

**МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
НАЦІОНАЛЬНИЙ АВІАЦІЙНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
Кафедра комп'ютерних технологій будівництва**

ДОПУСТИТИ ДО ЗАХИСТУ

Завідувач кафедри КТБ

_____ О. І. Лапенко

“ _____ ” _____ 2020 р.

ДИПЛОМНИЙ ПРОЕКТ

(ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА)

**ВИПУСКНИКА ОСВІТНЬО-КВАЛІФІКАЦІЙНОГО РІВНЯ
“МАГІСТР”**

**Тема: « Моделювання процесу експлуатації залізобетонних
конструкцій, прогнозування технічного стану»**

Виконав: _____ Нагнибіда Ігор Андрійович

Керівник: _____ д.т.н., професор Лапенко Олександр Іванович

Консультанти з розділів:

Керівник дипломного проекту _____ Лапенко О.І.

Охорона праці _____ Гулевець В.Д.

Охорона навколишнього середовища _____ Гай А.Є.

Нормоконтролер з ЄСКД (ЄСПД): _____ Родченко О.В.

Київ–2020

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
НАЦІОНАЛЬНИЙ АВІАЦІЙНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
Кафедра комп'ютерних технологій будівництва

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри

О. Лапенко

“ ” 2020 р.

**ЗАВДАННЯ
НА ДИПЛОМНЕ ПРОЕКТУВАННЯ**

Студенту Нагнибіді І.

Курс другий група 201

Спеціальність Промислове і цивільне будівництво.

Шифр 192

1. Тема роботи « Моделювання процесу експлуатації залізобетонних конструкцій, прогнозування технічного стану»

2. Спеціальна частина, НДР: _____

Тему роботи затверджено наказом ректора університету

Від “ ” жовтня 2020 р. за № _____

3. Вихідні дані до роботи

3.1. Характеристика будинку : висотна 16-х поверхова житлова будівля, розміри в плані 19.200м x 65.000м, висота 55.1 м

3.1.1. Призначення будинку та технологічна потужність: житлова будівля з вбудовано-прибудованими приміщеннями та внутрішніми інженерними мережами і спорудами, що забезпечують функціонування будинку, площею забудови – 720,00 м²

3.1.2. Матеріал головних конструкцій: монолітний залізобетонний каркас з несучими колонами, діафрагмами жорсткості, безбалочним монолітним залізобетонним перекриттям. бетон класу С 30/35, стержньова арматура класу А240С, А400С, зовнішні стіни – самонесучі кам'яні комплексної конструкції

3.1.3 Інші загальні дані

3.2. Навантаження: постійні та тимчасові навантаження (короткочасні та тривалі);

3.3. Район будівництва м. Кременчук

3.4. Геологічна характеристика будівельного майданчика

Таблиця 3.1. – Піщані ґрунти

№ шару ґрунту	Найменування ґрунту	Густина γ , г/см ³	Щільність γ_s , кг/м ³	Природна вологість ґрунту W, %	Глибина залягання підшови шару
1	Пісок пилюватий	1,57	–	–	1,2-2,7
2	Супісок коричневий, пластичний, мікропористий	1,8	2,66	5,4	0,5-4,4
3	Пісок дрібний, середньої щільності, пластичний, середнього ступеню водонасичення	1,61	3,01	9,4	0,3-2,1
4	Пісок дрібний, пластичний, щільний, середнього ступеню водонасичення				1,1-1,8
5	Супісок піскуватий, сірувато-коричневий, пластичний				0,7-1,8

Таблиця 3.2. – Глиняні ґрунти

№ шару ґрунту	Найменування ґрунту	Густина γ , г/см ³	Щільність γ_s , кг/м ³	Природна вологість ґрунту W, %	Глибина залягання підшви шару
1	Суглинок тукечепластичний		–	–	0,8-1,9
2	Глина напів-тверда, жовто-коричнева, з лінзовидними проша-рками піску				1,5-2,7
3	Глина тугопластична, жовто-коричнева, з лінзовидними проша-рками піску пилюватого				0,5-1,7

Гідрогеологічні умови ділянки характеризуються наявністю ґрунтових вод з глибини 12.0 м.

Нормативна глибина промерзання ґрунтів 1.1 м.

3.5. Топографічна характеристика будівельного майданчика: ділянка розташована на схилі, рельєф центральної частини відносно спокійний, в південно-західному напрямку стрімкий та змінюється у межах 111,20÷144,0 м з ухилом у східному напрямку

3.6. Джерела постачання будівництва головними матеріалами та засобами їх транспортування пісок – з кар'єру (6 км), щебень (гравій), цемент – з заводу (10 км), металоконструкції – з заводу. Транспортування – вантажним спецавтотранспортом.

3.7. Строки будівництва 2,5 роки

4. Зміст розрахунково-пояснювальної записки і графічної частини проекту

4.1. Вступ напрямки розвитку масового житлового будівництва

4.2. Аналітичний огляд Аналіз розробки нової архітектурно-конструктивно-технологічної системи будівництва багатопверхових монолітно-каркасних житлових будинків

4.3. Архітектурний розділ Опис архітектурно-будівельного рішення багатопверхового монолітно-каркасного житлового будинку

Обсяг графічного матеріалу 6 листів

4.4. Розрахунково-конструктивний розділ Розрахунок несучої здатності колони, діафрагми жорсткості, плити перекриття, купола, балки, розрахунок будівлі в ПК МОНОМАХ

Обсяг графічного матеріалу 3 листів

4.5. Основи і фундаменти пальовий фундамент на природній основі
Обсяг графічного матеріалу 1 листа

4.6. Технологія будівництва Технологія влаштування розбірно-переставної дрібнощитової опалубки
Обсяг графічного матеріалу 1 лист

4.7. Організація будівництва генеральний план будівництва багатоповерхового монолітно-каркасного житлового будинку,
Обсяг графічного матеріалу 1 лист

4.8. Охорона праці Небезпечні та шкідливі чинники при роботі з геодезичним обладнанням, організація та заходи усунення небезпечних та шкідливих факторів. Забезпечення пожежної та вибухової безпеки.

4.9. Екологічна безпека Заходи щодо охорони навколишнього середовища

4.10. Спеціальна частина: – Моделювання процесу експлуатації залізобетонних конструкцій, прогнозування технічного стану

5. Додатки ескізи креслень дипломного проекту

Консультанти по проекту

- Архітектурна частина Лапенко О.І. _____
- Розрахунково-конструктивна частина Лапенко О.І. _____
- Технічна експлуатація Лапенко О.І. _____
- Технологія будівництва Лапенко О.І. _____
- Організація будівництва Лапенко О.І. _____
- Охорона праці Гулевець В.Д. _____
- Охорона навколишнього середовища Гай А.Є. _____
- Спеціальна частина Лапенко О.І. _____

Дата видачі завдання « » жовтня 2020 р., термін закінчення дипломного проекту і надання його до захисту « » грудня 2020 р.

Керівник дипломного проекту _____

/ Лапенко О.І. /

Завдання до виконання прийняв « » жовтня 2020 р.

Студент _____

/Нагнибіда І./

ЗМІСТ

1. Вступ	7
2. Архітектурна частина	20
3. Розрахунково-конструктивна частина	24
4. Науковий розділ	54
5. Технологія будівництва	86
6. Організація будівництва	96
7. Охорона праці	101
8. Охорона навколишнього середовища	118
Висновки	125
Список використаної літератури	127
Додатки	129

1. ВСТУП.

ГНУЧКІ РІШЕННЯ ВТІЛЕНІ В МОНОЛІТІ .

Довгі роки основним типом житла були цегляні і панельні будинки, і лише в останнє десятиліття гідну позицію на ринку житла зайняло монолітне домобудівництво.

Статистика говорить про те, що каркас з монолітного залізобетону — сама надійна конструкція з коли-небудь, винайдених людиною. При зовнішній добірності його довговічність виміряється століттями. Монолітне будівництво — це зведення конструктивних елементів з бетонної суміші з використанням спеціальних форм (опалубки) безпосередньо на будівельному майданчику. Створюється каркас, що володіє достатньою твердістю з різними видами конструкцій, що обгороджують. Такий каркас має на увазі можливість пластики стіни, як по вертикалі, так і по горизонталі. Даний метод дозволяє також зводити стіни як розрізні поетапні, так і самонесущі, якщо будинок невисокий. При створенні фасадів таких будинків архітектори і будівельники мають велику можливість вибору форм і матеріалів.

Технологія монолітного будівництва прийшла до нас із заходу, де чітко прораховується економічна обґрунтованість того або іншого проекту. І якщо кілька назад росіяни наголошували на цегельне і панельне домобудівництво, то фінські і німецькі партнери зводили будинки тільки в моноліті. Саме головне в монолітному домобудівництві — це система опалубки. Сьогодні будівельники використовують у роботі шведської, німецької, фінської, чеські опалубки.

До речі, саме опалубна система, що повторює контури того або іншого конструктивного елемента, дозволяє додавати будинку цікаві архітектурні форми.

Як правило, це аналоги західних. Закупівля імпоротної опалубки обходиться недешево. Ряд великих будівельних фірм, таких як, наприклад, зводячи

монолітні будинки, користуються російськими опалубками, створеними по західних технологіях.

Думаю, так. Переважна більшість будівельних організацій нині переходять на монолітний метод зведення будинків, що володіє поруч незаперечних переваг. Так, за більш короткі терміни і з великою часткою надійності можна виконувати основного будівельно-монтажної роботи з виготовлення каркаса. Крім того, монолітний каркас можна наділити в будь-яку оболонку — панелі, різних видів, цегла і т.п.

Перспективність даного методу нині визнана не тільки будівельниками, але і замовниками — монолітне домобудівництво дає повний простір для фантазії майбутньому власникові квартири: він може замовити проект житла за своїм розсудом — збільшити площа прихожої, об'єднати дві кімнати, поставити додаткові перегородки і т.п. Якщо врахувати, що пайовики приймають безпосередню фінансову участь у зведенні будинку, питання комфортності житла, зручності його планування здобуває додаткову важливість.

Для нас же, архітекторів, дуже важливо, що даний вид будівництва припускає велику розмаїтість архітектурно-планувальних рішень. І на сьогодні в місті вже здійснений ряд цікавих проектів. До речі, монолітний каркас дозволяє збільшити поверховість будинку, і якщо цегельні будинки, як правило, не вище 16 поверхів, то для монолітного будинку 25-30 поверхів — не гранична висота.

Якщо справа стосується часткової реконструкції будинку, зі збереженням усіх його елементів, те монолітний метод застосувати складно. Інша справа, якщо від будинку залишаються лише зовнішні стіни — у цьому випадку перекриття легше всього робити в моноліті з застосуванням незнімної опалубки.

ПЕРЕВАГИ МОНОЛІТНОГО БУДИНКУ В ПОРІВНЯННІ З ІНШИМИ БУДИНКАМИ.

1. Усадка будинку можлива тільки по поверхах, а не всього будинку, тому що каркас твердий і не підданий усадці. Усадка можлива тільки перший рік тільки стін і перегородок, зведених у холодний період часу.

2. Виключено ризик руйнування будинку при переплануванні квартир сусідами, тому що вони будуть перепланувати стіни, що не є несучими конструкціями. Колони-пілони при переплануванні не руйнуються. Перегородки можна забрати всі, вони не несуть навантаження.

3. У панельному, цегельному будинку внутрішні стіни несучі, їхнє розбирання може привести до обвалення будинку.

