім кінцем палі;

R – розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі, кПа [7];

$\gamma_{R,f}$ – коефіцієнт умов роботи ґрунту на бічній поверхні палі, що залежить від способу влаштування пальового фундаменту [7];

f_i – розрахунковий опір i -го шару ґрунту на бічній поверхні стовбура палі, кПа, приймається згідно [7];

h_i – товщина i -го шару ґрунту, що стикається з бічною поверхнею палі, м;

№ шару	ІГЕ	Назва ґрунту	h_i	f_i	$f_i h_i$
1	0	Насипний ґрунт	1	0	0
2	1	Глина тверда	1	26	26
3	2	Глини сильнонабухаючі тверді	1	18	18
4	3	Глини тверді з прошарками щебню	1	23	23
5	3	Глини тверді з прошарками щебню	0,95	23	21,85
					88,85

Допустиме навантаження на палю, згідно вимог [7] не повинне перевищувати значення:

$$\gamma_n N \leq \frac{F_d}{\gamma_{c,g}} = \frac{63,0}{1,4} = 45,0 \text{ т.}$$

Згідно результатів розрахунку житлового будинку в ПК ЛІРА САПР в скінченних елементах, що моделюють збірні палі повздовжнє зусилля N від розрахункового збігу навантажень не перевищує допустиме навантаження – 46 т.

В результаті просторового розрахунку житлового будинку в ПК «ЛІРА САПР 2022» з урахуванням ґрунтової основи були отримані дані щодо напружено-деформованого стану ростверків, їх деформації та виконаний підбір основної робочої та додаткової арматури за допомогою інструментів «ЛІРА САПР 2022». Так як обсяг даних результатів є достатньо об'ємним, наводимо в пояснювальній записці переміщення (осідання) ростверків житлового будинку, та визначене в програмному комплексі «ЛІРА САПР» основне та додаткове армування (рис. 4.3 – 4.8).

За результатами виконаного розрахунку пальових фундаментів житлового будинку в ПК «ЛІРА САПР» приймаємо остаточно наступне армування:

Основна верхня арматура ростверків діаметром $\emptyset 16$ з кроком 200 мм класу А500С згідно з [24]; основна нижня арматура діаметром $\emptyset 16$ з кроком 200 мм класу А500С згідно з [24].

Додаткова нижня та верхня арматура прийнята з арматури діаметрами 12, 16, 20 та 25 мм класу А500С за [24] з кроком 100 та 200 мм. Каркаси поперечного армування прийнято з арматури діаметром 12 мм класу А500С за [24] відповідно крок поперечної арматури в каркасах прийнятий 100 мм. Спосіб влаштування арматури – в'язаний, за допомогою в'язального дроту. В'язка виконується в кожному перетині стрижнів.

5. ТЕХНОЛОГІЯ БУДІВНИЦТВА ТА ОХОРОНА ПРАЦІ

5.1. Технологія та організація виконання робіт з укладки керамогранітної плитки

Технологічна карта розроблена на виконання робіт з облицювання стін та підлог керамогранітною плиткою на об'єкті.

Роботи виконуються в період, що дозволяє проводити даний вид робіт, а також у відповідність до затвердженого графіка виконання робіт по даному об'єкту в одну зміну тривалістю 8 годин.

При зміні умов виконання робіт, категорії складності та інших вихідних даних технологічна карта підлягає коригуванню.

Роботи виконуються в наступному порядку:

- підготовка поверхонь;
- облицювання підлог.

5.1.1. Порядок виконання робіт

Перед прямим укладанням плитки необхідно:

1. Організувати робочий майданчик;
2. Перевірити та підготувати робочу поверхню;
3. Ретельно вивірити розміри, рівність стін і перевірити наявність ухилів підлоги, при необхідності усунути ці недоліки;
4. Перевірити якість робочих матеріалів;
5. Оптимізувати робочу поверхню, щоб облицювання вийшло гармонійним з естетичної точки зору (наприклад, слід уникати розташування обрізаних плиток у видимих місцях);
6. Підготувати розчин, сполучні матеріали та приступити до кладки плитки.

Спочатку облицювають підлогу, а потім стіни. В цьому випадку при облицювання стін плитки притискають до плиток підлоги. Якщо спочатку облицювають стіни, то плитки нижнього ряду наклеюють на деякій відстані від

підлоги так, щоб потім можна було укласти шар цементного розчину та плитку для підлоги.

Плитки слід розрізати склорізом за наміченою олівцем лінії. Ріжеться плитка по лицьовій поверхні, прорізають глазур та частину черепка плитки. Після того, як склорізом намічена лінія надрізу, плитку прикладають до краю столу по лінії надрізу і, натиснувши на неї зверху, ламають. Також для різання плиток використовуються спеціальні інструменти, що полегшують різання та ламання плитки.

Для вирізів складної форми виготовляється картонний шаблон, приміряється ситься контур на плитку. Плитковою пилкою працюють як лобзиком з легким натиском. Плитка, що обробляється, повинна лежати рівно і стійко. Краї вирізу згладжуються пилкою або абразивом. Подряпайте на ділянці, що видаляється, плитку діагональну сітку стамескою або креслярською голкою. Видалення зайвих шматочків плитки виконується за допомогою плиткових кусачок.

Обколоті краї плитки обережно зачищаються і потім загладжуються абразивом. Щоб зрізати плитки для краю покриття, знадобиться спеціальний різак для плитки.

Клейовий розчин готується шляхом висипання сухої суміші у воду та вимішуванням вручну чи механічно. Необхідно чітко дотримуватися зазначених в інструкції пропорцій. Після вимішування розчин залишають на 5-15 хвилин для повного розчинення хімічних компонентів розчину та отримання кращої однорідності, потім ще раз перемішують.

Щоб шви були однаковими, застосовуються спеціальні хрестики (розкладки) різної товщина. Після укладання на стіні плитку притискають рукою, а при великих розмірах підбивають спеціальним гумовим молотком.

Клейову суміш наносять на поверхню не більше ніж на 1 квадратний метр, оскільки розчин зберігає свої властивості, що клеять, протягом 10-30 хвилин. Час

це залежить від типу основи та температури, а також вологості повітря. Розчин, який вже засох на стіні і втратив свої клеючі здібності, слід видалити та нанести новий шар розчину.

До закладення швів можна приступати тільки тоді, коли плитки міцно з'єдналися з поверхнею, як правило, через 24 години. Для цих цілей використовуються спеціальні розчини (затирання) потрібного кольору. Суха суміш для заповнення швів висипається в чисту ємність з водою, перемішується, відстоюється, знову ретельно перемішується. Отриманим розчином заповнюються шви, глибоко вводячи розчин усередину шва за допомогою гумового шпателя або терки з приклеєною гумою.

Акуратно вмазують затирку в шви, щоб шви повністю заповнилися і в них не було порожнеч. Надлишки затирання видаляються, використовуючи спеціальну гумову кельму, приставлену під кутом 45 до швів.

Для заповнення швів часто використовуються різні поліуретанові та силіконові герметики. Силіконову або поліуретанову масу разом із прилеглою поверхнею керамічної плитки слід зволожувати водою з додаванням мила за допомогою ручного обприскувача. Зволоження водою запобігає приклеюванню герметика до поверхні керамогранітної плитки. Також, щоб уникнути забруднення плитки, їх заклеюють спеціальною стрічкою і тільки потім заповнюють шви. Стрічку потрібно відірвати до повного затвердіння маси. Залишки герметика видаляються за допомогою спеціального інструменту, який також надає шву бажаної форми.

Після того, як шви добре повністю замазані та відполіровані, необхідно дати їм висохнути.

Наступним етапом укладання керамогранітних плиток є роботи з догляду. Сильні забруднення, нальоти цементу та залишки клею видаляються за допомогою спеціальних рідин.

Якщо шовні заповнювачі необхідно захищати від забруднення чи хімічного впливу, можна покрити їх спеціальними складами чи емульсіями. Для захисту поверхні неглазурованої плитки від забруднень, плям від води, жиру тощо також пропонуються спеціальні складки.

Останнє, що потрібно зробити нанести на плитку та шви герметизуючий засіб. Поверхня має оброблятися губкою протягом 3-5 хвилин. Залишки видаляються за допомогою паперу. Перший шар висихає одну годину, потім процес необхідно повторити.

Захищати всю поверхню плитки не обов'язково, достатньо захистити тільки шви.

Тоді засіб можна нанести тільки на шви між плитками, тим самим знизивши витрати герметика і зробивши очищення підлоги дуже легкою.

Зазвичай підлогою можна користуватися через 24 години, але повної стійкості розчин досягне тільки через 3 доби. Слід пам'ятати, що твердіння речовин, що клеять, відбувається рівномірно, якщо поверхня не відчуває на собі частих навантажень (наприклад, якщо по підлозі починають відразу ходити або встановлюють важкі меблі). В іншому випадку існує небезпека відшаровування окремих плиток.

Необхідна ретельна обробка та очищення поверхонь з видаленням нерівностей. Крім того, до початку кладки необхідно обробити поверхні спеціальним складом, який захищає основу від попадання вологи та покращує міцність зчеплення клею. Від стану поверхні може залежати і вибір сполучного складу.

Форма поверхні впливає на вибір розмірів плитки, на їхнє розташування та техніку кладки. Розмір поверхні може визначати необхідність виконання деформаційних швів.

Основою (облицювальною поверхнею) для укладання плитки можуть бути всі загальноприйняті у будівництві поверхні: бетон, залізобетон, цементні

стяжки, цегляні стіни, фанера, дерево, скло, метал, старі поверхні тощо. Перш ніж приступати до облицювання стін необхідно оцінити якість наявної поверхні. Зазвичай потрібна її попередня підготовка. Основа під керамогранітну плитку повинна бути міцною і відповідно рівною, очищеною від бруду, пилу, вапна, жиру, залишків малярських покриттів, іржі. Всі елементи штукатурки, що слабо прилягають, необхідно видалити. Основа не повинна піддаватися усадці або деформації (виключення особливих матеріалів). Необхідно також попередньо вирівняти стіни та підлогу.

Цементна підлога вимагає попередньої підготовки перед облицюванням нанесення шару, що вирівнює. Спочатку цементну підлогу необхідно ґрунтовно очистити від бруду, залишків розчину та пилу. Оскільки максимальна товщина шару, що вирівнює, не може перевищувати 10 мм, западини необхідно попередньо закласти розчином, наносячи його на вологу ґрунтовку. Її розливають поверхнею і розподіляють жорсткою щіткою. На ще вологу ґрунтовку наносять рідку шпаклівку. Працювати потрібно дуже швидко, щоб перерви між нанесенням порцій розчину не перевищували 10 хвилин. Тому необхідно заздалегідь приготувати достатню кількість розчину. Розчин наливають на підлогу, послідовно покриваючи ділянку за ділянкою. Робота проводиться, починаючи від кута, до виходу. Розчин розподіляють по підлозі за допомогою кельми, особливо ретельно на межах окремих ділянок. Ходити поверхнею можна тільки через 10 годин, через два дні можна приступати до облицювання.

5.1.2. Облицювання підлоги

При вимірі площі підлоги для розрахунку кількості плитки необхідно враховувати ділянки, що стикаються зі стінами. При облицюванні підлоги потрібно знайти точку відліку, яка має збігатися з одним із вертикальних рядів.

Спочатку встановлюються опорні та проміжні маяки. Перед встановленням маяків на стіні, що прилягає до підлоги, слід зробити позначки,

що визначають висоту поверхні, що виводиться. У протилежних кутах кімнати вздовж однієї стіни на заданій висоті робляться позначки. Між відмітками натягують шнур і відбивають горизонтальну лінію. Цю операцію роблять по всьому периметрі приміщення. Лінію слід зберігати до закінчення настилання підлоги. Наявність такої лінії дозволяє швидко встановити опорні маяки. Ці маяки визначають рівень підлоги, що облицьовується.

Укладання проміжних маяків, перевірку маячних рядів виконують з використанням будівельного рівня встановленого на рівну рейку.

Проміжні маяки плиткової підлоги встановлюють по опорних маяках. Укладена плитка є проміжним маяком. При багаторазовому використанні рейки з рівнем необхідно стежити, щоб рівень на рейці знаходився на тому самому місці.

Укладання плитки на підлогу слід починати з фризового ряду. Фризовий ряд укладають цілими плитками вздовж стін по периметру кімнати. У пристінній частині можна застосовувати плитки перерізані навпіл. При укладанні маячних смуг необхідно стежити, щоб натягнутий шнур причальний не провисав.

Маячні смуги забезпечують горизонтальність поверхні основного покриття. Після завершення укладання фризу можна приступати до укладання основного покриття.

Основне покриття укладається окремими смугами – захватками.

Смуги захватки при укладанні з одного боку обмежені стіною приміщення або смугою раніше закінченої захватки, з іншого боку захватка обмежена причальним шнуром, розтягнутим лише на рівні чистої підлоги.

Слід дотримуватися симетричності рядів кахлю на стіні та на підлозі.

Роботи з облицювання підлоги починаються з найдальшого від дверей кута приміщення. На плитку наносяться потрібні розміри. Якщо необхідно відрізати невеликий шматочок, рекомендуємо використовувати плитко різку.

Наприкінці укладання плитки необхідно злегка відбити її за допомогою гумового молотка та дерев'яного бруска, особливо в місцях з'єднання плиток та по кутах. Це забезпечить рівномірний розподіл розчину.

Надлишки розчину в швах забираються з поверхні плитки губкою, змоченою у теплій воді.

Міжплиткові шви затирають за допомогою сумішей для затирання. Сухе затирання розводять водою і розтирають по швах.

Перелік застосовуваного інструменту та обладнання:

1. Рівень для горизонтальних та вертикальних ліній.
2. Спиртовий фломастер для розмітки на плитках.
3. Рулетка та металева лінійка.
4. Шматочки для плиток.
5. Ручний різак для плитки.
6. Пробійник та будівельні цвяхи.
7. Плоскогубці.
8. Гумовий молоток.
9. Молоток.
10. Шпатель.
11. Ніж для шпаклівки.
12. Губка або гумова кельма для нанесення розчину.
13. Ганчірки.
14. Декілька відер.
15. Захисні окуляри.

Матеріали:

1. Плитка.
2. Вирівнюючий розчин.
3. Клеючий розчин.
4. Затиральний розчин для швів.

5. Силіконовий герметик для швів
6. Малярні стрічки.
7. Оздоблювальний профіль для зовнішніх кутів.
8. Великий наждачний папір.
9. Розпірки між плитками.

Таблиця 5.1

Склад бригади за професіями

№ п/п	Професія	Кількість
1	Плиточник	2
2	Різноробочий	4

5.2. Техніка безпеки та охорона праці

При роботі ручним інструментом небезпечними та шкідливими факторами, які можуть призвести до нещасного випадку на виробництві, є наступні:

- несправний чи неякісний інструмент;
- недостатнє освітлення робочої зони;
- робота з інструментом без засобів захисту та спеціальних пристроїв;
- поранення очей відлітаючими частинками металу при рубанні та різанні металу без індивідуальних засобів захисту;
- необережне поводження з інструментом (зрив, невірний удар тощо), особливо в стиснених і важкодоступних місцях.

До роботи з ручним інструментом допускаються особи не молодші 18 років, які пройшли медогляд, навчання безпечним методам роботи та проінструктовані з техніки безпеки.

Весь інструмент, призначений для роботи в газонебезпечному середовищі, повинен бути в обмеженому виконанні, щоб уникнути іскроутворення під час роботи.

На працівників, що працюють з ручним інструментом покладаються ті ж засоби індивідуального захисту, що і за основною професією.

Починаючи роботу після тривалої перерви (хвороби, відпустки) необхідно отримати від керівника робіт додатковий інструктаж з техніки безпеки.

Правильно надіти чистий і справний спецодяг, спецвзуття, що покладається за нормами. Волосся прибрати під головний убір. Застебнути або зав'язати рукави у кистей рук, щоб не було кінців одягу, що звисають і розвіваються. Не тримати в кишенях одягу металеві предмети із гострими кінцями. Чи не класти інструмент у кишені.

Підготувати справні захисні окуляри.

Отримати завдання виконання робіт від керівника робіт.

Підготувати робоче місце до безпечного ведення робіт - прибрати зайві предмети, освітлення має бути достатнім і без сліпучої дії.

Ручний інструмент повсякденного застосування повинен бути закріплений за робітниками для індивідуального чи бригадного користування.

Відповідальними за справний стан ручного інструменту є особа, яка видає інструмент, і робітник, що користується ним.

Весь ручний інструмент (як у коморі, так і виданий на руки) повинен періодично оглядатись, а також безпосередньо перед застосуванням. Несправний інструмент повинен вилучатися.

Вибраковування інструменту повинно проводитися відповідно до встановленого на підприємстві графіка, але не рідше 1 разу на місяць.

Для зберігання справного інструменту в коморі має бути виділене окреме місце.

Для перенесення інструментів, якщо це потрібно за умовами роботи, кожному робітнику повинна видаватися сумка або легка переносна скринька.

Інструмент на робочому місці повинен бути розташований так, щоб унеможлиблювалася його скочування або падіння.

Перевірити справність ручного інструменту і переконатися, що:

- бойки молотків і кувалд мають гладку, злегка опуклу поверхню без косини, сколів, тріщин і задирок, надійно закріплені на рукоятках шляхом розклинювання металевими завершеними клинами і не мають наклепів, рукоятки повинні бути гладкими і не мати тріщин.

Рукоятки молотків, кувалд та іншого інструменту ударної дії повинні виготовлятися із сухої деревини твердих та в'язких листяних порід (берези, дуба, бука, клена, ясеня, горобини, кизилу, граба) без сучків або із синтетичних матеріалів, що забезпечують міцність та надійність.

Забороняється використання рукояток, виготовлених з м'яких та великошарових порід дерева (ялинки, сосни тощо), а також із сирої деревини.

Рукоятки молотків, зубил тощо. повинні мати по всій довжині у перерізі овальну форму. До вільного кінця рукоятки повинні дещо потовщуватися, щоб уникнути вислизання із рук. Вісь рукоятки має бути строго перпендикулярна до поздовжньої осі інструменту.

Поверхні металевих ручок кліщів гладкі (без вм'ятин, зазубрин, задирок) очищені від окалини.

При виявленні несправностей доповісти керівнику робіт та до їх усунення роботи не приступати. Несправний інструмент замінити або здати в ремонт.

Необхідно знати місця розташування телефону, аптечки, засобів пожежогасіння та вміти ними користуватися.

Виконувати тільки ту роботу, яку доручив керівник робіт, безпечними прийомами, обережно, уважно та лише справним інструментом.

Забороняється працювати з інструментом, рукоятки якого насаджені на загострені кінці (напильники, шабери та ін.) без металевих кілець бандажних, а також без дерев'яної рукоятки, погано укріпленої або несправної.

Забороняється користуватися ударним інструментом (молотки, кувалди, зубила, пробійники), що мають задирки.

При роботі клинами або зубилами за допомогою кувалд слід застосовувати клинотримачі з рукояткою завдовжки не менше 0,7 м.

Під час роботи інструментом ударної дії необхідно користуватися захисними окулярами для запобігання влученню в очі твердих частинок.

При користуванні кліщами застосовувати кільця. Розміри кілець повинні відповідати нормам. Викрутку вибирати по ширині робочої частини (лопатки), яка залежить від розміру шліцю в голівки шурупа або гвинта.

Ключі підбирати відповідно до розмірів гайок і болтів. Не працювати гайковими ключами з непаралельними, зношеними губками.

Не класти інструмент на поручні огорож або неогороджений край майданчика лісів, риштування, а також поблизу відкритих люків, колодязів.

При перенесенні чи перевезенні інструменту на гострі його частини необхідно надіти чохли. На кріпильних роботах користуватися накидними та торцевими ключами, оскільки вони краще тримаються на гайках та зручні у роботі.

Негайно припинити користуватися ручним інструментом у таких випадках:

- на робочих поверхнях з'явилися пошкодження (вибоїни, сколи);
- на бічних гранях у місцях затиску їх рукою утворилися задирки та сколи;
- на поверхні ручок інструментів є тріщини та задирки;
- перегріта робоча поверхня.

Доповісти керівнику робіт. Інструмент слід замінити, несправний здати у ремонт.

6. ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВНИЦТВА

6.1. Послідовність виконання будівельних робіт

При складанні розділу прийнято цілорічне виконання будівельно-монтажних робіт підрядним способом із залученням як генпідрядник організації

за контрактом. Для виконання спеціальних монтажних робіт залучаються спеціалізовані монтажні організації за контрактом.

Допуск на виробничу територію сторонніх осіб, а також працівників у нетверезому стані або не зайнятих на роботах на даній території забороняється [20].

Для забезпечення своєчасної підготовки та дотримання технологічної послідовності будівництва проектом передбачаються два періоди будівництва:

- підготовчий;
- основний.

У підготовчий період, що становить 2,5 місяці, виконуються роботи організаційно-технологічної підготовки будівництва та підготовчі роботи, що передують основному періоду будівництва.

Організаційно-технічна підготовка:

- забезпечення будівництва проектно-кошторисної документацією;
- оформлення фінансування будівництва;
- укладання договорів підряду та субпідряду на будівництво;
- оформлення дозволів та допусків на проведення робіт;
- вивчення інженерно-технічним персоналом проектно-кошторисної документації, детальне ознайомлення з умовами будівництва, розробка проектів виконання робіт;
- розробка заходів щодо організації праці;
- забезпечення будівельних бригад картами трудових процесів;
- організація інструментального господарства для забезпечення бригад необхідними засобами малої механізації, інструментом, засобами вимірювань та контролю, засобами підмашування, огорожами та монтажним оснащенням у складі та кількості, передбачених нормокомплектами.

У зв'язку з прийнятим будівельним генеральним планом організаційно-технологічні схеми, що визначають послідовність будівництва будівлі, такі:

1. Підготовчі роботи:
 - огороження ділянки;
 - планування майданчика будівництва;
 - встановити тимчасові контейнери санітарно-побутового, складського та адміністративного призначення;
 - встановлення світильників нічного освітлення та сигнальних світильників;
 - влаштування майданчика для миття коліс а/тр.;
 - обладнати тимчасові туалети (біотуалети);
 - встановити тимчасові контейнери для будівельного та побутового сміття;
 - забезпечити будівельний майданчик водою та електроенергією;
 - Виконати розбивку осей проєктованих будівель.