4. При пробиванні великого отвору в плиті (безграмотно), вона може обрушитися. У монолітній плиті це не так небезпечно – відбудеться перерозподіл навантажень, тому що плита великої ширини на всю довжину будинку.

5. Термін служби зварених швів у панельних будинках 50 років. У монолітних будинках стиків немає. Ні обмеження терміну служби каркаса будинку, тому що монолітний залізобетон чим більше коштує, тим більше набирає міцність. Несуча здатність бетону з часом може збільшитися в півтора рази.

6. Будинок є ширококорпусним, що зменшує його тепловтрати до 20% у порівнянні зі звичайним житловим будинком (панельним або каркасним).

7. «Відкрита» планувальний осередок квартир - оптимальна по екології. Система з/б панельних стін є найгіршим екологічним осередком, тому що цілком ізолює людини від життєво необхідних геомагнітних полів землі.

8. Будинок з монолітним каркасом і зовнішніми цегельними стінами має прекрасний зовнішній вигляд і вигідно відрізняється від панельних будинків, що знаходяться поруч.

9. У будинку передбачена можливість підключення особистих комп'ютерів до Інтернету.

На сьогоднішній день з існуючих технологій зведення будинків і споруджень найбільш перспективним є монолітне будівництво. Це — зведення

конструктивних елементів з бетонної суміші з використанням спеціальних форм (опалубки) безпосередньо на будівельному майданчику.

Створюється абсолютно твердий каркас з різними видами конструкцій, що обгороджують. У нашій країні довгі роки перевага віддавалася збірному будівництву. Хоча можна відзначити, що в 30-і роки — час розвитку конструктивізму — мався досвід монолітного будівництва. Потім був час «цегли», дуже активно пропагувалося панельне домобудівництво, і лише останні 10 років можна говорити про те, що монолітне будівництво зайняло своє гідне місце.

Технологія монолітного будівництва прийшла до нас із Заходу, де прораховується економічна обґрунтованість того або іншого проекту; враховується також не вартість матеріалів, а вартість роботи і зв'язані з цим витрати. Якщо говорити конкретно про домобудівництво, то збірні конструкції тут дорогі, тому західні будівельні фірми їхній застосовують рідко, віддаючи перевагу зведенню будинків з моноліту. При такій технології стає дешевше робоча сила, трудовитрати здійснюються один раз.

У цьому зв'язку варто окремо виділити переваги монолітного будівництва перед іншими технологіями:

Крок конструкцій при монолітному будівництві не має значення. У збірному — усі конструкції мають розміри, кратні визначеному модулеві; технологія конструкцій, виконуваних на заводі, не дозволяє швидко змінити форму оснащення. Тому архітектори і проектувальники були прив'язані до визначених типорозмірів і, як наслідок — обмежені в прийнятті проектних рішень.

Монолітні будинки легше цегельних на 15–20%. Істотно зменшується товщина стін і перекриттів. За рахунок полегшення ваги конструкцій зменшується матеріалоемність фундаментів, відповідно удешевляється пристрій фундаментів.

Виробничий цикл переноситься на будівельний майданчик. При збірному домобудівництві виробу виготовляються на заводі, привозяться на площадку, монтуються. При виготовленні збірних конструкцій закладаються допуски на всіх технологічних етапах, що приводять до додаткових трудовитрат при

обробці стиків. Якщо монолітне будівництво ведеться за чітко відпрацьованою схемою, то зведення будинків здійснюється в більш короткий термін. Крім цього, якісно виконана робота виключає необхідність мокрих процесів. Стіни і стелі практично готові до обробки.

Монолітне будівництво забезпечує практично «безшовну» конструкцію. Завдяки цьому підвищуються показники тепло- і звукоізоляційності. У той же час, конструкції більш довговічні.

Процес монолітного будівництва складається з декількох етапів: готування і доставки бетону (марок 200–400), підготовки опалубки і власне укладання бетону. Процес цей особливо спрощується, якщо є можливість створення свого бетонного вузла безпосередньо на будмайданчику.

Тепер про опалубки. Застосування сучасних опалубних систем при монолітному будівництві значно підвищує його технологічність. Терміни, якість зведення конструкцій багато в чому визначає застосовувана опалубка.

Сучасні опалубні системи можна класифікувати за різними критеріями.

По області застосування і конкретних задач: для стін; для перекриттів; колон; кільцевих стін зі змінюваним радіусом; тунельна; однобічна.

По конструктивних особливостях: рамні; балкові.

По способі установки: стаціонарна; самопіднімальна; підйомно-переставна; піднімальна.

По розмірах: великопанельна; дрібноштучна.

По застосовуваних матеріалах. Для виготовлення елементів опалубок застосовують різні матеріали: сталь, алюміній, деревину, пластик.

Поки в нашій країні ще не створена універсальна опалубна система, тому за Російський будівельний ринок борються закордонні виробники опалубки. Широко пропонуються розбірно-переставна, дрібно - і крупнощитова опалубка, тобто опалубка, що складається з модульних щитів-балок із системою добірних елементів. В основному за принципом модульних щитів створені опалубні системи «НОЕ», «ПЕРИ», «МЕВА» (Німеччина), «ДОКУ» (Австрія), «ПАШАЛЬ» (Німеччина), «УТИНОРД» (Франція).

Варіант твердого монолітного каркаса з ефективними конструкціями, що огорожують, є на сьогоднішній день переважним напрямком у житловому домобудівництві.

Застосування технології зведення монолітних будинків дає можливість зводити будинку різного призначення, різної поверховості з застосуванням як огорожуючої конструкції широкого спектра матеріалів. Монолітний каркас може бути трьох типів:

- с несучими подовжніми стінами;
- с несучими поперечними стінами;
- с перекриттями на несучих колонах.

Зведення будинків з монолітним каркасом забезпечує великий вибір матеріалів для зовнішніх стінових конструкцій.

Найбільш простим варіантом пристрою стін є стіна з газобетону, облицьована цеглою. Також використовуються пінобетонні блоки і блоки з керамзитобетону, газосилікатобетона й ін. Можливий пристрій цегельної тришарової стіни з пристроєм теплоізоляційного шару. Як утеплювач застосовують такі матеріали, як мінеральна вата, пінополістирол, стиропор і ін.

Як огорожуючої конструкцію широко застосовують сучасні тришарові залізобетонні панелі, із середнім шаром, що утеплює. Крім того, при використанні як огорожуючої конструкцію традиційних будівельних матеріалів можливий пристрій вентильованого фасаду. Широко використовуються різні лицювальні вироби з натурального і штучного каменю.

У 60–70-і роки, коли активно пропагувалося панельне домобудівництво, розвивалися ДСК, коли вважали, що це найефективніший спосіб будівництва, монолітне домобудівництво практично не розвивалося. Розвиток ринку сьогодні показало, що технологія монолітного домобудівництва більш ефективне і з економічної точки зору, і з погляду естетики.

У монолітних будинках їх практично немає. Стіни, виконані з моноліту, не мають швів. З одного боку, це достоїнство — відсутні проблеми стиків і їхньої герметизації. З іншої, незручність — саме через відсутність швів, звукова хвиля від удару по монолітній стіні розноситься досить далеко. У монолітному

будинку з залізобетонними стінами можливе виникнення проблем з мобільним зв'язком. Утім, сучасні технології удосконалюються, і, скажемо, застосування сучасних систем шумоізоляції гарантує звуконепроникність приміщень. Безсумнівно, у монолітного домобудівництва велике майбутнє. Варто тільки помітити, що достоїнства возводимих будинків прямо залежать від досвіду, кваліфікації, здібностей фахівців, над ними працюючих. І, звичайно, від якості застосовуваних у процесі будівництва матеріалів. Усе це є в професіоналів, що працюють на будівельному ринку, і дозволяє вести монолітне домобудівництво на гідному рівні.

Добре відомо, що виробнича база будівництва є матеріальною основою будівельного комплексу. Вона багато в чому визначає реальні можливості архітекторів, проектувальників і будівельників у створенні як окремих будинків і споруджень, так і в рішенні комплексних містобудівних задач. Саме технічний стан промисловості будівельних матеріалів і будіндустрії визначає рівень розвитку всього будівельного комплексу і значною мірою стан всієї економіки країни.

Звичайно, у таких умовах дуже складно розробляти і робити вітчизняну продукцію, повною мірою конкурентоздатну закордонним аналогам. Однак, незважаючи на труднощі, наукові дослідження з розширення областей застосування залізобетону в будівництві, удосконалюванню технологій застосування бетону і виробів з нього продовжуються.

В останні роки усі великі обсяги в структурі будівництва займає зведення житла. У цьому зв'язку основною задачею будівельного комплексу стало здійснення структурної переорієнтації виробничої бази будівництва на випуск широкої номенклатури сучасних конкурентоздатних будівельних матеріалів і конструкцій, що забезпечують зведення різноманітного енергоефективного житла.

Підвищення теплозахисту будинку неможливо вирішити без зниження тепловтрат через світлогороджуючої конструкції - вікна, балконні двері. В останні роки в регіонах України одержало широкий розвиток виробництво

нових типів вікон і балконних дверей з підвищеними теплотехнічними властивостями з різних матеріалів.

Необхідно відзначити, що проблему енергозбереження не можна вирішити тільки шляхом утеплення зовнішніх стін і світлогороджуючої конструкцій, тому що основна частина енергії при експлуатації будинків витрачається на нагрівання вентиляваного повітря, гаряче водопостачання і безповоротні втрати. Тому відчутний ефект енергозбереження в житлових будинках може бути досягнутий тільки комплексним рішенням цих задач з обліком економічної складової кожної з них у загальному обсязі енерговитрат.

З огляду на масштабність і важливість цієї проблеми для будівельного комплексу, процес подальшої перебудови виробничої бази домобудівництва в кожному конкретному суб'єкті України повинний здійснюватися виходячи з реального споживчого попиту й інвестиційних можливостей регіону.

Пріоритетними напрямками в рішенні цих задач є:

Завершення переходу підприємств великопанельного домобудівництва на виробництво енергоефективних ширококорпусних великопанельних будинків на основі переробки типових серій, що ще тривалий час будуть затребувані у великих містах і регіонах з розвинутою базою повнозбірного домобудівництва для будівництва муніципального житла;

Освоєння виробництва виробів і конструкцій для будинків різних архітектурно-будівельних систем, у тому числі каркасних, сборно-монолітних, змішаних і ін.;

Розширення виробництва ефективних матеріалів і виробів для малоповерхового й індивідуального житлового будівництва і продукції загального будівельного призначення з використанням місцевих будівельних матеріалів і енергозберігаючих технологій;

Збільшення обсягів фінансування науково-дослідних і дослідно-конструкторських робіт, спрямованих на всебічний розвиток промисловості будівельних матеріалів і стройіндустрії;

Розробка нової і коректування існуючої нормативно-технічної, методичної, рекомендаційної й іншої документації по проектуванню, будівництву й

експлуатації будинків, а також виробництву будівельних матеріалів, виробів і конструкцій з урахуванням сучасних вимог як до житла в цілому, так і до матеріалів для їхнього зведення.

В даний час на ринку житла затребувані конкурентоздатні об'єкти з високими споживчими якостями і доступні по вартості масовому споживачеві. Техніко-економічна ефективність, архітектурно-планувальні якості, низька собівартість будівництва об'єкта - можливі за рахунок:

- застосування найбільш сучасних конструктивних систем;
- зниження питомої матеріалоємності будинку;
- раціональної технології будівельного виробництва;
- застосування ефективних місцевих будівельних матеріалів.

З досвіду проектування і будівництва в найбільшій мері відповідають вище перерахованим вимогам каркасні будинки з плоскими дисками перекриттів [1].

Оскільки несучий каркас будинку забезпечує сприйняття тільки механічних впливів, це дозволяє:

- знизити питома витрата конструкційних матеріалів за рахунок найбільш ефективного використання їх прочностних властивостей;
- забезпечити гнучкі об'ємно-планувальні рішення на будь-якому поверсі будинку;
- ефективно використовувати підземні і горищні обсяги будинків;
- збільшити знімання корисних площ із усього будівельного обсягу будинку;
- реалізувати енергозберігаючі технології на об'єкті за рахунок створення широкого корпусу будинку і застосування для зовнішніх конструкцій місцевих менш, що обгороджують, щільних матеріалів з високими теплотехнічними властивостями;
- будувати об'єкти в стиснутих умовах забудови.

Уперше безбалкові перекриття були застосовані в будівництві багатоповерхових будинків на початку століття. У 1906 році в США за пропозицією інженера Торнера, а в 1908 році в Москві під керівництвом А. Ф. Лолейта був запроектовано і побудований чотириповерховий будинок складу молочних продуктів, потім у 1910 р. був зведений будинок з безбалковими

перекриттями у Швейцарії. За час своєї вікової історії безбалкові перекартття перетерпіли істотні зміни в конструкціях, методах розрахунків і областях застосування. У 30-х роках монолітні безбалкові перекартття з капітелями знаходять широке застосування в Україні на підприємствах харчової промисловості, промислових будинках і московських станціях метро, підземних резервуарах.

Були удосконалені основні конструктивні рішення системи - стики панелей перекарттів, стики багатоярусних колон, вузли з'єднання панелей перекартття з колонами, зв'язку, шпренгельні конструкції 12-ти метрових прольотів [2].

Ширококорпусні житлові будинки, побудовані з застосуванням монолітного безригельного каркаса відповідають наступним основним вимогам , пропонованим до конструктивних систем сучасних будинків:

Забезпечують максимальні функціональні властивості об'єкта при мінімально можливій ресурсопотребі на стадіях будівництва й експлуатації.

Дозволяють без додаткових витрат забезпечити гнучкі об'ємно-планувальні рішення і підвищену комфортність приміщень, можливість їхньої трансформації з мінімальними витратами, а також дозволяють різноманітні варіантність і індивідуальність об'єктів в умовах масової забудови.

Дозволяють максимально використовувати наявні місцеві сировинні і виробничі ресурси, що істотно знижує транспортні і заготівельно-складські витрати, зменшують залежність від зовнішніх постачальників матеріалів і сировини.

Відкритість, уніфікація, гнучкість і динамічність безригельного каркаса дозволяють створювати різну поверховість забудови в тих самих конструкціях без додаткових витрат. Дозволяють застосовувати каркасну систему з незначними змінами для будинків різного призначення (житлові, суспільні, адміністративні, промислові), видозмінювати архітектурний вигляд будинку при зміні ситуації.

Дозволяють зводити об'єкти високими темпами незалежно від часу року (з мінімальними додатковими витратами на будівництво при низьких і негативних температурах повітря) за рахунок технологічності будівництва,

застосування комплексного оснащення, устаткування і сучасних хімічних добавок для бетонів.

Дозволяють застосовувати для пристрою зовнішніх стін, що обгороджують, місцеві будівельні матеріали і конструкції, що відповідають сучасним вимогам по теплозахисту.

Як показує наш досвід, більшість цих задач вирішується шляхом прийняття комплексних нестандартних організаційних, проектних і будівельних рішень.

2. Дослідження, особливості проектування і розрахунку монолітного безригельного каркаса

2.1. Розрахунок і проектування безригельного каркаса

Конструктивною системою монолітного безригельного каркаса є рама, у якій просторова твердість і стійкість забезпечується твердим з'єднанням монолітних дисків перекриттів з колонами в рівні кожного поверху. Як стійки каркаса служать колони, вертикальні діафрагми твердості і сходовий блок.

Розрахунок безригельного каркаса зводиться до визначення зусиль у рамній або рамно-зв'язній системі. У розрахунок уводиться ригель-плита ширина якої дорівнює кроку колон перпендикулярного напрямку. Рамна конструкція розраховується на дію вертикальних і горизонтальних зусиль методом рам, що замінюють, у двох взаємно перпендикулярних напрямках.

Додатково виконуються по методу кінцевих елементів (КЭ) розрахунки плит перекриттів і покриттів на вертикальні навантаження по визначенню зусиль і армуванню плит.

Розрахунки виконувалися як для плоских стрижневих рам, так і для просторових стрижневих схем з використанням ПК "Міраж", ПК "Мономах" і ПК "Ліра-Windows" (версій 8.2. і 5.03).

При розрахунку будинку по просторовій стрижневій схемі конструкція, що розраховується, розбивається на великі підсистеми - суперелементи (СЭ), кожний з яких розбивається на КЭ. Вузли, що належать тільки одному СЭ, є його внутрішніми вузлами, інші супервузлами (СУ). СЭ і СУ утворюють основну розрахункову схему. У нашій задачі СЭ були прийняті плити перекриття і монолітний сходовий блок.

Розрахунок і конструювання каркаса зроблене по зусиллях у КЭ з обліком лінійного і нелінійного деформування бетону під навантаженням. Підбор арматури на ділянці сполучення монолітної плити і колони виконаний з урахуванням можливості продавлювання у відповідність зі Сніп 2.03.01-84. Сконструйовано три варіанти вузла сполучення монолітної плити і колони.

Фахівцями Самгаса виконані статистичний розрахунок і конструювання монолітної плити перекриття. Через відсутність у діючих нормативних документах указівок по проектуванню вузла сполучення колони з плитою перекриття, з обліком не тільки зусиль продавлювання, але і з урахуванням передачі в цьому вузлі згинаючого моменту, авторським колективом були проведені натурні іспити для експериментальної оцінки роботи монолітного каркаса під навантаженням.

На підставі проведених досліджень були розроблені, а потім випробувані варіанти нових вузлів стиків колон із плитою перекриття.

Один варіант армування сполучення був запропонований твердою арматурою. У пропонованому технічному рішенні напроти кожної грані колони (симетрично щодо осей колони) на арматурному каркасі нижньої і верхньої сітки плити перекриття жорстко закріплені пластини в напрямку від колони до плити перекриття і встановлені на ребро. Причому один кінець кожної пластини виконаний прямокутної форми і встановлений за гранню колони, а іншої має скіс під кутом 45 градусів, розташований перпендикулярно до бічної поверхні призми продавлювання. Кожна пластина розміщена між верхньою і нижньою сітками арматурного каркаса плити перекриття, причому кожна пластина має отвори для пропуску арматури поперечного напрямку.

Два інших стики були виконані у виді підвіски з арматури класу А111 і класу А1 з відігнутими гаками. Напроти кожної грані колони на арматурному каркасі колони жорстко встановлені попарно під кутом 90 градусів друг до друга "V" - образні анкери, причому в місцях згину кожна пара анкерів з'єднана поперечною арматурою.

Четвертий варіант армування стику був виконаний гнучкими каркасами за вимогою нормативних документів.

В усіх чотирьох стиках додаткові каркаси поперечної арматури (КР-13, додаток 1) не встановлювалися.

Розроблені нові конструктивні рішення варіантів стиків колони з плитою перекриття успішно витримали іспиту контрольним навантаженням і значно скоротили трудовитрати при виробництві арматурних і бетонних робіт.

2. АРХІТЕКТУРНИЙ РОЗДІЛ

2.1. Загальні дані

Площадка під будівництво ширококорпусних житлових будинків з підземною стоянкою манежного типу має велике містобудівне значення і при проектуванні об'єкта враховувалися: орієнтація будинків на основні магістралі,

що виходять до площадки будівництва; функціональне призначення зон центра; розташування і функціональне значення сусідніх площадок.

Основні принципи, що були прийняті для даної площадки - виразність образу, користь і економічність.

Архітектурно-будівельні рішення, генеральний план житлових будинків розроблені відповідно до діючих нормативних документів, з урахуванням завдання на проектування, з урахуванням категорій приміщень по вибухово-пожежній небезпеці і ступеневі вогнестійкості будинків.

Територія обгороджена, передбачений благоустрій території, установка малих архітектурних форм, пристрій площадок тихого й активного відпочинку.

Для зниження запиленість повітря, захисту ґрунту від вітрової і водної ерозії, забезпечення нормативних санітарно-гігієнічних умов на вільній від забудови і твердого покриття території, передбачений пристрій газонів і квітників, посадка чагарнику і дерев листяних і хвойних порід.

Для збереження темпів будівництва і забезпечення твердіння бетону при негативних температурах у зимовий час нами при будівництві першої черги використовувалися наступні методи.

Для прогріву колон і діафрагм твердості використовувався провід, що гріє, або електродний прогрів. Щоб уникнути намерзання бетону на арматуру ми застосовували комбінований метод, додаючи в бетон нітрит натрію (2-5% від маси цементу), що до початку електропрогріву дозволяло не змерзнути бетонові в процесі укладання й ущільнення.

При бетонуванні плит перекриття підігрівши здійснювався знизу. Опалубку закривали пологами з брезенту, під опалубку встановлювали теплогенератори на рідкому паливі, підтримуючи температуру під пологом від +40 до +70С, підігрітий бетон укладали на підігріту опалубку, зверху бетон закривали теплоізоляційними матами і протягом 2-4 доби проводили обігрів, підтримуючи температуру бетону +20 +40С. При наборі бетоном нормативної міцності опалубка переставлялася на іншу захватку.

Монолітне домобудівництво починає займати усі великі обсяги в сучасному житловому будівництві. Це зв'язано з тим, що воно більш повно відповідає

вимогам, пропонованим до житла будь-яким покупцем квартири, у залежності від його платоспроможності. У тому самому будинку потрібні квартири з різним плануванням і з різною площею квартир. Конструктивне рішення будинку в монолітному житловому будинку через його вільне планування дозволяє в тих самих осях за бажанням замовника будувати квартири з різним плануванням. При твердому каркасі будинку, у збірному варіанті житлового будинку, це виконати практично неможливо. Вільне планування будинку дозволяє змінити планування квартири і після проживання в ній мешканців, якщо це потрібно по яких-небудь обставинах. При цьому не будуть руйнуватися несучі конструкції будинку. У сучасних проектах монолітних будинків зменшений обсяг залізобетону в порівнянні зі збірним будинком. Це, у свою чергу, приведе до зниження навантажень на фундаменти і їх здешевлення за рахунок зменшення витрати матеріалів.

При будівництві монолітного будинку зменшується територія будівельного майданчика, тому що скорочуються площі під складування залізобетону. Будівництво монолітного будинку технологічно більш зовсім. Воно менш залежить від значних вантажоперевезень із сусідніх регіонів, на які значний вплив робить сезонне закриття доріг. Житлові будинки, виконані в монолітному варіанті, мають значно велику довговічність, тому що в них відсутні зварені стики між елементами будинків. При монолітному каркасі будинку зовнішні стіни виконуються з цегли разом з ефективними утеплювачами, що цілком відповідає сучасним технічним вимогам.

Будинку з монолітним каркасом і зовнішніми цегельними стінами мають прекрасний естетичний вид. У сучасному монолітному будинку зручні планировки квартир, поліпшені санітарно-гігієнічні умови проживання мешканців, знижені експлуатаційні витрати по змісту будинку.