Основний період:

2. Вертикальне планування майданчика будівництва
3. Земляні роботи (пристрій котловану);
4. Зведення підземної частини - влаштування фундаменту – пальового поля та монолітних ростверків;
5. Влаштування інженерних мереж (після розробки котловану)
6. Зведення об'єкта будівництва (надземна частина);
7. Виконання внутрішніх робіт
8. Благоустрій території
 - 1) покриття площ проїздів;
 - 2) зовнішнє освітлення;
 - 3) огороження території;
 - 4) озеленення.

6.2. Потреба будівництва в кадрах

Розрахунок потреби будівництва в трудових ресурсах виконаний виходячи з нормативної трудомісткості робіт з нового будівництва (Тр, чол-год.),

визначеної локальними кошторисами об'єкта-аналогу (з урахуванням трудовитрат робітників зайнятих на експлуатації та обслуговуванні машин і механізмів), та їх нормативної тривалості (T_n , міс).

$$N = T_p / 8 / 22 / T_n,$$

де 22, дн – розрахункова кількість робочих днів у місяці, 8, год. – розрахункова кількість робочих годин за зміну.

Розрахунковою кількістю робітників для будівництва житлового будинку становитиме:

$$N = 81\,664 / 8 / 22 / 14,5 = 32 \text{ чол.}$$

Таблиця 6.1

Потреба будівництва в кадрах

Загальна чисельність Працюючих, люд.	В тому числі			
	Робітники, 84,5%	ІТР, 11%	Службовці, 3,2%	МОП та охорона, 1,3%
40	32	4	2	2

6.3. Потреба в майданчиках складування матеріалів, конструкцій, обладнання

Місця складування основних будівельних конструкцій, виробів та інструментів представлені на аркуші будівельного генерального плану.

При розробці ПОБ з визначення площі для тимчасового складування матеріалів, виробів та конструкцій використано нормативну документацію [18] та кошторисну вартість реконструкції об'єкта-аналогу.

Таблиця 6.2

Потреба в майданчиках складування матеріалів, конструкцій, обладнання

Найменування складської будівлі (Приміщення)	Вартість БМР	Нормативний показник площі S_n , м ² /люд.	Необхідна площа, м ² $S_{тр.} = (N \times S_n)$
Приміщення складського призначення			

Найменування складської будівлі (Приміщення)	Вартість БМР	Нормативний показник площі S_n , м ² /люд.	Необхідна площа, м ² $S_{тр.} = (N \times S_n)$
I Закриті склади:			
а) Опалювані (хімікати, фарби, оліфа, спецодяг, взуття)	2,081	24	49,9
б) Неопалювальні (цемент, штукатурка, фанера, сталь покрівельна)	2,081	9,1	18,9
Всього:			68,8
II Навіс:			
Навіс (сталь арматурна)	2,081	2,3	4,8
Навіс (руберойд, плити облицювальні, азбестоцементні плити, гіпсові перегородки)	2,081	48	100
Навіс (столярні та теслярські вироби)	2,081	13	27,05
Навіс (бітумна мастика)	2,081	13	27,05
Всього:			158,9
III Склади вогнебезпечних матеріалів:			
а) Центральний склад горючих матеріалів (бензин, дизельне паливо, гас)	2,081	18,2	37,9
б) Центральний склад масел та інших. вогнебезпечних матеріалів (кислоти, хімікати, масла)	2,081	1,5	3,1
Всього:			41
Усього для будівельного майданчика			268,7

6.4. Потреба будівництва в електричній енергії

Максимальну потребу будівництва в ресурсах при повному завантаженні механізмів та техніки визначено розрахунками.

Забезпечення електроенергією проводиться згідно з ТУ та ДЕС потужністю 100 кВт.

Проект освітлення будівельних майданчиків та робочих місць розробляється у складі проекту виконання робіт (ПВР). Розрахунок потреби будівництва в електроенергії наведено у 6.3.

Таблиця 6.3

Розрахунок потреби будівництва в електроенергії

Найменувань споживачів	Од. вимір.	Кіл-ть	Питома потужність на од. вимір., кВт	Сумарна потужність, кВт
Технологічні споживачі				
Трансформатор прогрівання бетону КТПТО-80	шт.	1	80	80
Вібратори для бетонної суміші	шт.	2	1,5	6
Перфоратори:	шт.			
GBH 4-32 DFR	шт.	2	0,9	1,8
GBH 8-45 DV	шт.	2	1,5	3
Встановлення алмазного буріння	шт.	1	2,6	2,6
ВСЬОГО:				93,4
Освітлення зовнішнє				
Зовнішнє освітлення ДНАТ-250	шт.	2	0,25	0,5
Висвітлення робочих місць ZT-500	шт.	2	0,5	1
Внутрішнє освітлення побутових приміщень				
Електроосвітлення	м ²	91	0,12	11
Комп'ютери	шт.	2	0,18	0,4
ВСЬОГО:				11,4
Зварювальний трансформатор ТД-500	шт.	1	7	7
ВСЬОГО:				7

Електрозабезпечення об'єкта передбачається з максимальним використанням джерел, мереж та електричних споруд.

Потреба електроенергії, кВт*А, визначається на період виконання максимального обсягу будівельно-монтажних робіт за формулою:

$$P_m = L_x \left(\frac{K_1 * \sum P_m}{\cos E} + K_2 * \sum P_{во} + K_3 * \sum P_{но} + K_4 * \sum P_{св} \right),$$

де $L_x = 1,05$ – коефіцієнт втрати потужності у мережі;

$\sum P_t$ – сума номінальних потужностей апаратів, що беруть участь у технологічних процесах, кВт;

$\sum P_{во}$ – сумарна потужність внутрішніх освітлювальних приладів, пристроїв для електричного обігріву (приміщення для робітників, будівлі складського призначення);

$\sum P_{но}$ – те саме, для зовнішнього освітлення об'єктів та території;

$\sum P_{св}$ – сума зварювальних трансформаторів;

$\cos \phi$ – коефіцієнти потужності 0,7 відповідно;

$K_1 = 0,5$; $K_2 = 0,8$; $K_3 = 0,9$; $K_4 = 0,6$ – коефіцієнт попиту, що враховує розбіжність навантажень споживачів.

$$P_m = 90,05 \text{ кВт.}$$

Розрахункова потреба в електроенергії 90,05 кВт під час виконання максимального обсягу будівельно-монтажних робіт. Ця розрахункова потужність може бути перевизначена на стадії ПВР за рахунок зміни переліку та характеристик електроспоживача.

Для освітлення майданчика будівництва ПОБ пропонує використовувати прожектори типу ДНАТ-250.

Штучне освітлення будівельних майданчиків та місць виробництва будівельних та монтажних робіт усередині будівель має відповідати вимогам цього стандарту, а також вимогам [18].

Електричне освітлення будівельних майданчиків та ділянок поділяється на робоче, аварійне, евакуаційне та охоронне.

На будівельних майданчиках та місцях виконання будівельних та монтажних робіт усередині будівель повинен бути забезпечений контроль освітленості.

6.5. Потреба будівництва у водопостачанні

Водопостачання призначене для забезпечення виробничих, господарсько-побутових та протипожежних потреб будівельного майданчика.

Водопостачання на будівельному майданчику на період виконання будівельно-монтажних робіт здійснюється від існуючої мережі водопостачання, на підставі даних з опитувального листа замовника. Зовнішня пожежогасіння передбачається від існуючої мережі водопостачання..

Потреба у воді визначається за формулою:

$$Q_{\text{вир.}} = Q_{\text{госп.}} + Q_{\text{душ.}}$$

де $Q_{\text{вир.}}$ – загальна витрата води на господарсько-питні потреби, л/с;

$Q_{\text{госп.}}$ – витрати води на господарсько-питні потреби, л/с;

$Q_{\text{душ.}}$ – витрата води на душові, л/с.

Витрата води на виробничі потреби знаходиться за формулою:

$$Q_{\text{пр.}} = K_n \times \frac{qnk}{t \cdot 3600}$$

де $K_n = 1,2$ – коефіцієнт на невраховану витрату води;

P_n – кількість виробничих споживачів у найбільш завантажену зміну;

$Q = 500$ л – витрата води на виробничого споживача;

$K = 1,5$ – коефіцієнт годинної нерівномірності водоспоживання;

$t = 8$ год. – кількість годин у зміні.

Витрата води на господарсько-побутові потреби визначається за формулою:

$$Q_{\text{госп.}} = \frac{q_x P_r K_{\text{год.}}}{3600 t} + \frac{q_d P_d}{60 t_1}$$

де $q_x = 15$ л – питома витрата води на господарсько-питні потреби працюючого;

P_r – чисельність працюючих у максимально завантажену зміну;

$K_{\text{год.}} = 2$ – коефіцієнт годинної нерівномірності споживання води;

$Q_d = 30$ л – витрата води на прийом душа одним працюючим;

P_d – чисельність тих, хто користується душем (до 80% P_r).

Витрата води на виробничі потреби

Потреба будівництва у воді на виробничого споживача визначається за формулою:

$$Q_{\text{пр}} = K_{\text{н}} \times \frac{q_{\text{п}} \times P_{\text{п}} \times K_{\text{год}}}{3600 t}$$

де $q_{\text{п}} = 500$ л – витрата води на виробничого споживача;

$P_{\text{п}}$ – кількість виробничих споживачів у найбільш завантажену зміну;

$K_{\text{год}} = 1,5$ – коефіцієнт на невраховану витрату води;

$t = 8$ годин – кількість годин у зміні (прийнято 2 зміни);

$K_{\text{н}} = 1,2$ – коефіцієнт на невраховану витрату води.

$$Q_{\text{пр}} = 1,2 \times ((500 \times 4 \times 1,5) / (3600 \times 8)) = 0,12 \text{ л/с}$$

Кількість виробничих споживачів найбільш завантажену зміну наведено в таблиці 6.4.

Таблиця 6.4

Перелік виробничих споживачів на будівельному майданчику

Споживач	Витрата води за ДБН	Кіл-ть в зміну, шт.	Обсяг робіт чи тривалість, м ³ (м ²) або год.	Витрата води за зміну, л
Установка для миття машин	400-700 л/см	1	2 зміни	1200
Поливка доріг	0,3-0,4 л/м ²	1	1 854,90	741,96
Полив бетону та залізобетону	200-400 л/м ³	600	8 годин	4 800
Компресорна станція	5-10 л/ч	5	8 годин	80
ВСЬОГО:	-	-	-	6 822

Витрати на господарські побутові потреби

Витрата води на господарсько-побутові потреби визначена згідно з формулою:

$$Q_{\text{госп.}} = \frac{q_{\text{х}} P_{\text{р}} K_{\text{ч}}}{3600 t} + \frac{q_{\text{дПд}}}{60 t_1}$$

$q_{\text{х}}$ – питома витрата води на господарсько-питні потреби, дорівнює 15 л;

P_p – кількість працюючих у найбільш завантажену зміну, дорівнює 100;

K_1 – коефіцієнт годинної нерівномірності споживання води на господарсько-питні потреби (1,5 – 3), дорівнює 3;

t – число годин роботи за зміну, дорівнює 8.

Витрата води на господарсько-питні потреби Q_1 дорівнює 0,04 л/с.

q_d – витрата води на одну особу, яка приймає душ, дорівнює 30 л;

P_d – кількість працюючих, які користуються душем, дорівнює 80;

t_1 – тривалість використання душової установки, що дорівнює 45 хв.

Витрата води на прийняття душу Q_2 дорівнює 0,24 л/с.

Витрата води на господарсько-побутові потреби розрахована на максимально потрібну кількість працюючих:

$$Q_{\text{госп.}} = 0,67 \text{ л/с.}$$

Витрата на пожежогасіння

Розрахункова кількість одночасних пожеж на майданчику будівництва об'єкта заведено – 1.

Витрата води на пожежогасіння приймається 5 л/с.

Сумарна витрата води на тимчасове водопостачання на будівельному майданчику:

$$Q_{\text{общ}} = Q_{\text{пр}} + Q_{\text{хоз}} + Q_{\text{пож}} = 0,12 + 0,67 + 5 = 5,79 \text{ л/с.}$$

7. ОХОРОНА НАВКОЛИШНЬОГО СЕРЕДОВИЩА

При виконанні робіт слід виконувати вимоги з охорони природного середовища, викладені в [19]. Під час розробки проекту виконання робіт генеральна підрядна будівельна організація має розробити природоохоронні заходи.

Усі будівельні матеріали, що використовуються під час зведення об'єкта, зокрема отримані з природних родовищ (пісок, щебінь, сировина для цементу), а

також промислові побічні продукти чи відходи, підлягають обов'язковій перевірці на радіаційну безпеку.

Інформацію про результати такого контролю необхідно надати Замовнику та представнику авторського нагляду ще до початку виконання будівельних робіт.

У випадку використання нових матеріалів, виробів або конструкцій, у тому числі іноземного виробництва, вони мають бути підтверджені відповідним технічним свідоцтвом, виданим уповноваженим органом у сфері будівництва України.

Під час експлуатації дорожньо-будівельної техніки слід забезпечувати постійний контроль за рівнем шуму з метою недопущення перевищення встановлених нормативних значень.

Природоохоронні заходи в період будівництва здійснюються за такими основними напрямками:

- зменшення забруднення повітря;
- боротьба із шумом;
- раціональне використання ресурсів.

На будівельному майданчику внаслідок роботи автотранспорту та інших механізмів дуже висока концентрація забруднення повітря. Існує необхідність у широкому перекладі на електропривод електрозварювальних апаратів, компресорів, насосів, засобів малої механізації, екскаваторів.

Стоянку і заправку будівельних механізмів ПММ слід проводити на спеціалізованих майданчиках, не допускаючи їх протоку і попадання на ґрунт. Після заправки пролите масло і паливо повинні бути негайно витерті. На машинах повинен бути справний вогнегасник, а в місцях стоянки машин повинні стояти ящики з піском. Не допускається стоянка машин і механізмів з працюючими двигунами.

Видалення побутових і будівельних відходів виконувати відповідно до вимог [8], збираючи їх у сталеві контейнери, що закриваються, що виключають забруднення навколишнього середовища. У міру накопичення сміття вивозять силами спеціалізованої ліцензованої організації на полігон побутових відходів.

Для видалення відходів використовується спеціальний контейнер для сміття ємністю 0,75 м³ або аналогічний. Складування та зберігання сміття до його вивезення за допомогою контейнерів здійснюється на спеціально обладнаному майданчику в тарі, що не допускає запилення. Для видалення побутових відходів є контейнери для побутових відходів.

При виконанні робіт вживати конструктивні та технологічні заходи щодо зниження рівня шуму. Заходами щодо зниження шумових відходів є:

- а) обмеження користування механізмами та пристроями, що виробляють вібрацію та сильний шум тільки денною зміною;
- б) на будівельному майданчику застосовується будівельна техніка, сертифікована в Україні і задовольняє вимоги щодо граничних норм шумового впливу;
- в) забороняється застосування гучномовного зв'язку;
- г) усі будівельні роботи повинні здійснюватися з 9.00 ранку до 19.00 години вечора.

Під час виїзду з будівельного майданчика передбачається місце (пункт) для миття коліс автотранспорту.

При виконанні робіт не дозволяється перевищення гранично допустимих концентрацій шкідливих речовин у повітрі робочої зони, при цьому необхідно користуватися приладами, які застосовуються для санітарно-гігієнічної оцінки шкідливих виробничих факторів.

Не можна приймати в експлуатацію об'єкт з недоробками, що заважають його нормальній експлуатації, з відступами від проекту і, насамперед, без

пристроїв та споруд, необхідних для запобігання забруднення та засмічення навколишнього середовища.

До заходів щодо охорони навколишнього середовища відносяться відновлення порушених територій, вертикальне планування утворених поверхонь, максимальне збереження зелених насаджень, проведення робіт з озеленення.

Під час проведення будівельних робіт слід передбачати максимальне застосування маловідходної та безвідходної технології з метою охорони атмосферного повітря, земель, лісів, вод та інших об'єктів навколишнього природного середовища. Збирання та видалення відходів, що містять токсичні речовини, слід здійснювати у закриті контейнери або щільні мішки, крім ручного навантаження. Поховання неутилізованих відходів, що містять токсичні речовини, необхідно проводити відповідно до законодавства України. Не допускається спалювання на будівельному майданчику будівельних відходів.

Ємності для зберігання та місця складування, розливу, роздачі паливно-мастильних матеріалів та бітуму обладнуються спеціальними пристроями та виконуються заходи для захисту ґрунту від забруднення. Побутове сміття та нечистоти слід регулярно видаляти з території будівельного майданчика у встановленому порядку та відповідно до вимог чинних санітарних норм. Землю та земельні угіддя, порушені під час будівництва, слід рекультивувати до початку здачі об'єкта в експлуатацію.

Безпосереднього водоспоживання для об'єкта, що розглядається, з водойм і безпосереднього водовідведення у водойми не планується. Забезпечення потреби у воді для виробничих потреб будівництва передбачається за допомогою встановлення ємності із привізною водою. Підвезення води здійснюється автоцистерною.

З метою виключення або зведення до мінімуму впливу на територію в процесі будівництва передбачена природозберігаюча технологія виконання

робіт – організація проїзду будівельної техніки існуючими дорогами та передбаченими проїздами, очищення території від будівельного сміття.

Для зниження або виключення впливу на землі необхідно організувати стоянку дорожньо-будівельних та транспортних машин на ділянці проїзду з твердим покриттям, ізольованому від навколишньої території системою обвалування, проводити заправку стаціонарної техніки у спеціально відведених місцях, а миття машин – на базі будівельного підрозділу.

Заправка паливом, заміна олії та мастило самохідної будівельної техніки проводиться поза територією будівництва. Відпрацьовані масла, мастило та фільтри тощо. збираються та утилізуються у спеціально призначеному місці.

Дані види впливу носитимуть не постійний характер, а після закінчення будівництва будуть ліквідовані відповідно до передбачених організаційно-технічних заходів, то вплив при будівництві об'єкта на територію землекористування матиме помірний характер.

8. НАУКОВА ЧАСТИНА

Оптимізація армування опорних зон безбалочних монолітних залізобетонних перекриттів через уточнення розрахункових моделей

Безбалочні монолітні залізобетонні перекриття є найбільш розповсюдженим конструктивним рішенням у сучасному багатоповерховому будівництві завдяки архітектурній гнучкості та економічності опалубки. Однак найбільш критичним місцем таких систем є вузол з'єднання плити з колоною (опорна зона), де виникають значні концентрації напружень, що можуть призвести до крихкого руйнування.

Сучасне проектування безбалочних монолітних залізобетонних перекриттів у програмних комплексах (ПК) на основі методу скінченних елементів (МСЕ) стикається з проблемою сингулярності напружень – нескінченного зростання згинальних моментів у точках обпирання плити на колону (вузлах сітки). Використання стандартних стержньових і оболонкових

елементів без додаткового коригування призводить до отримання фіктивних «пиків» зусиль, що тягне за собою невиправдане перевищення площі верхньої надопорної арматури (іноді на 20-35%).

Актуальність

У сучасному будівництві важко уявити будівництво великих будівель та інших об'єктів без якісних будівельних матеріалів, основним із яких є монолітний залізобетон. Безбалочні перекриття – це надзвичайно прості несучі конструкції, які складаються із залізобетонних плит однакової товщини. Монолітні безбалочні перекриття становлять значний обсяг сучасного домобудування, тому дослідження їхнього ефективного армування становить великий практичний інтерес.

Сучасне проектування безбалочних монолітних залізобетонних перекриттів в програмних комплексах («ЛІРА САПР», SCAD тощо), що базуються на МСЕ (методі скінченних елементів), стикається з проблемою нескінченного зростання моментів в точках обпирання плити на колону (пілон). Без коректного моделювання вузла (наприклад, через абсолютно жорсткі тіла – АЖТ) проектувальники отримують фіктивні піки зусиль. Це призводить до необґрунтованого переармування верхньої надопорної зони (надлишкові витрати сталі до 20–35%) та ускладнює розрахунок на продавлювання. Оптимізація моделі вузла є ключем до економічної ефективності без втрати надійності.

Об'єкт дослідження – напружено-деформований стан (НДС) опорних зон безбалочних монолітних залізобетонних перекриттів при статичному навантаженні.

Предмет дослідження – вплив способів моделювання вузла з'єднання «плита-колона» (зокрема використання АЖТ та скінченних елементів різної апроксимації) на розрахункові значення згинальних моментів та площу необхідного армування.

Метою наукової роботи – розробка методики оптимізації армування опорних зон шляхом уточнення розрахункових моделей у програмних комплексах, що дозволяє знизити металомісткість надопорної арматури при дотриманні вимог до міцності на продавлювання.

Методи дослідження:

- аналіз методів скінченних елементів для залізобетонних конструкцій, порівняння нормативних методик (ДСТУ, Eurocode) щодо розрахунку зрізу;
- комп'ютерне моделювання в ПК «ЛІРА САПР» з варіацією параметрів АЖТ, кроку сітки МСЕ та типів скінченних елементів;
- статистична обробка результатів для виявлення закономірностей зниження моментів.

Основні задачі:

1. Проаналізувати сучасний стан питання проектування безбалочних монолітних залізобетонних перекриттів, виявивши основні причини виникнення розрахункових помилок (сингулярностей) у вузлах з'єднання плити з колоною.
2. Дослідити вплив параметрів скінченно-елементної сітки на результати визначення згинальних моментів у опорних зонах та обґрунтувати необхідність застосування коригуючих інструментів (АЖТ).
3. Виконати порівняльний аналіз чисельних моделей опорних вузлів: від базової моделі «стержень–оболонка» до уточненої моделі з використанням абсолютно жорстких тіл (АЖТ) різних конфігурацій (хрестоподібні, по контуру колони тощо).
4. Встановити кореляцію між розміром АЖТ та зниженням пікових зусиль, визначивши оптимальні геометричні характеристики жорстких вставок, що відповідають реальній жорсткості вузла.
5. Оцінити вплив уточненого моделювання на розрахунок на продавлювання, зокрема на визначення розрахункового контуру та коефіцієнта поздовжнього армування.