Усі вищезазначені переваги монолітних будинків дають можливість проектним і будівельним організаціям створювати різні варіанти архітектурно-планувальних рішень, сучасні ансамблі нових площ і вулиць, а

також дозволяють гармонійно вписуватися в стару забудову міст, поліпшуючи її зовнішній вигляд.

ПЕРЕВАГИ МОНОЛІТНОГО ЖИТЛОВОГО БУДИНКУ

Житлові будинки з застосуванням типових збірних ж/б конструкцій у даний час вичерпали свої можливості.

Сучасним вимогам до житла найбільше повно відповідає монолітне домобудівництво, тому що воно дозволяє забезпечити:

1. Багатоваріантність об'ємно-планувальних рішень.
2. Комфортність проживання в квартирах.
3. Експлуатаційну економічність.
4. Підвищення довговічності будинку.

Житловий будинок має монолітний безрігельний з/б каркас, що складається з монолітних колон-пілонів і твердого диска перекриття. Ядром твердості є монолітний сходнико-ліфтовий вузол. Зовнішні стіни, що самонесучих, що представляють шарувату кладку (зовнішня верста з лицьової керамічної цегли і внутрішня з полістіролбетонних блоків) забезпечили яскраву виразність фасаду, підвищили теплотехнічні характеристики огороження і, у сполученні з потрійним заскленням віконних прорізів, зменшили тепловтрати і скоротили витрати на опалення.

Будинок обладнаний двома ліфтами – грузопасажирським і пасажирським, сміттєпроводом. У зв'язку з відсутністю в будинку жорстко зафіксованих несучих внутрішніх стін, з'явилася можливість вільного планування квартир. Наявні в будинку квартири відповідають вимогам будь-яких покупців. Кухні площею 12-13 м² з лоджіями, створюють можливості для переустаткування їхній під їдальні. Збільшені площі прихожих дозволяють розміщати в них вільно меблі. Просторі вітальні, завдяки вікнам еркерів, мають прекрасне висвітлення. Кожна квартира має по двох санвузла, комори, що поліпшує санітарно-гігієнічні умови проживання. Вільне планування будинку дозволяє змінювати планування квартир і в процесі проживання в ній мешканців, якщо це буде потрібно обставинами.

Монолітний каркас ліквідував усі зварені з'єднання, властивому збірному залізобетоніві, що істотно підвищило його довговічність і сейсмічну стійкість. Термін служби такого будинку практично необмежений.

3. РОЗРАХУНКОВИЙ РОЗДІЛ

У зв'язку з великою кількістю розрахункових програм для будівель, будемо використовувати для розрахунку необхідних конструкцій одну із них. Однією з таких програм, яку застосовують на території України – є Мономах. За допомогою цієї програми проведемо розрахунок всієї будівлі, а також окремих її

елементів, таких як – колона, діафрагма жорсткості, плита перекриття, купол, балка.

На рис. 3.1 та рис. 3.2 показані розрахункова модель та конструктивна схема будівлі.

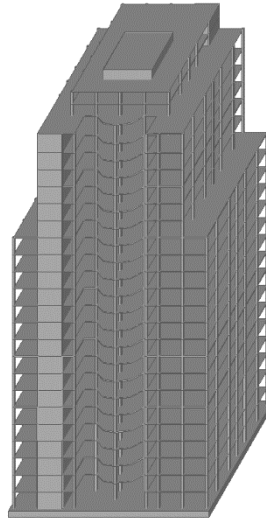


Рис. 3.1 Розрахункова модель будівлі

Етаж №1, H=4.2 м, отв. верха = 0.200

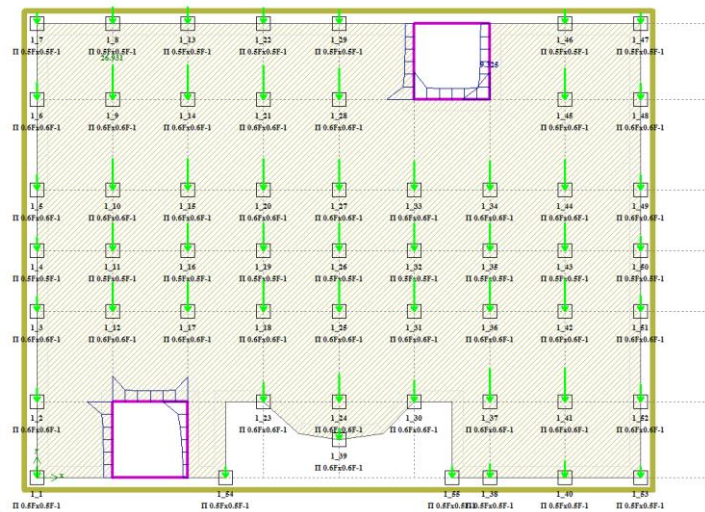


Рис. 3.2 Конструктивна схема будівлі

Результати МКЕ розрахунку будівлі дивись додаток.

3.1 Розрахунок балки Б-1

Розраховується балка Б-1 таврового перерізу перерізом 30x45см довжиною 8,0м.

Таблиця 3.1

Збір навантаження на погонний метр балки Б-1

Вид навантаження	Нормативне навантаження, т/м	γ_f	Розрахункове навантаження, т/м
Утеплювач $t=50\text{мм}$, $\rho=50\text{кг/м}^3$	0,015	1,2	0,018
Руберойд $t=15\text{мм}$, $\rho=600\text{кг/м}^3$	0,053	1,2	0,064
Залізобетонне покриття $t=200\text{мм}$, $\rho=2500\text{кг/м}^3$	2,92	1,1	3,212
Залізобетонна стіна $t=300\text{мм}$, $\rho=2500\text{кг/м}^3$	2,25	1,1	2,475
Тимчасове навантаження: снігове	0,875	1,4	1,225

Таблиця 3.2

Характеристики матеріалів

Клас бетону	B30
Вид бетону	Важкий
Розрахунковий опір бетону на стиск	1730
Модуль пружності бетону	3.31e+006
Клас поздовжньої арматури (вздовж X)	A400C3
Розрахунковий опір поздовжньої арматури на розтягування	37500
Модуль пружності арматури	2e+007
Клас поперечної арматури	A240C
Розрахунковий опір поперечної арматури на розтягування	18000
Модуль пружності арматури	2.1e+007
Об'ємна вага	2.5
Ширина розкриття короткочасних тріщин, см	0,4
Ширина розкриття довготривалих тріщин, см	0,3
Захисний шар від нижньої грані перерізу, см	3
Захисний шар від верхньої грані перерізу, см	3
Захисний шар від бокових грані перерізу, см	3

Таблиця 3.3

Прольоти

Номер	Ширина, м	Висота, м	L в осях, м	L у світлі, м	Ліва опора	Права опора	Кількість перерізів
1	0.3	0.45	8	7.7	1	2	21

Таблиця 3.4

Опори

Номер	Ширина, м	Відстань до осі, м	Вид	Опирання	Піддатливість
1	0.3	0.15	стіна	жорстке	Немає
2	0.3	0.15	стіна	жорстке	Немає

Власна вага балки врахована автоматично

S , T_c - зосереджена сила

M , $T_c * M$ - зосереджений момент

P , T_c / M - рівномірно-розподілена

T , T_c / M - трапецієвидна

T_r , T_c / M - трикутна

a , M - прив'язка

Таблиця 3.5

Навантаження

Прольот	Навантаження	Завантаження	Вид	P1	a1	P2	a2
1	1	постійне	P	5.24	0	0	0
1	2	короткочасне	P	0.875	0	0	0
1	3	короткочасне	P	0.875	0	0	0

Таблиця 3.6

Коефіцієнти для поєднання зусиль

	Постійне	Довго- тривале	Коротко- часне	Вітер1	Вітер2	Сейсміка1	Сейсмі ка2
Надійності	1.1	1.2	1.2	1.4	1.4	1	1
Тривалості	1	1	0.35	0	0	0	0

	Постійне	Довго- тривале	Коротко- часне	Вітер1	Вітер2	Сейсміка1	Сейсмі ка2
1-е осн. поєднання	1	1	1	1	1	0	0
2-е осн. поєднання	1	0.95	0.9	0.9	0.9	0	0
Особливе поєднання	0.9	0.8	0.5	0	0	1	1

Коефіцієнт надійності по відповідальності 1

Таблиця 3.7

Результати розрахунку

Прольот № 1			
Переріз №	1	11	21
Привязка, М	0.00	3.85	7.70
Огинаючі			
Момент, Тс*М	-27.27	20.34	-27.27
	-40.68	13.64	-40.68
Поперечна сила, Тс	31.70	0.00	-21.25
	21.25	0.00	-31.70
Переміщення, Мм	0.00	-7.32	0.00
	0.00	-9.62	0.00
Арматура повздожня			
Нижня, СМ**2	0.81	14.58	0.81
Верхня, СМ**2	41.31	0.00	41.31
Бокова, СМ**2	0.00	0.00	0.00
Арматура поперечна, СМ**2/М	9.24	0.00	9.24

Таблиця 3.8

Конструювання

Каркас в'заний								
Нижня					Верхня		Бокова	
1-го ряду			2-го ряду		Діаметр середн. стерж.	К-сть. середн. стерж.	Діаметр середн. стерж.	К-сть. середн. стерж.
Діаметр крайн. стерж.	Діаметр середн. стерж.	К-сть. середн. стерж.	Діаметр середн. стерж.	К-сть. середн. стерж.				
Прольот N1 довжина 8060.00, М Прив'язка 120.00, М								
20.00	20.00	3	6.00		20.00	2		
Поперечна арматура: Діаметр 10.00 М, Крок 0.15 М, К-сть. 2								

Таблиця 3.9

Опорні стержні

Опора №	Діаметр	Кількість	Довжина
1	25.00	4	1300.00
2	25.00	3	2070.00
3	25.00	4	1300.00
4	25.00	3	2070.00