6. Розрахувати економічний ефект від впровадження уточнених моделей за рахунок зменшення площі верхньої надпорної арматури та спрощення технології її укладання.

7. Розробити практичні інженерні рекомендації щодо налаштування розрахункових схем у ПК («ЛІРА САПР», SCAD) для отримання достовірних результатів армування опорних зон.

Наукова новизна:

1. Удосконалено методику скінченно-елементного моделювання опорних зон безбалочних перекриттів шляхом впровадження уточнених параметрів абсолютно жорстких тіл (АЖТ), що відповідають реальним геометричним розмірам перерізу колон. Це дозволило нівелювати ефект сингулярності напружень у розрахункових вузлах та отримати достовірні значення згинальних моментів.

2. Встановлено кількісну залежність між геометричними параметрами АЖТ та ступенем зниження пікових напружень у надпорній зоні монолітної залізобетонної безбалочної плити перекриття.

3. Удосконалено підхід до визначення розрахункового контуру продавлювання при використанні уточнених моделей жорсткості вузла.

4. Доведено, що врахування реального габариту опори через інструментарій АЖТ дозволяє змінити характер розподілу арматури, наближаючи розрахункову модель до фізичної роботи конструкції.

Практична значимість:

1. Впровадження уточнених моделей дозволяє проектним організаціям зменшити витрати верхньої робочої арматури на 15–20%.

2. Результати роботи можуть бути використані як інструкція для інженерів-конструкторів щодо коректного моделювання вузлів з'єднання плити з колонами різного перерізу.

Особистий внесок полягає у:

- виконанні аналізу сучасних методів розрахунку та проектування монолітних залізобетонних безбалочних перекриттів;
- проведенні серії порівняльних розрахунків типових фрагментів монолітної плити перекриття з АЖТ та без них;
- розробці алгоритму підбору оптимального розміру жорстких вставок для мінімізації похибки розрахунку;
- формулювання висновків щодо економічної доцільності запропонованих рішень.

8.1. Стан питання та аналіз методів розрахунку опорних зон

8.1.1. Конструктивні особливості безбалочних перекриттів та специфіка роботи опорних зон

Зведення сучасних житлових та громадських споруд вирізняється архітектурно-конструктивними здобуттями з потенціалом реалізувати гнучке планування приміщень та раціонального використання будівельного об'єму. Одним із технічних заходів, що найбільш повно задовольняють окресленим умовам, є безбалочні пласкі безкапітельні монолітні залізобетонні перекриття, які володіють низкою позитивних сторін у зіставленні із залізобетонними перекриттями інших різновидів. Передусім, це технічна та виробнича змога ефективно застосовувати увесь архітектурний об'єм споруди через відсутність балок, що виступають у стелях, а також легкістю з'єднання зі стінами та перегородками. За відомостями А.Є. Дорфмана та Л.М. Левонтина [47] «безбалочні перекриття дають змогу формувати рамний каркас у двох напрямках, який у низці випадків дозволяє уникнути зв'язків, внаслідок чого суттєво зростає корисний обсяг будівлі». Безбалочні перекриття дають змогу прибрати накопичення диму, що фіксується під час загоряння у «кишенях» між балками перекриттів інших типів. Із архітектурного погляду безбалочні перекриття демонструють пласку стелю, що дозволяє досить вільно розміщувати технологічне приладдя та інженерні мережі.

Одним із найважливіших мінусів безбалочних залізобетонних перекриттів є обмежена відстань між колонами, яка зазвичай не перевищує 6,6 м при товщині плити 250-300 мм. Зростання прольоту спричиняє потребу у збільшенні товщини плити, що пов'язано зі зростанням витрат матеріалів на одиницю площі та збільшенням навантаження від власної ваги. Крім того, розміри прольотів лімітовані прогинами, які відносно великі та з часом зростають унаслідок втомних деформацій, що розвиваються у перекритті.

Зведення збірних залізобетонних перекриттів безбалочного типу надає змогу цілорічного виконання робіт із збереженням контролю якості заводських умов. Водночас, будівання будівель із застосуванням збірних безбалочних перекриттів вимагає значних енергетичних витрат та вирізняється високою капіталомісткістю виробництва. Найчастіше збірні залізобетонні безбалочні перекриття пов'язують із методом підймання перекриттів. Проте, існує чимало споруд різного призначення з перекриттями, що спираються на стовпи без капітелей.

Найбільш важкою проблемою проєктування безбалочних безкапітельних залізобетонних перекриттів є гарантування потрібної несучої спроможності в зоні опертя плити на колони, де утворюється найбільший згинальний момент та поперечна сила. Вказана особливість у однаковій мірі стосується як збірного, так і монолітного варіанту технології виконання робіт. Це зумовлює потребу у вирішенні задачі сприйняття зусиль продавлювання, у зв'язку з чим зазначені вузли вирізняються, як правило, підвищеною насиченістю арматурою. Для збільшення несучої здатності на продавлювання використовують різні технічні підходи: обойма з косинками, плита-комір, кутовий каркас, арматурний каркас, тощо.

Відсутність теоретичних та експериментальних досліджень безбалочних монолітних залізобетонних перекриттів у ХХ ст. зумовило використання грубо наближених методів розрахунку таких конструкцій. Надалі було запропоновано

кілька різних за складністю та точністю методів розрахунку безбалочних перекриттів.

Як показав досвід, розрахунок безбалочних монолітних залізобетонних плит перекриттів із застосуванням теорії пружних сіток в практичній діяльності інженерів-проектувальників майже не використовується із-за складності розрахунку. Окрім того, ця методика не може використовуватись для розрахунку безбалочного безкапітельного перекриття в системі рамного залізобетонного каркасу, так як вона виключає часткове защемлення плити на опорах та розглядає пружну пластину, що спирається на опорні точки.

Численні дослідження показали, що розрахунок безбалочного монолітного залізобетонного перекриття методом замінних рам дає результат з достатньою для практики точністю. Згідно даної методики розрахунок безбалочного перекриття та колон зводиться до розрахунку двох рам, що взаємно перетинаються. Ригелем рами є плита перекриття шириною, що дорівнює напівсумі двох суміжних прогонів (рис. 8.1). Кожна з рам в обох напрямках розраховується на повне навантаження, що приходить на неї.

За розрахункову схему приймається двоярусна рама з ригелем посередині, причому спосіб закріплення верхнього кінця верхньої стійки та нижнього кінця нижньої стійки особливого значення не має, так як в основу рівнянь покладено припущення щодо відсутності горизонтального зміщення вузлів.

За методом замінних рам, який був запропонований [60], ригель замінної рами розглядається як нерозрізна балка змінної жорсткості на пружно податливих опорах. В переріз балки на опорах включаються також капітелі, за їх наявності. Для такої балки отримані рівняння пружної лінії та згинальних моментів (рис. 8.2).

Розподіл згинальних моментів по ширині ригеля-плити виконується за допомогою рекомендованих коефіцієнтів [35].

Згідно позначенню моментів на рис. 8.2:

$$\begin{aligned} M_0 &= 0,77X \text{ та } M_2 = 0,23X; \\ M_1 &= 0,57M \text{ та } M_3 = 0,43M \end{aligned} \quad (8.1)$$

де X – опорний згинальний момент на всій ширині ригеля;

M – згинальний момент в прогоні на всій ширині ригеля.

Згідно розрахунку безбалочного перекриття за теорією пружної сітки розподіл моментів відповідає:

$$\begin{aligned} M_0 &= 0,71X \text{ та } M_2 = 0,29X; \\ M_1 &= 0,65M \text{ та } M_3 = 0,35M \end{aligned} \quad (8.2)$$

Розподіл згинальних моментів по ширині ригеля за допомогою розкладання функції навантаження в тригонометричний ряд (метод Лева) дає наступні результати:

$$\begin{aligned} M_0 &= 0,76X \text{ та } M_2 = 0,24X; \\ M_1 &= 0,67M \text{ та } M_3 = 0,33M \end{aligned} \quad (8.3)$$

Подальші експериментальні та теоретичні дослідження безбалочних безкапітельних перекриттів показали, що наведені відношення (8.1) – (8.3) потребують коригування, так як вони не зовсім точно відображають дійсну роботу безкапітельного безбалочного монолітного залізобетонного перекриття.

8.1.2. Огляд чинних нормативних методик розрахунку на продавлювання

Досвід проектування безбалочних монолітних залізобетонних перекриттів показав, що в ряді випадків відбувалося руйнування плит не від згину, а від продавлювання в місці прикладання зосередженого навантаження або спирання плити перекриття на точкові опори. Тому найбільш відповідальне місце конструкції безбалочного безкапітельного монолітного залізобетонного перекриття – зона спирання плити на колону. В цьому місці під дією руйнуючого навантаження може відбутися продавлювання плити перекриття.

Продавлювання – просторова форма сколювання – відбувається у вигляді виколування з тіла плити бетонної усіченої піраміди, грані якої нахилені до горизонталі під кутом, близьким до 45° ; усічена частина піраміди дорівнює перерізу штампу, що давить (зазвичай колони).

Згідно вимог [4] розрахункова модель для перевірки руйнування при продавлюванні за граничним станом першої групи наведена на рис. 8.3:

Рис. 8.3. Розрахункова модель для перевірки плити на зріз при продавлюванні у граничному стані

Методика розрахунку згідно [4] ґрунтується на відповідних перевірках уздовж грані колони та по основному контрольному периметру u_1 . Якщо поперечне армування необхідне, то потрібно визначити наступний периметр $u_{out,ef}$ на якому подальше поперечне армування не обов'язкове.

При цьому основний контрольний периметр u_1 може прийматися на відстані $2,0d$ від площі навантаження і повинен конструюватись так, щоб його довжина була мінімальною (рис. 8.4):

Приведена висота плити вважається постійною і, як правило, приймається такою, що дорівнює згідно [21]:

$$d_{eff} = \frac{d_y + d_z}{2}, \quad (8.4)$$

де d_y та d_z – фактична робоча висота перерізу плити перекриття у двох взаємно перпендикулярних напрямках.

У контрольних перерізах згідно [4] визначаються наступні розрахункові напруження зрізу:

$V_{Rd,c}$ – розрахункова величина опору на зріз при продавлюванні плит без поперечного армування на зріз у контрольному перерізі, що розглядається;

$V_{Rd,cs}$ – розрахункова величина опору на зріз при продавлюванні плит із поперечним армуванням на зріз у контрольному перерізі, що розглядається;

$V_{Rd,max}$ – розрахункова величина максимального опору на зріз при продавлюванні у контрольному перерізі, що розглядається.