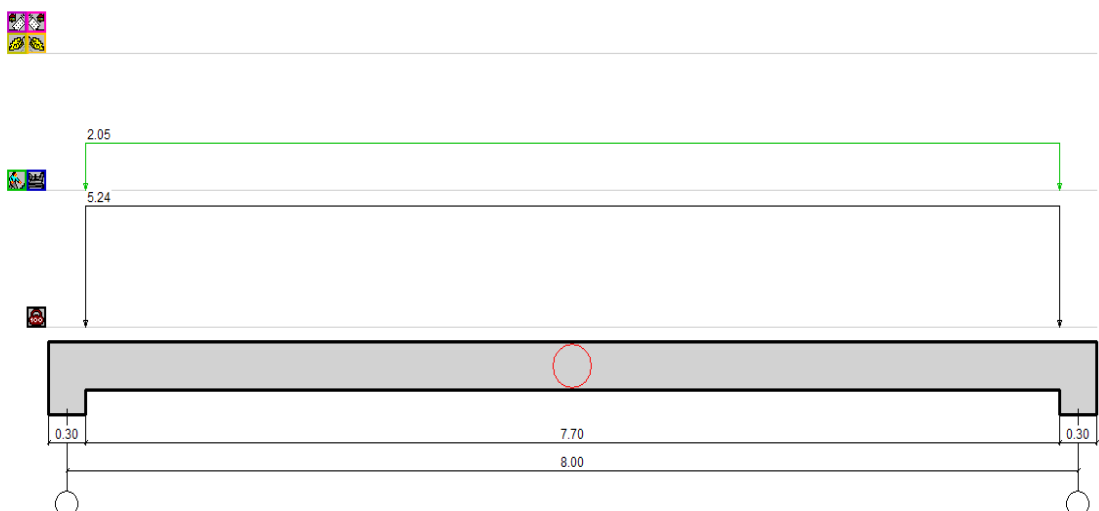


Рис. 3.3 Розрахункова схема балки Б-1

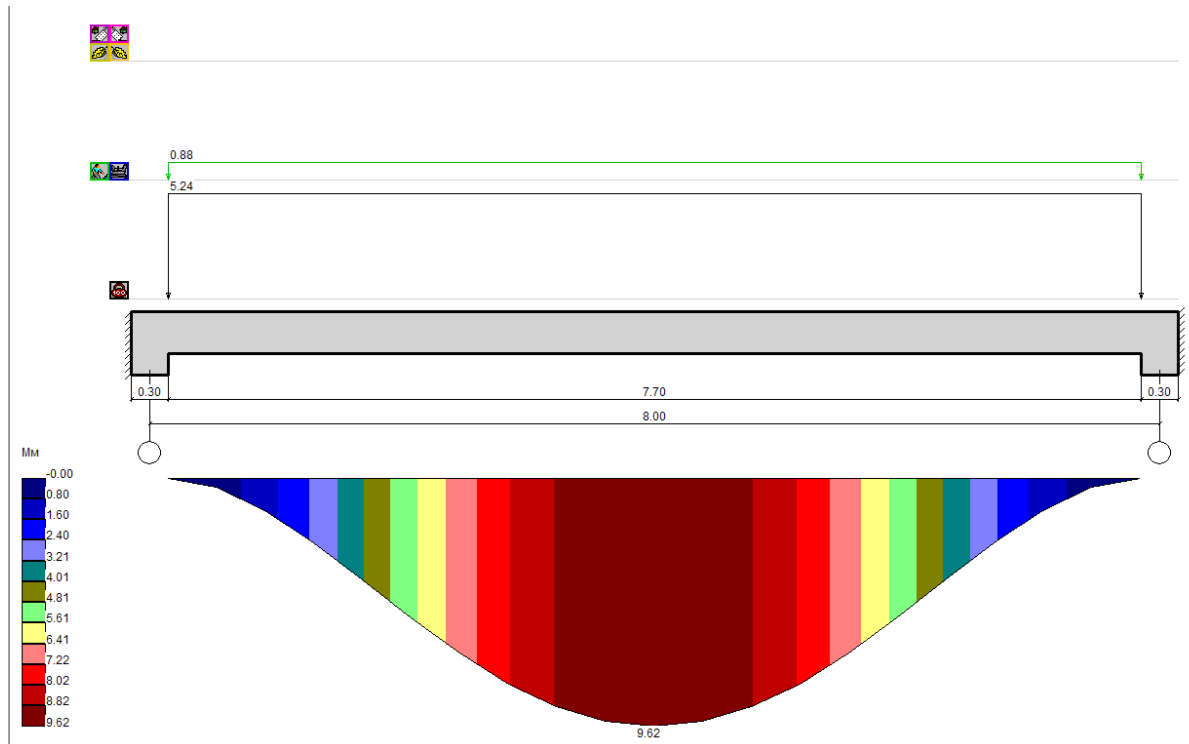


Рис. 3.4 Ізополя переміщень балки Б-1

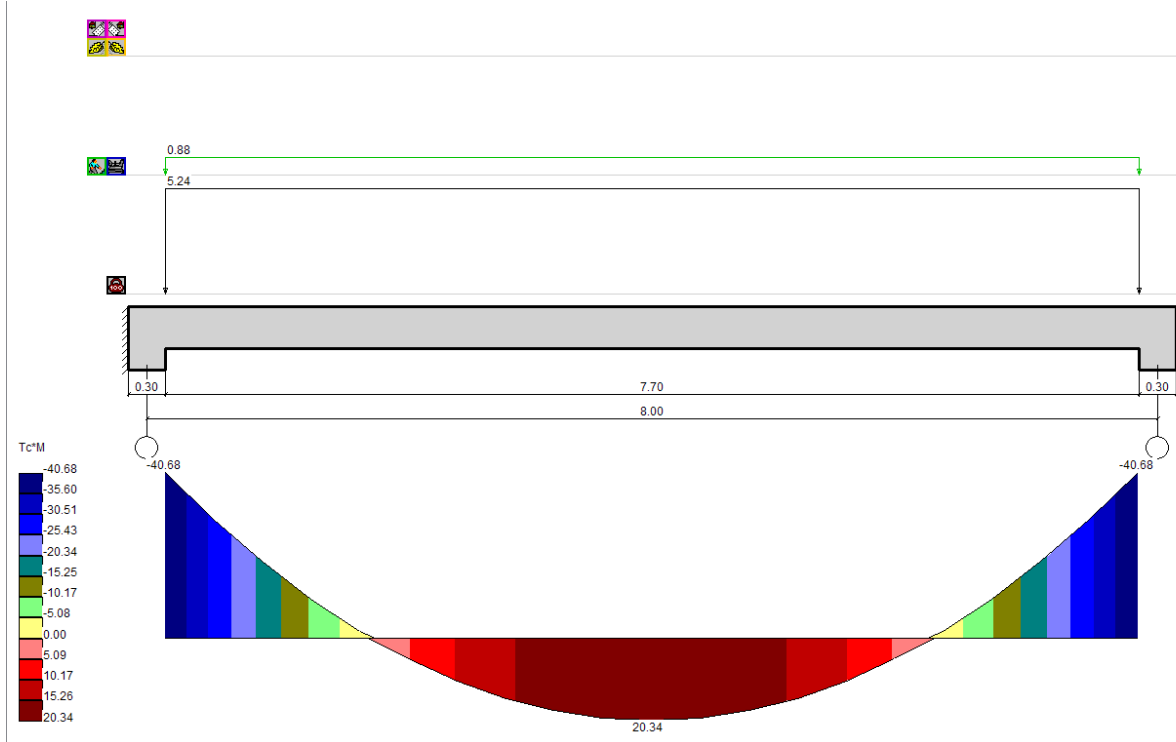


Рис. 3.5 Ізополя моментів балки Б-1

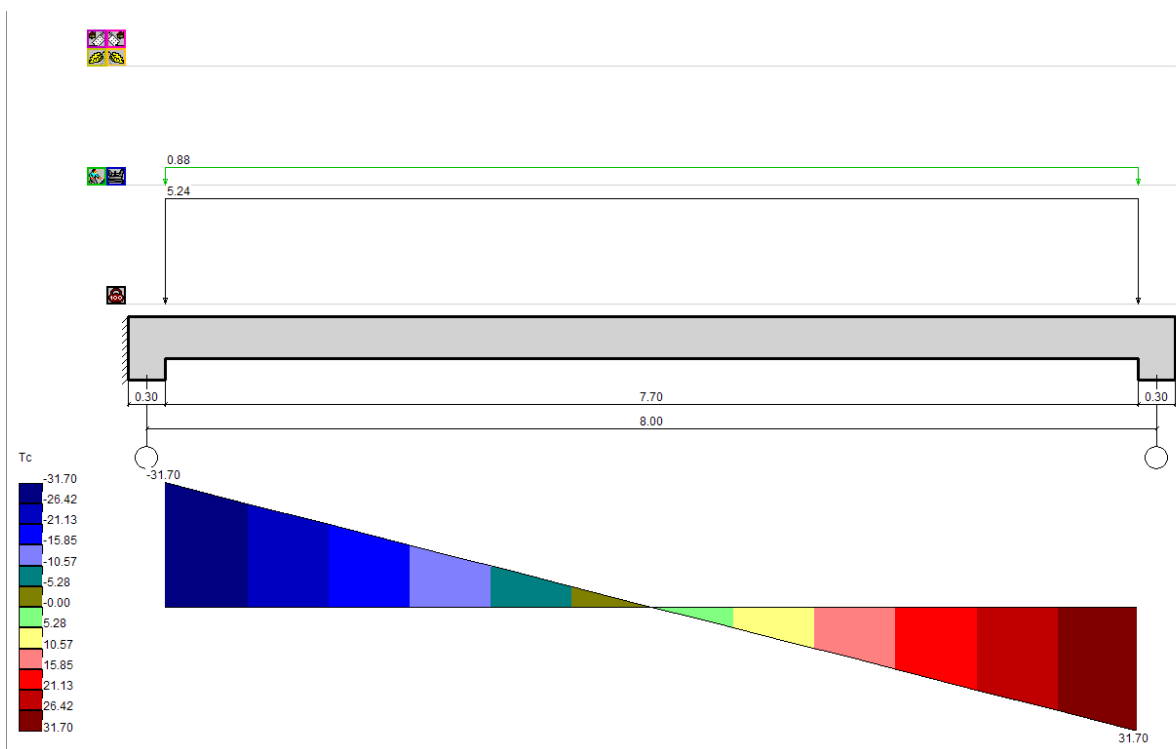


Рис. 3.6 Ізополя поперечних зусиль балки Б-1

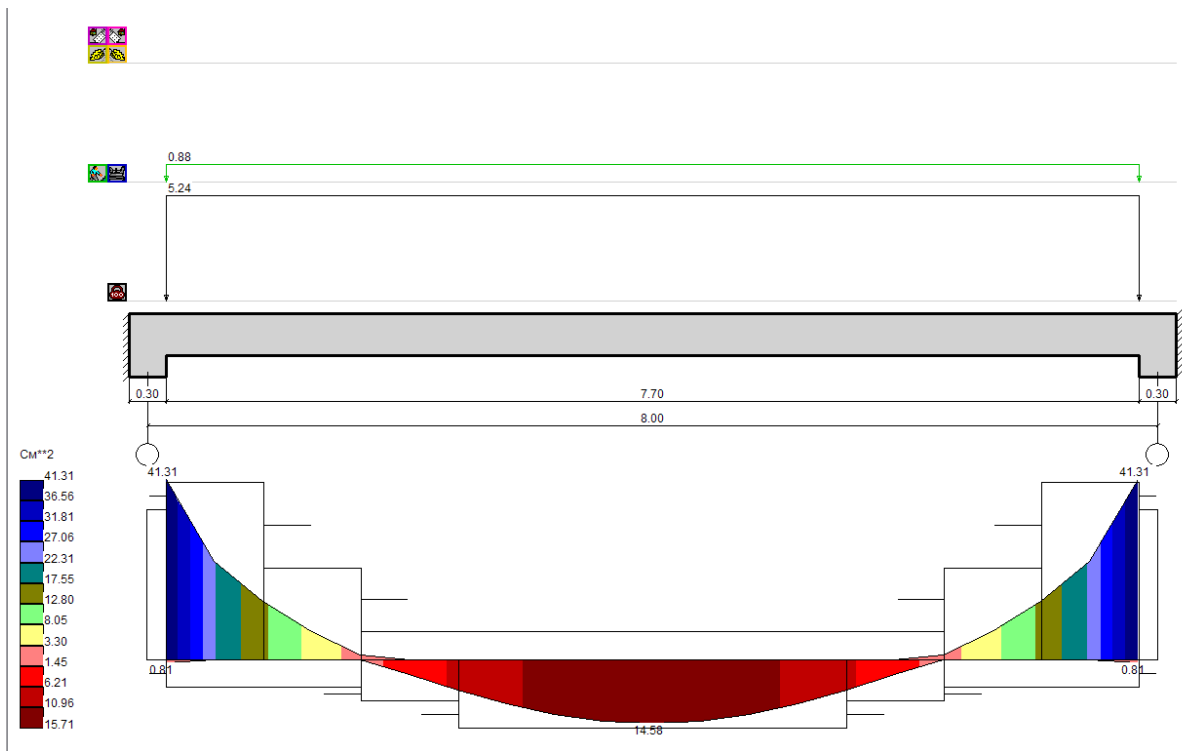


Рис. 3.7 Епюра матеріалів балки Б-1

3.2 Розрахунок плити перекриття

Плиту перекриття розраховуємо в програмі ПЛИТА. Навантаження на плиту задаємо згідно таблиці 3.10.