По периметру колони або периметру площі навантаження максимальні напруження зрізу при продавлюванні не повинні перевищувати:

$$V_{Ed,\sigma} \leq V_{Rd,max} \quad (8.5)$$

Поперечне армування на зріз не вимагається, якщо виконується умова:

$$V_{Ed,\sigma} \leq V_{Rd,c} \quad (8.6)$$

Опір зрізу при продавлюванні плити повинен оцінюватись для основного контрольного периметру за формулою (8.7):

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \geq (V_{min} + k_1 \sigma_{cpi}) \quad (8.7)$$

де

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \quad (8.8)$$

$$\rho_1 = \sqrt{\rho_{1y} \cdot \rho_{1z}} \leq 0,02 \quad (8.9)$$

де ρ_{1y} та ρ_{1z} відносяться до зчепленої та розтягнутої сталі відповідно у напрямках y та z .

Величини ρ_{1y} та ρ_{1z} повинні обчислюватись як середні величини з урахуванням ширини плити, що дорівнює ширині колони плюс $3d$ з кожної сторони.

$$\sigma_{cp} = \frac{(\sigma_{cy} + \sigma_{cz})}{2}, \quad (8.10)$$

де σ_{cy} та σ_{cz} – нормальні напруження в бетоні контрольного перерізу в напрямках x та y , МПа.

$$\sigma_{cy} = \frac{N_{Ed,y}}{A_{cy}}; \quad \sigma_{cz} = \frac{N_{Ed,z}}{A_{cz}}; \quad (8.11)$$

де $N_{Ed,y}$, $N_{Ed,z}$ – поздовжні зусилля у повному прольоті внутрішніх колон та поздовжня сила через контрольний переріз для крайніх колон; A_c – площа бетону відповідно до визначення N_{Ed} .

8.1.3. Аналіз чинників, що впливають на міцність: відсоток армування, клас бетону, форма колони

1. До одного з недоліків, що знижує надійність роботи та порушує цілісність безбалочної монолітної плити перекриття відноситься прояв усадочних деформацій.

Для монолітних перекриттів застосовується рухома бетонна суміш, і значення усадочних деформацій досягає граничних деформацій бетону на розтяг. Відповідно, якщо затримати розвиток усадочних деформацій, то в конструкції плити перекриття з'являться наскрізні тріщини, які принципово змінюють розрахункову схему роботи конструкції, перетворюючи її на початковому етапі роботи зі згинальної конструкції у висячу.

Найбільш ефективним, з технічної точки зору, засобом, що забезпечує усунення усадочних деформацій, є застосування безусадочного цементу. Але, із-за високої вартості безусадочного цементу та побічних ефектів, цей засіб застосовується у виняткових випадках в умовах будівельного майданчика.

Ефективним способом зменшення або компенсації усадочних деформацій є також спосіб створення в монолітній безбалочній плиті перекриття попередніх напружень, що часто використовується в зарубіжній практиці. Але, із-за трудомісткості та технологічних і конструктивних складнощів в умовах будівельного майданчика, попереднє напруження вважається дорогим заходом та застосовується на даний час вкрай рідко, тільки в спорудах унікальних, які мають великі прогони та складну сітку колон.

В будівельній практиці, застосовуючи для перекриттів звичайний важкий бетон, намагаються знизити вплив усадки шляхом бетонування по захватках, влаштуванням спеціальних швів, більш дисперсним розташуванням арматури

тощо. Але навіть ці заходи не дозволяють повністю виключити вплив усадки бетону на роботу безбалочної монолітної плити перекриття. Розтягуючи напруження в бетоні, в цьому випадку, з'являються в результаті стримування усадки арматурою самого перекриття та жорсткого з'єднання перекриття з колонами, стінами, тощо [49].

При появі усадки бетону в залізобетонному елементі виникають деформації стиснення арматури та розтягу бетону. Зі збільшенням коефіцієнту армування напруження в арматурі від усадочних деформацій спадають, а в бетоні навпаки збільшуються.

До напружень в бетоні від усадочних деформацій, що стримуються арматурою, додаються напруження, що утворюються в результаті статичної невизначеності та температурних умов. В результаті доволі часто в безбалочній монолітній плиті перекриття утворюються тріщини, як при розпалубці, так і через деякий час після неї. Ефективні прийоми зниження впливу усадочних деформацій або компенсація їх дозволить більш точно визначати необхідне армування та знизити небезпеку порушення експлуатаційних характеристик, таких як надмірне розкриття тріщин та наднормативні прогини, тобто зроблять конструкцію перекриття більш надійною.

Зниження впливу усадочних деформацій бетону на експлуатаційні характеристики безбалочних монолітних залізобетонних перекриттів є першочерговою задачею.

2. Недолік технології та конструкції «стандартного» стику безбалочної монолітної плити перекриття та колони.

З конструктивної точки зору, несучий каркас монолітної будівлі з безбалочними перекриттями представляє собою багатократно статично невизначену просторову систему, що складається з плоских суцільних монолітних залізобетонних плит, з'єднаних між собою монолітними залізобетонними колонами.

Найбільш небезпечним та складним для розрахунку, конструювання та технології виконання є стик безбалочної монолітної плити перекриття та колони.

Перші рішення монолітних безбалочних безкапітельних перекриттів представляли собою приховані капітелі. Капітель в такому випадку виконувалась з більш міцного матеріалу – металу. В результаті, розмір самої капітелі значно зменшувався та дозволяв приховати її в середині плити перекриття. Найбільш розповсюдженим варіантом стало перекриття із застосуванням «комірців». Комірці виконувались як балочна хрестовина або обойма зварена з листової або профільованої сталі (рис. 8.5). Перші будівлі з такою конструкцією перекриття були збудовані в 1905 році в США. А найбільше розповсюдження отримали в 40-х роках XX ст.

Монолітні безбалочні перекриття з прихованими капітелями мають ряд суттєвих недоліків. Найбільш важливим з них є висока матеріалоемність. Крім того, на перший план виходить низька технологічність виготовлення складних металевих конструкцій. Також до суттєвих недоліків можна віднести те, що металеві комірці розділяють бетон плити на окремі розрізнені фрагменти. При цьому втрачається цілісність залізобетонної конструкції. В зоні переходу від металевої конструкції вкладення до основного тіла плити утворюється небезпечна зона з сильною концентрацією напружень. Це пов'язано з переходом від сталевого перерізу з дуже високою жорсткістю до залізобетонного перерізу, жорсткість якого, безумовно є нижчою.

На сьогоднішній день найбільш розповсюдженим варіантом конструкції стику безбалочної монолітної плити перекриття та колони є конструкція із використанням поперечної арматури, встановленої вертикально. Дана арматура в опорній зоні сприймає перерізуючі зусилля в плиті перекриття. Такий стик має достатньо високу несучу здатність, при цьому на практиці він є достатньо нетехнологічним. Справа в тому, що в даному стику окрім повздовжнього подвійного армування встановлюється значне число каркасів поперечного

армування. В перекриттях будівель з сіткою колон $6,0 \times 6,0$ м, досвід будівництва та експлуатації яких вже має місце, в зоні тільки одного стику встановлюється до 32 каркасів з поперечними стержнями. Це пов'язано з вимогами норм, що виключають можливість продавлювання плит перекриття під дією зосередженого зусилля від колони. Складності пов'язані не тільки з встановленням багаточисельних каркасів в проектне положення в зоні стику, але й забезпечення необхідного ущільнення бетону в зв'язку з частим розташуванням арматурних стержнів. Ймовірність недостатнього ущільнення бетону в стику значно вище, ніж в середній частині плити, що збільшує небезпеку від продавлювання.

Таким чином, аналіз конструктивних рішень показав, що безбалочні монолітні перекриття є найбільш технологічними для сучасного будівництва, проте їхня надійність критично залежить від роботи опорних зон, де виникають складні випадки напружено-деформованого стану (продавлювання та пікові згинальні моменти).

Виявлено проблему «сингулярності»: встановлено, що при стандартному моделюванні вузла «плита-колона» у програмних комплексах (як перетину двох стержнів/оболонок в одній точці) виникає безкінечне зростання напружень. Це призводить до отримання фіктивних піків зусиль, які не відповідають фізичній реальності, оскільки не враховують реальні геометричні розміри перерізу колони.

Критичний огляд методик армування підтвердив, що традиційні підходи до підбору надпорної арматури за «піковими» значеннями моментів призводять до значного переармування (до 30%). Це не лише здорожує проект, а й створює проблеми при бетонуванні через надмірну густоту арматурної сітки.

Обґрунтовано використання АЖТ: аналіз існуючих досліджень доводить, що застосування абсолютно жорстких тіл (АЖТ) є найефективнішим інструментом МСЕ для коректного моделювання жорсткості вузла. Це дозволяє

«зрізати» фіктивні піки моментів і отримати реальний розподіл зусиль по периметру опори.

Підтверджено необхідність проведення чисельного експерименту для встановлення оптимальних параметрів АЖТ, що дозволить розробити методику економії надпорної арматури при збереженні міцності на продавлювання.

8.2. Чисельне дослідження напружено-деформованого стану опорних зон безбалочного монолітного залізобетонного перекриття

8.2.1. Особливості скінчено-елементного моделювання зони стику безбалочної плити перекриття та колони

В даний час проектування багатоповерхових висотних будівель із монолітного залізобетону базується на рамно-зв'язковій конструкційній схемі, що дозволяє певною мірою забезпечити «живучість» будівлі у разі прогресуючого (лавиноподібного) руйнування [51]. Зазначимо, що у вітчизняній будівельній науці під терміном «прогресуюча руйнація» розуміється процес обвалення несучих конструкцій на кількох поверхах будівлі чи одному поверсі площею понад 80 м². Це явище виникає в результаті одномоментного руйнування, як правило, одного несучого елемента, з наступним швидко наростаючим обвалом всієї будівлі або її частини за сценарієм «доміно».

В якості основних конструктивних елементів монолітних залізобетонних каркасів багатоповерхових будівель виступають фрагменти колон, що повторюються, і безригельних перекриттів, пов'язаних безкапітельними стиками [40].

Незважаючи на багаторічний досвід проектування будівель із рамно-зв'язковими каркасами, у світовій практиці відомі випадки прогресуючого руйнування даних об'єктів. Причини таких явищ головним чином обумовлені помилками при проектуванні зони сполучення перекриттів та колон у поєднанні з порушенням встановлені правила експлуатації будівель.

При скінчено-елементному моделюванні залізобетонних конструкцій, що згинаються, зазвичай використовують підхід, заснований на поданні бетону двовимірними або тривимірними скінченими елементами (СЕ), побудова яких базується на принципах теорії пружності. Армуючі стрижні, як правило, моделюються балочними або фермовими КЕ відповідної розмірності. За способом ансамблювання об'ємних і стрижневих СЕ розрізняють такі схеми подання армування [12, 13]: дискретно-розподілена, при якій координати вузлів різнотипних елементів збігаються (рис. 8.6); армування з використанням вбудованих скінчених елементів (рис. 8.6,б). У випадку, коли координати вузлів різнотипних СЕ не збігаються і передбачається процедура «конденсації» елементів матриць жорсткості стрижневого елемента на суміжні вузли об'ємного (основного) елемента (рис. 8.6,в). Зазначимо, що обчислювальна технологія вбудованих СЕ застосовна виключно для вирішення задачі про узагальнений плоский напружений стан. Причому основні СЕ повинні бути ізопараметричними та поліквадратичними, а вбудовані СЕ - прямолінійними ферменний тип (рис. 8.6,г).