Таблиця 3.10

Збір навантаження на плиту

Склад підлоги	Нормативне навантаження, кН/м^2	γ_f	Розрахункове навантаження, кН/м^2
Плитка $t=10\text{мм}$, $\rho=1500\text{кг/м}^3$	0,15	1,3	0,2
Цементно- піщана стяжка $t=30\text{мм}$, $\rho=1800\text{кг/м}^3$	0,54	1,3	0,7
Залізобетонне перекриття $t=200\text{мм}$, $\rho=2500\text{кг/м}^3$	5,0	1,1	5,5
Всього	5,41	1,26	6,4

Характеристики матеріалів задаємо згідно діючих будівельних норм України.

Таблиця 3.11

Характеристики матеріалів

	Постійне	Тривале	Короткочасне	Вітер
Надійності	1.10	1.20	1.20	5.00
Тривалісті	1.00	1.00	0.35	0.00
I осн. поєднання	1.00	1.00	1.00	1.00
II осн. поєднання	1.00	0.95	0.90	0.90

Таблиця 3.12

Максимальне переміщення

№ вузла	X (cm)	Y (cm)	Переміщення Z (mm)	№ вузла	X (cm)	Y (cm)	Переміщення Z (mm)
1229	300.0	960.0	-14.704201	374	1880.0	528.6	0.611921

Результати розрахунку плити перекриття типового представлені у вигляді ілюстрованих схем.

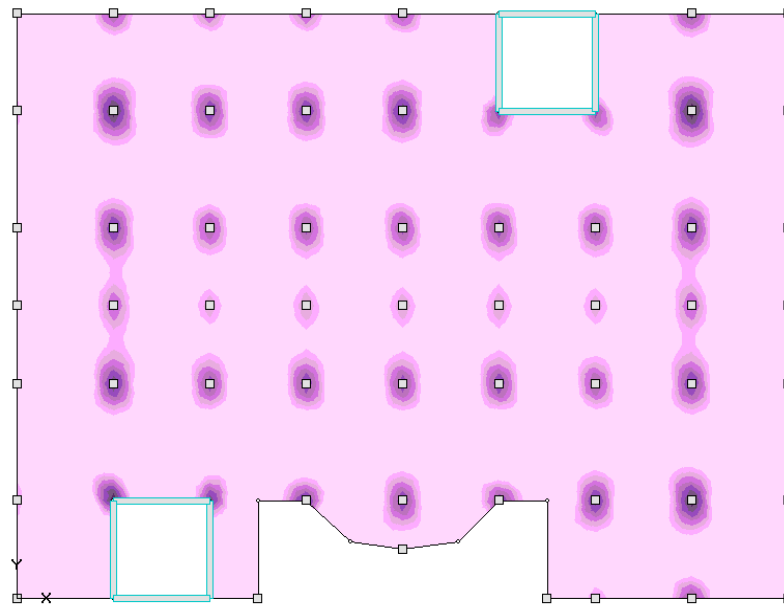
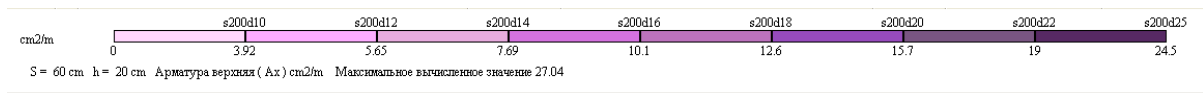


Рис. 3.8 Верхнє армування по ОХ

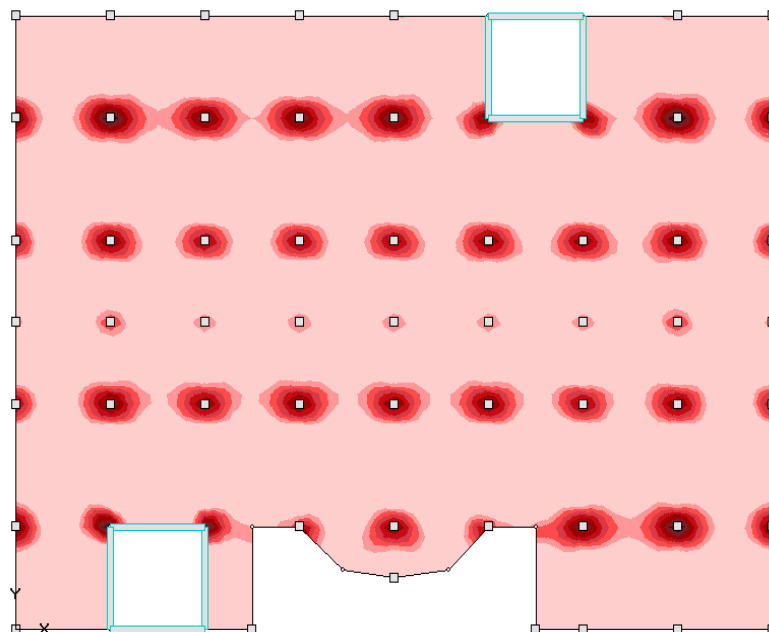
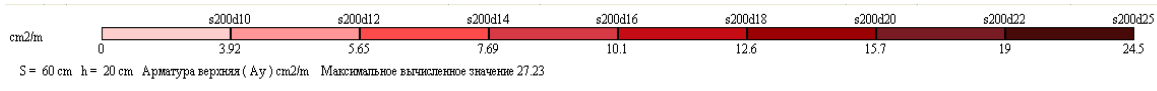


Рис. 3.9 Верхне армування по OY

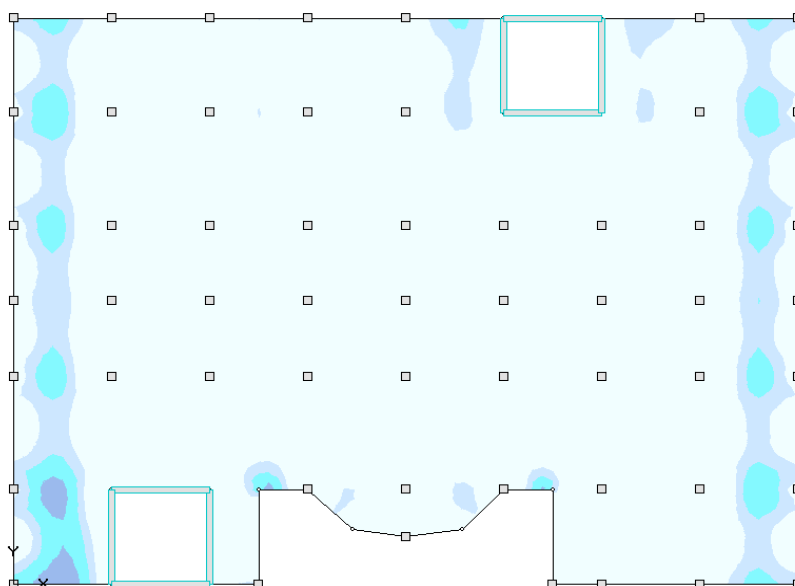
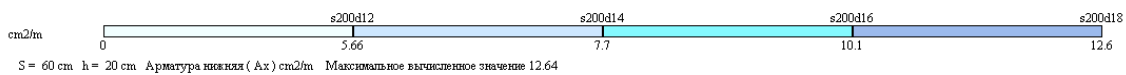


Рис. 3.10 Нижне армування по OX

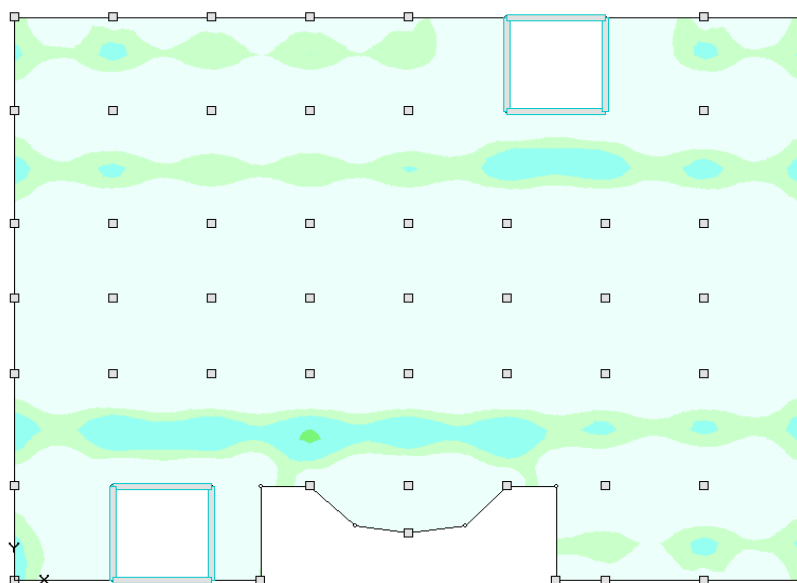
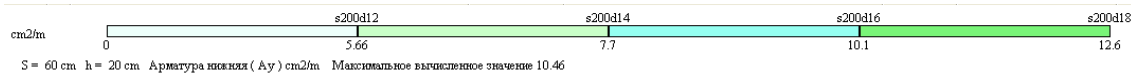


Рис. 3.11 Нижнє армування по ОУ

За результатами розрахунку конструємо плиту перекриття.

3.3 Розрахунок колони

Нормативний документ

ДСТУ 3760-98

Бетон

Клас

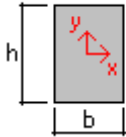
B30

Таблиця 3.13

Арматура

Клас повздовжньої	A400C3
Клас поперечної	A240C
Розрахунковий діаметр повздовжньої, мм	40
Захисний шар повздовжньої, мм	20
Прив'язка повздовжньої, мм	40
Використаний сортамент повздовжньої	12,14,16,18,20,22,25,28,32

Переріз



Розміри, мм:

b	500
h	500
Площа, см ²	2500

Відмітки

Висота поверху, мм	4200
Висота перекриття, мм	200

Відмітки, м:

низ колони	-4,000
верха перекриття	+0,200

Розрахункова довжина Коефіцієнти довжини

m X	0.7
m Y	0.7

Розрахункова довжина, мм:

Lo X	2940
Lo Y	2940

Гнучкість:

Lo/h X	5.88
Lo/h Y	5.88

Таблиця 3.14

Навантаження Результати МКЕ розрахунку

	N, тс	M _x , тс*м	M _y , тс*м	Q _x , тс	Q _y , тс	T, тс*м	
Постійне	121	-2.06	9.18	3.02	-0.376	0	Н
	119	-0.476	-3.52	3.02	-0.376	0	В
Тривале	34.5	-0.315	2.29	0.784	-0.0173	0	Н
	34.5	-0.242	-1	0.784	-0.0173	0	В
Короткотривале	23	-0.211	1.53	0.525	-0.012	0	Н
	23	-0.161	-0.671	0.525	-0.012	0	В
Вітрове 1	-2.78	0.979	-1.43	-0.432	0.324	0	Н
	-2.78	-0.381	0.379	-0.432	0.324	0	В
Вітрове 2	-3.82	-0.148	-1.15	-0.368	0.0128	0	Н
	-3.82	-0.202	0.402	-0.368	0.0128	0	В