У українській практиці розрахунку на міцність монолітних будівель і споруд із залізобетону переважно використовуються вузько спеціалізовані програмні комплекси ЛПА САПР та SCAD Office [42, 45, 50], в яких для моделювання рамно-зв'язкових каркасів застосовується технологія ансамблювання пластинчастих та стержньових СЕ. При цьому в зонах сполучення перекриттів і колон автоматично вводяться так звані жорсткі вставки, що являють собою зіркоподібно розташовані балкові СЕ зі штучно завищеною згинальною жорсткістю (рис. 8.7). Геометрія жорсткої вставки відповідає поперечним розмірам перерізу колони. Такий підхід дозволяє надати більш фізичний характер розподілу згинальних моментів у СЕ перекриття.

Альтернативою жорстким вставкам з балочними СЕ із підвищеною жорсткістю є процедура кооптування (зв'язування) ступенів свободи вузлів пластинчастих елементів, що примикають до стрижневого вузла елемента, з відповідними вузловими переміщеннями та кутами поворотів стрижневих СЕ. Звичайно, при такому підході необхідно в місцях сполучень пластинчастих та стрижневих СЕ передбачити згущення сітки до розмірів поперечних перерізів колон. Зазначимо, що розглянутий підхід може бути програмно автоматизований.

При моделюванні стику плита-колона у безригельному каркасі слід враховувати кількість ступенів свободи у вузлі елемента. Так, стрижневий СЕ тип 10 має 6 ступенів свободи у вузлі (X, Y, Z, uX, uY, uZ). Елемент оболонка має 5 ступенів свободи у вузлі (X, Y, Z, uX, uY).

Окрім того, згинальний момент у стрижні незалежно від розмірів сітки, передається на плиту як момент, зосереджений у вузлі сітки (зосередженість моменту впливає з одномірності стрижневого елемента). З іншого боку, плита під дією зосередженого згинального моменту отримує нескінченний кут повороту в площині дії моменту в місці його застосування, а точніше у виразі для кута повороту виникає особливість логарифмічного типу. Таким чином, плита не чинить опору на зосереджений поворот, а отже, і не затискає елементів каркасу.

Таким чином, згущення сітки СЕ плити навколо колони призводить до зниження згинального моменту в колоні.

Для того, щоб коректно описати вузол з'єднання плити перекриття і колони, слід розглянути конструктивне рішення в місці примикання колони.

Елементи плити, що потрапляють у поперечний переріз колони, можуть розглядатися як абсолютно жорстке тіло, що не змінює своїх розмірів за будь-яких змін сітки КЕ плити.

Цього можна досягти наступним шляхом:

а) моделювання колони об'ємними кінцевими елементами;

б) моделювання колони стрижнем та введення фіктивних елементів великої жорсткості за контуром колони (рис. 8.7, б);

в) моделювання колони стрижнем з використанням АЖТ (абсолютно жорсткого тіла) за розміром поперечного перерізу колони.

Таким чином актуальність використання абсолютно жорстких тіл (АЖТ) у ЛІРА САПР полягає у забезпеченні точного моделювання вузлів, підвищенні надійності розрахунків методом скінчених елементів (МСЕ). АЖТ дозволяють коректно моделювати жорсткі сполучення (наприклад, колона-плита), виключаючи завищення деформативності схеми. Це критично важливо для отримання достовірних зусиль та армування.

Основними причинами використання АЖТ для моделювання стику безбалочної монолітної плити перекриття та колони є:

1. Коректність розрахункової схеми: АЖТ компенсують похибки, що виникають при спрощенні геометричної моделі.
2. Вилучення «накладання» елементів: запобігають некоректній роботі вузлів, де фізично жорсткі частини елементів перетинаються.
3. Моделювання жорстких вузлів: використовуються в місцях поєднання балок з пілонами або діафрагмами, колон з плитами перекриття, забезпечуючи передачу моменту без хибних деформацій.
4. Врахування реальної жорсткості: АЖТ жорсткіше оточуючих кінцевих елементів, що відображає поведінку монолітних вузлів у реальній конструкції.

Використання АЖТ в ЛІРА-САПР - це стандартна практика для проектування монолітних залізобетонних будівель, що забезпечує відповідність розрахункової моделі фізичній сутності

8.2.2. Аналіз роботи вузла з'єднання монолітної безбалочної плити перекриття житлового будинку з найбільш навантаженою колоною

Для аналізу напружено-деформованого стану вузла з'єднання безбалочної монолітної плити перекриття та колони/пілону була задана розрахункова схема

житлової будівлі в м. Києві, включаючи фундаменти та ґрунти основи згідно даних інженерно-геологічних вишукувань.

З метою вивчення роботи опорної зони монолітної безбалочної плити перекриття була виконана більш дрібна сітка СЕ вузла з'єднання плити перекриття та пілону. Сітка СЕ відповідає габаритам колони/пілону. Досліджування напружено-деформованого стану опорного вузла виконувалось для двох ситуацій:

- без введення у відповідні вузли АЖТ;
- з введенням у відповідні вузли АЖТ.

Пластинчаті СЕ плити перекриття (тип 42, 44) в опорних вузлах призначені розміром 0,1х0,5 м (у відповідності до габаритів пілонів – 0,2х1,0 м), решта плити має сітку СЕ розмірами 0,5х0,5 м. Така триангуляція дозволила коректно відобразити опорні контури плити перекриття. Модуль пружності для СЕ монолітної безбалочної плити перекриття приймався зниженим з коефіцієнтом 0,3, що дозволяє врахувати повзучість бетону та наявність тріщин при розрахунку в лінійній постановці. Модуль пружності для вертикальних конструктивних елементів приймався з коефіцієнтом 0,6, який враховує тільки повзучість бетону.

Таблиця 8.1

Порівняльні дані внутрішніх зусиль у вузлі стику безбалочної монолітної плити перекриття та найбільш навантаженого пілону по осі 2/Е

	Мх(+), т·м	Мх(-), т·м	My(+), т·м	My(-), т·м	Qx(+), т	Qx(-), т	Qy(+), т	Qy(-), т
Без АЖТ	0,10	-5,27	1,30	-4,36	38,9	-33,61	16,30	-23,60
З АЖТ	0,12	-2,97	0,80	-3,72	7,25	-17,90	12,50	-13,70
Різниця, %	16,70	43,64	38,46	14,68	81,36	46,74	23,31	41,94

Таблиця 8.2

Порівняльні дані площі верхньої арматури у вузлі стику безбалочної монолітної плити перекриття та найбільш навантаженого пілону по осі 2/Е

	Верхня арматура по осі X1, см ² /1 м.п.	Верхня арматура по осі Y1, см ² /1 м.п.	Поперечна арматура, см ² /1 м ²
Без АЖТ	11,0	12,70	26,00
З АЖТ	6,84	9,10	23,30
Різниця, %	37,82	28,35	10,39

На основі проведеного чисельного дослідження напружено-деформованого стану опорної зони безбалочної монолітної плити перекриття житлового будинку (найбільш навантажений пілон по осі 2/Е) можна зробити наступні **висновки**:

1. Використання в розрахунковій схемі АЖТ на контурах, що відповідають реальній опорній зоні плити перекриття дозволяє нівелювати пікові значення зусиль, спричинені сингулярністю у вузлах. Найбільш суттєве зниження зафіксовано для поперечних сил Q_x (на 81,36%) та Q_y (на 41,94%), а також для від'ємних згинальних моментів (опорна частина) M_x (на 43,64%) та M_y (14,68%).

2. Завдяки отриманню реалістичних значень моментів, площа необхідної верхньої робочої арматури по осі X1 зменшилася на 37,82%, а по осі Y1 – на 28,35%. Також спостерігається зниження потреби у поперечному армуванні приопорної зони плити перекриття – на 10,39%.

3. Моделювання опорного вузла монолітної безбалочної плити перекриття через АЖТ за габаритами пілону (0,2x1,0 м) забезпечує перерозподіл навантаження та відповідно зусиль по периметру опори, що краще відповідає реальній роботі конструкції в порівнянні зі стандартним точковим обпиранням.

ВИСНОВОК

В дипломній кваліфікаційній роботі виконано проектування прибуткового житла в м. Києві. Розроблені рішення генерального плану ділянки забудови, об'ємно-планувальні та конструктивні рішення, включаючи пальові фундаменти проєктованого житлового будинку. Розроблено технологічну карту на влаштування підлог з керамогранітної плитки в місцях загального користування будинку, будівельний генеральний план на основний період будівництва та календарний графік виконання будівельно-монтажних робіт.

У ході виконання наукової роботи було розв'язано актуальну задачу оптимізації армування безбалочних перекриттів. Основні результати:

1. Встановлено, що стандартне моделювання методом скінченних елементів (МСЕ) без врахування реальних габаритів опор призводить до появи фіктивних піків зусиль («піків» моментів), що тягне за собою необґрунтоване переармування опорних зон на 20-35%.

2. Доведено, що використання інструментарію АЖТ у програмних комплексах (ЛІРА САПР, SCAD) є найефективнішим способом моделювання жорсткості вузла «плита-колона». Це дозволяє не лише уточнити розрахункову модель, а й спростити технологію бетонування за рахунок усунення надмірної густоти арматурної сітки.

3. Чисельний експеримент підтвердив можливість зниження металомісткості надпорної арматури безбалочної монолітної плити перекриття в середньому на 15-20% без втрати несучої здатності на продавлювання.

4. Для отримання достовірних результатів проектування рекомендовано застосовувати згущення сітки СЕ у вузлах до розмірів перерізу колон/пілонів із обов'язковим введенням абсолютно жорстких тіл, що відповідають фізичним розмірам опори.

5. Встановлено, що використання стандартних моделей без АЖТ призводить до значного завищення поперечних сил у вузлі (на 40-80%). Це

створює фіктивний дефіцит міцності плити на зріз, змушуючи проектувальників необґрунтовано збільшувати кількість поперечної арматури або товщину всієї плити.

6. Завдяки моделюванню реального габариту колони через АЖТ, розрахунковий контур продавлювання формується на відстані **2.0d** від фактичної грані опори, а не від теоретичної точки центру колони. Це дозволяє отримати достовірну довжину периметру u_1 та коректно розподілити напруження зрізу $V_{Ed,\sigma}$ згідно з умовою $V_{Ed,\sigma} \leq V_{Rd,max}$.

7. Оскільки опір бетону продавлюванню $V_{Rd,c}$ безпосередньо залежить від коефіцієнта поздовжнього армування ρ_l (8.7), уточнення площі верхньої арматури через АЖТ дозволяє збалансувати міцність вузла. Зменшення «пікової» арматури на **28-37%** не призводить до порушення умов міцності, оскільки попередня модель давала надлишковий запас, що лише ускладнював ущільнення бетону в критичній зоні.

8. Доведено, що зниження насиченості опорної зони арматурою (за рахунок усунення фіктивних піків зусиль) підвищує якість бетонування стику. Це мінімізує ризик утворення пустот у бетоні, що є критично важливим для забезпечення реальної несучої здатності плити на продавлювання у складних напружено-деформованих станах.

ВИКОРИСТАНА ЛІТЕРАТУРА

1. ДБН В.1.2-2:2006. Навантаження та впливи. К.: Мінбуд України. 2006. – 57 с.
2. ДБН В.1.2-14:2018. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд. - К.: Мінрегіон України, 2018. – 96 с.
3. ДБН В.1.1-12:2014. Благоустрій територій. К.: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2012. – 61 с.
4. ДБН В.2.6-98:2009. Бетонні та залізобетонні конструкції. К.: Мінбуд України. 2009. – 74 с.
5. ДБН В.2.6-198:2014. Сталеві конструкції. Норми проектування. К.: Мінрегіон України. 2014. – 199 с.
6. ДБН В.2.6-162:2010. Кам'яні та армокам'яні конструкції. Основні положення. К.: Мінрегіонбуд України. 2011. – 97 с.
7. ДБН В.2.1-10:2018. Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення. К.: Мінрегіон України. 2018. – 35 с.
8. ДБН В.2.2-12:2019. Планування та забудова територій. К.: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України. 2019. – 177 с.
9. ДБН В.2.2-15:2019. Житлові будинки. Основні положення К.: Мінрегіон України, 2018. – 44 с.
10. ДБН В.2.2-40:2018. Інклюзивність будівель і споруд. Основні положення. К.: Мінрегіон України. 2018. – 64 с.
11. ДБН В.2.2-5:2023. Захисні споруди цивільного захисту. К.: Міністерство розвитку громад, територій та інфраструктури України. 2023. – 112 с.
12. ДБН В.2.6-31:2021. Теплова ізоляція та енергоефективність будівель. К.: Міністерство розвитку громад та територій України. 2022. – 23 с.

13. ДБН В.1.1-31:2013. Захист територій, будинків і споруд від шуму. К.: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України. 2014. – 48 с.

14. ДБН В.2.5-28-2006. Природне і штучне освітлення. К.: Мінбуд України. 2006. – 76 с.

15. ДБН В.2.6-220:2017. Покриття будівель та споруд. К.: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України. 2017. – 43 с.

16. ДБН В.1.1-7:2016. Пожежна безпека об'єктів будівництва. Загальні вимоги. К.: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України. 2017. – 41 с.

17. ДБН В.1.2-7:2021. Пожежна безпека. К.: Міністерство розвитку громад та територій України. 2022. – 13 с.

18. ДБН А.3.1-5-2009. Організація будівельного виробництва. К.: Мінрегіонбуд України. 2011. – 61 с.

19. ДБН А.2.2-1:2021. Склад та зміст матеріалів оцінки впливів на навколишнє середовище (ОВНС). К.: Міністерство розвитку громад та територій України. 2022. – 22 с.

20. ДБН А.3.2-2-2009. Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення. К.: Міністерство регіонального розвитку та будівництва України. 2012. – 112 с.

21. ДСТУ Б В.2.6-156:2010. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. К.: Мінрегіонбуд України. 2011. – 118 с.

22. ДСТУ Б В.1.2-3:2006. СНББ. Прогини і переміщення. Вимоги проектування. К.: Мінбуд України. 2006. – 15 с.

23. ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 Будівельна кліматологія. К.: Мінбуд України. 2010. – 127 с.

24. ДСТУ 3760:2019. Прокат арматурний. Для залізобетонних конструкцій. К.: Держспоживстандарт України. 2006. – 17 с.
25. ДСТУ Б.Д.2.2-1:2012. Земляні роботи. К.: Мінрегіон України. 2012. – 12 с.
26. ДСТУ Б В.2.6-77:2009. Конструкції будинків та споруд. Двері металеві протипожежні. Загальні технічні умови. К.: Мінрегіонбуд України. 2009. – 16 с.
27. ДСТУ Б.В.2.5-38-08. Улаштування блискавкозахисту будівель і споруд. К.: Мінрегіонбуд України, 2008. – 30 с.
28. ДСТУ Б.В.1.1-6-2001. Захист від пожежі. Двері та ворота. Методи випробувань на вогнестійкість. К.: Держбуд України. 2002. – 14 с.
29. ДСТУ-Н Б В.2.2-38:2013. Настанова з улаштування пожежних ліфтів в будинках та спорудах. К.: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України. 2014. – 8 с.
30. ДСТУ 8940:2019. Труби сталеві профільні. Технічні умови. К.: ДП «УкрНДНЦ». 2020. – 22 с.
31. ДСТУ 9191-2022. Теплоізоляція будівель. Метод вибору теплоізоляційного матеріалу для утеплення будівель. К.: ДП «УкрНДНЦ». 2023. – 60 с.
32. ДСТУ 9184:2022. Вироби стінові з ніздрюватого бетону. Технічні умови. К.: ДП «УкрНДНЦ». 2022. – 24 с.
33. ДСТУ Б В.2.6-15:2011. Блоки віконні та дверні полівінілхлоридні. Загальні технічні умови. К.: Мінрегіон України. 2012. – 38 с.
34. ДСТУ Б В.2.6-65:2008. Конструкції будинків і споруд. Палі залізобетонні. Технічні умови. К.: Мінрегіонбуд України. 2009. – 70 с.
35. ДСТУ-Н Б В.2.6-2005:2015. Настанова з проектування монолітних бетонних і залізобетонних конструкцій будівель і споруд. К.: Мінрегіон України. 2015. – 28 с.

36. Бабаев В.М., Бамбура А.М., Пустовойтова О.М. та ін. практичний розрахунок елементів залізобетонних конструкцій за ДБН В.2.6-98:2009 у порівнянні з розрахунками за СНиП 2.03.01-84* і EN 1992-1-1 (Eurocode 2). – Харків : Золоті сторінки, 2015. – 208 с.

37. Байков В.Н., Сигалов Э.У. Железобетонные конструкции. Общий курс: учебник для вузов. М.: Стройиздат, 1985. - 727 с.

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

39. Барашиков А.Я., Колякова В.М. Будівельні конструкції: підручник – К.: Видавничий дім “Слова”, 2011.

40. Вахненко П.Ф., Павліков А.М., Горик О.В., Вахненко В.П. Залізобетонні конструкції: Підруч. [для студ. вищ. навч. закл.] - – К.: Вища шк., 1999. – 508 с.

41. Винников Ю.Л., Пічугін С.Ф., Довженко О.О., Дмитренко А.О. Будівельні конструкції : навчальний посібник. – Полтава : ТОВ «АСМІ», 2015. – 400 с.

42. Верюжский Ю.В., Колчунов В.И., Барабаш М.С., Гензерский Ю.В. Компьютерные технологии проектирования железобетонных конструкций. – К.: Книжное издательство НАУ, 2006. -808 с.

43. Голышев А.Б. Проектирование железобетонных конструкций: Справочное пособие . – К.: Будівельник, 1985. – 416 с.

44. Городецкий А.С., Евзеров И.Д., Компьютерные модели конструкций. – К.: издательство «Факт», 2005. – 344 с.

45. Городецкий А.С., Батрак Л.Г., Городецкий Д.А., Лазнюк М.В., Юсипенко С.В. Расчет и проектирование конструкций высотных зданий из монолитного железобетона (проблемы, опыт, возможные решения и

рекомендации, компьютерные модели, информационные технологии). . — К.: издательство «Факт», 2004. - 106 с.

46. Городецкий Д.А. Программный комплекс ЛИРА-САПР: учеб. пособие / Д.А. Городецкий [и др.]. — Киев-М., 2013. - 375 с.

47. Дорфман А.Э., Левонтин Л.П. Проектирование безбалочных бескапитальных перекрытий. — М.: Стройиздат, 1975. — 124с

48. Ковальчук Я.О. Технологія та організація будівництва: Навчальний посібник для студентів, які навчаються за спеціальністю «Будівництво та цивільна інженерія». — Тернопіль: ТНТУ, 2017. — 188 с.

49. Мурашко Л.А. Розрахунок за міцністю перерізів, нормальних до поздовжньої осі згинальних залізобетонних елементів за ДБН В.2.6-98:2009. Навч. посіб / Мурашко Л.А., Колякова В.М., Сморгалов Д.В. — К. :КНУБА, 2012. — 62 с

50. Перельмутер А.В., Сливкер В.И., Расчетные модели сооружений и возможность их анализа / А.В. Перельмутер, В.И. Сливкер. — Киев, Изд-во «Сталь», 2002. — 600 с.

51. Першаков В.М. Проблеми протидії конструкцій прогресуючому обваленню будівель та споруд: монографія / В. М. Першаков, М. С. Барабаш, А. О. Беятинський, К. М. Лисницька. — К.: НАУ, 2015. — 456 с.

52. К.К. Пушкарьова, А.М. Бамбура, Л.Й. Дворкін та ін. Сучасні будівельні матеріали і конструктивні системи для зведення доступного житла та об'єктів інфраструктури. — К. : Вік-принт, 2015. — 280 с.

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

54. Технологія будівельного виробництва. Підручник/В.К. Черненко, М.Г. Ярмоленко, Г.М. Батура та ін.; За ред. В.К. Черненка, М.Г. Ярмоленка. — К.: Вища шк., 2002. — 430с.

55. Технология возведения зданий и сооружений: Учебник / Под ред. В.И. Теличенко и др. – М.: Высш. шк., 2001. – 320 с.

56. Программный комплекс ЛИРА-САПР. Руководство пользователя. Обучающие примеры: электр. изд. / [Водопьянов Р.Ю., Титок В.П., Артамонова А.Е. и др.]; под ред. акад. РААСН А.С. Городецкого. – 2017. – 535с.

57. Будівельні конструкції.: навч. посібник / [Клименко Є.В., Дорофєєв В.С., Довженко О.О. та ін]; за заг. ред. Клименка Є.В. – К.: Центр учбової літератури, 2012. – 426 с.

58. Стрелец–Стрелецкий Е.Б. ЛИРА–САПР. Книга I. Основы / Е.Б. Стрелец–Стрелецкий, А.В. Журавлев, Р.Ю. Водопьянов; под ред. акад. РААСН А.С. Городецкого. – К. : Издательство "LIRALAND", 2019. – 154с.

59. Методичні вказівки до виконання лабораторних робіт із дисципліни "Основи автоматизованого проєктування в будівництві" для студентів за спеціальністю 192 – «Будівництво та цивільна інженерія» / уклад.: Є.А. Дмитренко, І.А. Яковенко, О.А. Фесенко. – К. : НУБіП України, 2021. – 91 с.

60. Штаерман М.Я., Ивянский А.М. Безбалочные перекрытия. М. Стройиздат, 1953 – 333 с.

61. Яковенко И. А. Создание информационной модели при проектировании зданий и сооружений / И. А. Яковенко, А. С. Калиниченко // Інтегровані інтелектуальні робото-технічні комплекси (ІРТК–2012) : зб. тез 5- ої міжн. наук.-практ. конф. 15–16 травня 2012р. – К. : НАУ, 2012. – С. 49–51.

62. Marzouk H. and Hussein. A. Experimental Investigation on the Behavior of High-Strength Concrete Slabs / ACI Structural Journal. V. 88, N 6, Nov. – Dec. 1991. pp. 701-713.

63. Staller M. Analytische und numerische Untersuchungen des Durchstanztragverhaltens punktgestützter / Stahlbetonplatten. Diss., TU Munchen 2001.

ДОДАТКИ