Таблиця 3.15

Коефіцієнти
Надійності по відповідальності

	Пост.	Длит.	Кр.вр.	Ветр.	Сейсм.		
Надійності	1.1	1.2	1.2	1.4	1		
Тривалості	1	1	0.35	0	0		
Довоготривалості	1	1	1	0	0		

Таблиця 3.16

Коефіцієнти розрахункових поєднань зусиль (РСН)

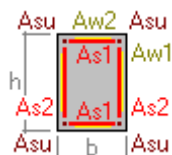
	Пост.	Длит.	Кр.вр.	Ветр.
1-е, основне	1	1	1	1
2-е, основне	1	0.95	0.9	0.9

Таблиця 3.17

Розрахункове поєднання навантажень

	N, тс	M _x , тс*м	M _y , тс*м	Q _x , тс	Q _y , тс	T, тс*м	
Случай б (всі завантаження). Скорочений список							
ПО+ДЛ+КР-В1 _в	198	-0.493	-6.22	5.33	-0.855	0	
длит. часть	179	-0.86	-5.27	4.42	-0.438	0	
<i>S_{nc}</i>							
ПО+ДЛ+КР-В1 _н	201	-4.08	16.2	5.33	-0.855	0	
длит. часть	182	-2.7	13.3	4.42	-0.438	0	
<i>S_{vc}, S_{lc}, T_x</i>							
ПО-В1 _н	137	-3.63	12.1	3.93	-0.867	0	
длит. часть	134	-2.26	10.1	3.33	-0.414	0	
<i>S_{np}, T_y</i>							
ПО+ДЛ+КР-В2 _в	200	-0.719	-6.25	5.25	-0.463	0	
длит. часть	179	-0.86	-5.27	4.42	-0.438	0	
<i>S_{nc}</i>							
ПО+ДЛ+КР-В2 _н	203	-2.66	15.8	5.25	-0.463	0	
длит. часть	182	-2.7	13.3	4.42	-0.438	0	
<i>N_c</i>							
Случай а (тривал.). Скорочений список							
ПО+В1 _в	195	-0.973	-5.74	4.79	-0.447	0	
длит. часть	179	-0.86	-5.27	4.42	-0.438	0	
<i>S_{nc}, S_{nc}</i>							
ПО+В1 _н	198	-2.85	14.4	4.79	-0.447	0	
длит. часть	182	-2.7	13.3	4.42	-0.438	0	
<i>S_{vc}, S_{lc}, N_c, T_x, T_y</i>							

Розрахункове армування



Asu	2.01
As1	1.13
As2	1.13

Повздожня арматура, см²:

Повна	12.568		
по міцності	12.568		
% армування	0.50		
Поперечна арматура, см ² /м	0.130698		

Ширина розкриття тріщин, мм:

Нетривалого	0		
Тривалого	0		

Таблиця 3.18

Розстановка повздожньої арматури

Армування симетричне

кутове	4Ø16
вздож грані	2Ø16
бокове	2Ø16
Усього	8Ø16
Площа арматури, см ²	16.085
% армування	0.64

Таблиця 3.19

Анкеровка повздожньої арматури

Діаметр стержня, мм	Довжина анкеровки, мм	Довжина нахлестки, мм
16	550	550

Таблиця 3.20

Розстановка поперечної арматури

Зона анкеровки, мм:	5Ø6
крок	150
прив'язка 1-го	50
зона розкладки	600
прив'язка останнього	650
Основна зона, мм:	16Ø6
шаг	200

прив'язка 1-го	850
зона розкладки	3000
прив'язка останнього	3850
Доборний, мм:	1Ø6
крок	100
прив'язка	3950
відст. до верха	50
Площа арматури, см ² /м	2.82743

За даними розрахунку конструємо колону.

3.4. Розрахунок фундаментів

3.4.1. Аналіз інженерно-геологічних умов майданчика

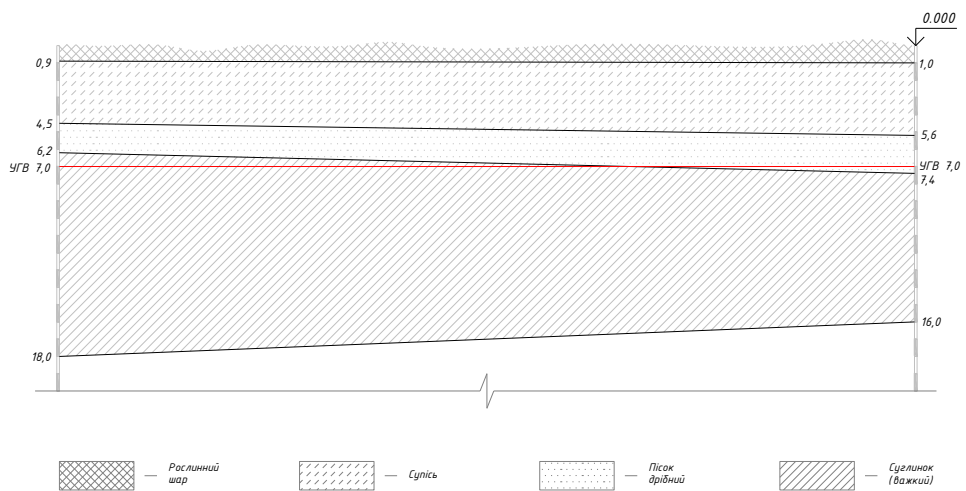


Рис. 3.4.1. Геологічний розріз

Таблиця 3.4.1. Фізико-механічні властивостей ґрунтів

Найменування ґрунту	Потужність шару, м	ρ , кН/м ³	ρ_s , кН/м ³	W, %	W _l , %	W _p , %	ϕ	c, кПа	μ	K _ф , см/сек	P, МПа	S, см
Рослинний шар	0,9 – 1,0	16,4	–	12	–	–	–	–	–	–	–	–
Супісок	4,5 – 5,2	16,3	26,7	18	20	14	20°	5	0,3	4,8 · 10 ⁻⁶	0,1	0,52
											0,2	1,04
											0,3	1,56
											0,4	2,6
Пісок дрібний	6,2 – 7,4	18,9	26,5	20	–	–	–	–	0,28	5,1 · 10 ⁻⁵	–	–
Суглинок важкий	18,0 – 16,0	19,7	27,0	19	42	16	–	–	0,4	6,7 · 10 ⁻⁷	–	–

За основними фізичними характеристиках і класифікаційним показниками ґрунтів майданчика визначаються фізико-механічні характеристики ґрунтів майданчика, що забезпечують можливість визначення розрахункового опору і деформації основ, а саме:

1. для порохняно-глинистих ґрунтів (супісок, суглинок) визначаються:

Супісок

- число пластичності ґрунту по значеннях вологості на межі текучості і розкочування

$$I_p = W_l - W_p = 0,20 - 0,14 = 0,06$$

- коефіцієнт пористості ґрунту

$$e = (1 + W) \cdot \frac{\rho_s}{\rho} - 1 = (1 + 0,18) \cdot \frac{26,7}{16,3} - 1 = 0,93 \quad 3.4.1$$

де s – щільність мінеральних часток;

W – природна вологість;

ρ – природна щільність.

- показник текучості ґрунту

$$I_L = \frac{W - W_p}{I_p} = \frac{0,18 - 0,14}{0,06} = 0,67$$

за значенням якого встановлюється стан водонасиченого порохняно-глинистого ґрунту.

Якщо в геологічному розрізі є ненормовані піщані ґрунти (рихлий пісок), то для і-того шару міцнісні характеристики ϕ , C приймаються за даними безпосереднього визначення їх в лабораторних або в польових умовах, а модуль деформації E (МПа) визначається за даними випробування ґрунту пробним навантаженням по формулі:

$$E = (1 - \mu^2) \frac{\Delta P \cdot A}{\Delta S \cdot d} = (1 - 0,3^2) \frac{0,2 \cdot (10^6) \cdot 5000 \cdot (10^{-4})}{0,52 \cdot (10^{-2}) \cdot 79 \cdot (10^{-2}) \cdot (10^6)} = 24,34 \text{ МПа}$$

3.4.2

де μ – коефіцієнт бічної деформації (коєф. Пуасона);

P – питомий тиск на штамп (приймається за завданням в межах прямої пропорційності осідання від навантаження);

A – площа штамп ($A = 5000 \text{ см}^2$);

S – осідання штамп (від дії навантаження P);

d – діаметр круглого штамп (площею $A = 5000 \text{ см}^2$ ($d = 79 \text{ см}$)).

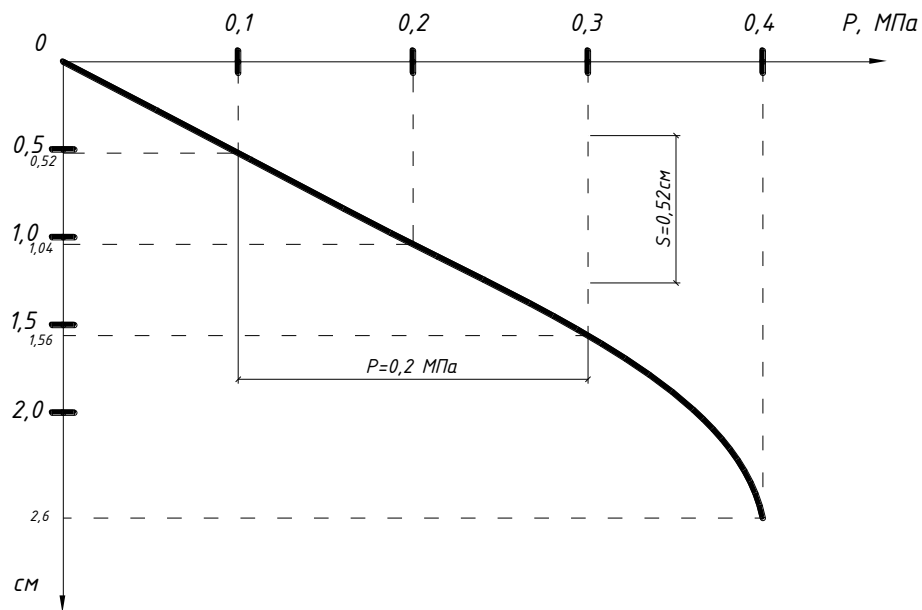


Рис. 3.4.2. Відносне стискання ґрунту в залежності від тиску

Суглинок

- число пластичності ґрунту по значеннях вологості на межі текучості і розкочування

$$I_p = W_l - W_p = 0,42 - 0,16 = 0,26$$

- коефіцієнт пористості ґрунту

$$e = (1 + W) \cdot \frac{\rho_s}{\rho} - 1 = (1 + 0,19) \cdot \frac{27,0}{19,7} - 1 = 0,63$$

де s – щільність мінеральних часток;

W – природна вологість;

ρ – природна щільність.

- показник текучості ґрунту

$$I_L = \frac{W - W_p}{I_p} = \frac{0,19 - 0,16}{0,26} = 0,115,$$

за значенням якого встановлюється стан водонасиченого порохняно-глинистого ґрунту.

По певних фізичних характеристиках і класифікаційних показниках ґрунту по таблиці. 2 і 3 [9] визначаються міцнісні і деформаційні характеристики ґрунту ϕ' , C (кПа), E (кПа) і заносяться в таблицю 3.4.2.

2. для піщаних ґрунтів (пісок дрібний) визначаються:

- коефіцієнт пористості e

$$e = (1 + W) \cdot \frac{\rho_s}{\rho} - 1 = (1 + 0,2) \cdot \frac{26,5}{18,9} - 1 = 0,68$$

- міра вологості ґрунту

$$S_r = \frac{W \cdot \rho_s}{\rho_w \cdot e} = \frac{0,2 \cdot 26,5}{10 \cdot 0,68} = 0,78$$

за значенням якої встановлюють стан ґрунту при мірі вологості.

По обчислених фізико-механічних характеристиках і класифікаційних показниках ґрунту по табл.1 додатку 1 [9] визначаються міцнісні і деформаційні характеристики ґрунту C , ϕ , E і заносяться в таблицю 3.4.2.

Всі обчислені і визначені фізико-механічні характеристики ґрунтів нашарувань заносяться в звідну таблицю фізико-механічних характеристик ґрунтів майданчика.

Таблиця 3.4.2. Зведена таблиця фізико-механічних властивостей ґрунтів

Хар-ки Найм. шару	γ , кН/м ³	γ_s , кН/м ³	C , кПа	ϕ , град	E , МПа
Рослинний шар	16,4	—	—	—	—
Супісок	16,3	26,7	5	20	24,34
Пісок дрібний	18,9	26,5	2	30,8	25
Суглинок важкий	19,7	27,0	32,2	24,2	23

3.4.2. Розрахунок пальових фундаментів

3.4.2.1. Вибір глибини залягання ростверку

Визначення глибини залягання ростверку залежить від декількох чинників:

– Глибини промерзання ґрунту:

Нормативна глибина сезонного промерзання ґрунту визначається по формулі:

$$d_{\text{н}} = d_0 \sqrt{|M_t|} = 0,28 \cdot \sqrt{|-27|} = 1,45 \text{ м} \quad 3.4.3$$

де M_t – коефіцієнт, чисельно рівний сумі абсолютних значень середньомісячних негативних температур за зиму в даному районі по [9] (для м. Кременчук $M_t = -5$); d_0 – величина в метрах, що приймається рівною:

- для суглинків і глин – 0,23 м;
- для супісків, пісків дрібних і пильоватих – 0,28 м;
- для пісків середньої крупності, великих і гравелистих – 0,30 м;
- для крупнообломочних ґрунтів – 0,34 м.

Розрахункова глибина сезонного промерзання ґрунту визначається: (м)

$$d_f = k_h \cdot d_{\text{н}} = 0,54 \cdot 1,45 = 0,783 \text{ м}$$

де k_h – коефіцієнт враховує вплив теплового режиму споруди і що приймається по таблиці 1 [9].

Глибина залягання фундаментів по першому чиннику (глибині промерзання) визначається по формулі:

$$d_1 = d_f = 0,783 \text{ м};$$

– Наявність конструктивних особливостей.

У нашому випадку підвальних приміщень немає, тому

$$d_2 = d_b = 0$$

– Глибина залягання ростверку.

Виходячи з умови, що

$$d_p \geq 315 + h_{\text{ст}}, \quad 3.4.4$$

де d_p – глибина залягання ростверку, м;

Враховуючи всі перераховані умови, приймаємо глибину залягання ростверку $d_p = -5,8$ м, виходячи з кратності ростверку по висоті і відповідності конструктивним особливостям будівлі – наявності дворівневого підземного паркінгу.

Приймаємо шарнірне з'єднання ростверку і палі. Голова палі заходить в тіло ростверку на 5 – 10 см Тоді відмітка голови палі – -6,7 м.

3.4.2.2. Вибір несучого шару

Вважаємо, що несучим шаром, буде суглинок важкий, тому, прорізаючи шар супіску і дрібного піску, заглиблюємо палю в шар суглинку до відмітки -14,65 м (для вживання стандартної довжини палі). При цьому довжина палі рівна $h_{cb} = 7$ м.

Під нижнім кінцем палі знаходиться ґрунт, що стискається ($E < 50$ МПа). Подальший розрахунок ведемо як для висячої палі. Приймаємо залізобетонну буронабивну палю круглого перетину. Для вибраної довжини можна прийняти перетин 40 см.

3.4.3. Розрахунок пальового фундаменту для колони ряду В

3.4.3.1. Визначення несучої здатності палі

$$F_d = \gamma_c \cdot (\gamma_{cr} \cdot R \cdot A + \gamma_{cf} \cdot U \cdot \sum_{i=1}^n h_i \cdot f_i), \quad 3.4.5$$

де n – кількість шарів з однаковими силами тертя по довжині палі;

γ_c – коефіцієнт умов роботи ($\gamma_c = 1$);

γ_{cr} і γ_{cf} – коефіцієнти умов роботи під подошвою палі і по бічній поверхні, залежать від умов виготовлення або занурення палі. ($\gamma_{cr} = 1$ і $\gamma_{cf} = 1$);

A – площа перетину палі;

R – розрахунковий опір під подошвою палі, залежить від довжини палі і ґрунту ($R = 6784$ кПа);

U – зовнішній периметр поперечного перетину палі, м;

l – відстань від середини шару до поверхні землі;

f – розрахунковий опір по бічній поверхні палі .

Таблиця 4.3. Розрахункові опори по бічній поверхні паль

Шар ґрунту	h _i , м	l _i , м	f _i , кПа	h _i · f _i , кН/м
Супісь	0,967	2,433	9,06	8,76
	0,967	3,4	10,32	9,98
	0,967	4,367	11,47	11,09
Пісок (дрібний)	0,975	5,337	40,67	39,65
	0,975	6,312	42,31	41,25
Суглинок (важкий)	1,025	7,312	60,62	62,14
	1,025	8,337	62,51	64,07
				236,95

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

$$= 1 \cdot (1 \cdot 6784 \cdot 0,09 + 1 \cdot 1,2 \cdot 236,95) = 894,9 \text{ кН}.$$

3.4.3.2. Визначення розрахункового навантаження на палю

Визначаємо по формулі:

$$P = \frac{F_d}{\gamma_k} = \frac{894,9}{1,4} = 639,2 \text{ кН}. \quad 3.4.6$$

де γ_k – коефіцієнт запасу. Для розрахунку він дорівнює 1,4; для польових випробувань – 1,25.

Визначимо необхідну кількість паль у фундаменті по формулі:

$$n = \frac{N + 0,1 \cdot N}{P} = \frac{1918,51 + 0,1 \cdot 1918,51}{639,2} = 3,3 \quad 3.4.7$$

Приймаємо ціле число паль – $n = 4$ шт.

де N – задане навантаження на фундамент, для даної колони $N = 1918,51$ кН .

4.3.3. Розташування паль в плані, вимоги до конструювання ростверку

Відстань між осями паль має бути не менше трьох діаметрів палі. Тобто в нашому випадку ця відстань складає 1,2 м. Приймаємо 1,2 м.

Далі відповідно до нижче приведених вимог до розмірів розраховуємо розміри ростверка в плані. До розмірів ростверку пред'являються наступні вимоги:

- всі розміри по висоті мають бути кратні 15 см;
- всі розміри в плані мають бути кратні 10 см;
- а також див рис. 4.3;
- нижній рівень не може бути менше 600 мм, всі інші – 300 (450) мм

завтовшки.

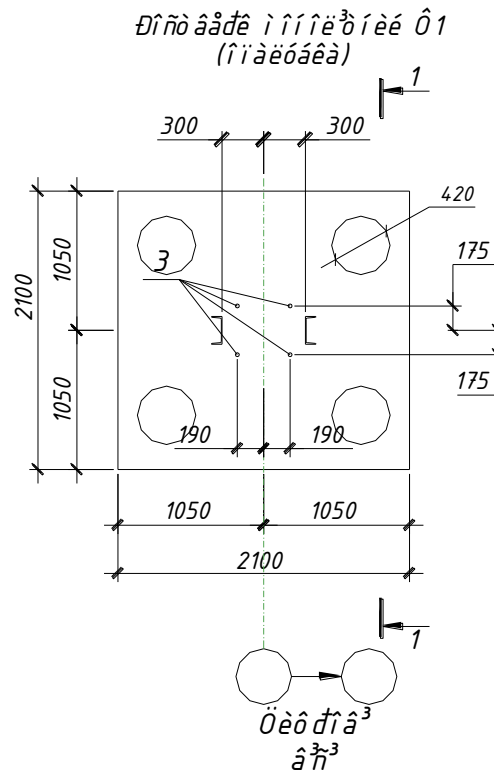


Рис. 3.4.3. Розміри ростверку в плані

3.4.3.4. Фактичне навантаження на палі, призначення вертикальних і горизонтальні розмірів фундаменту

Згідно вимогам, для фактичного навантаження повинна виконуватися наступна умова:

$$N_{\phi 1} < P$$

$$N_{\phi} = \frac{N}{n} + \frac{M_x \cdot y}{\sum y_i^2} + \frac{M_y \cdot x}{\sum x_i^2}, \quad 4.8$$

де $N_{\phi 1}$ – зусилля в найбільш навантаженій палі;

y – відстань (координата) від головної осі ростверку до осі, найбільш навантаженої палі;

y_i – відстані (координати) від осі кожної палі до головної осі ростверку.

У нашому випадку формула набере вигляду:

$$N_{\phi} = \frac{N}{n} + \frac{M_x \cdot y}{\sum y_i^2} = \frac{1918,51}{4} + \frac{564,54 \cdot 1}{4 \cdot 1^2} = 620,76 \text{ кН}$$

$N_{\phi 1} = 620,76 \text{ кН} < P = 639,2 \text{ кН}$, – умова виконується.

Призначаємо наступні розміри для ростверку:

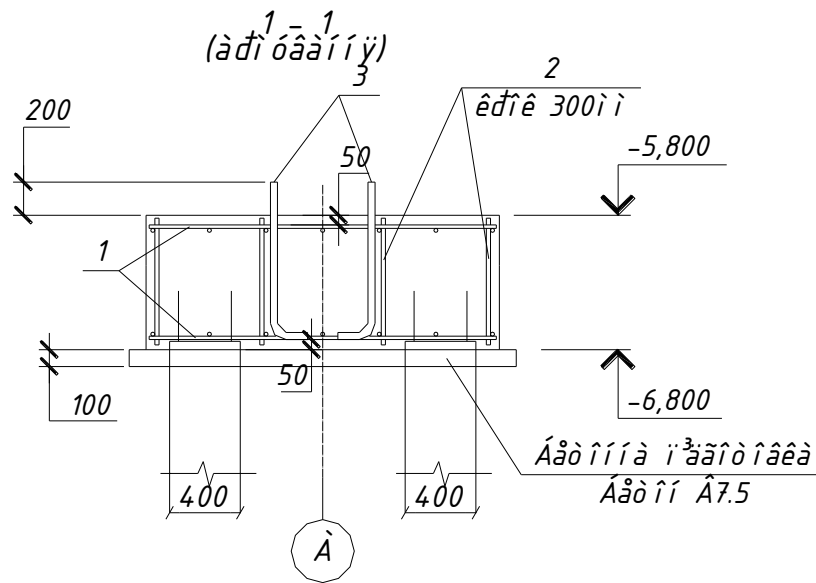


Рис. 3.4.4. Розміри фундаменту, що приймаються для подальших розрахунків

3.4.3.5. Розрахунок на продавлювання

В даному випадку цей розрахунок не потрібно проводити, оскільки конструкція ростверку жорстка.

3.4.3.6. Підбір арматури

У нашому випадку, коли ростверк жорсткий, ми приймаємо конструктивно сітку з арматури А240С діаметром 10 мм і кроком 150 мм.

3.4.3.7. Перевірка тиску під нижнім кінцем палі

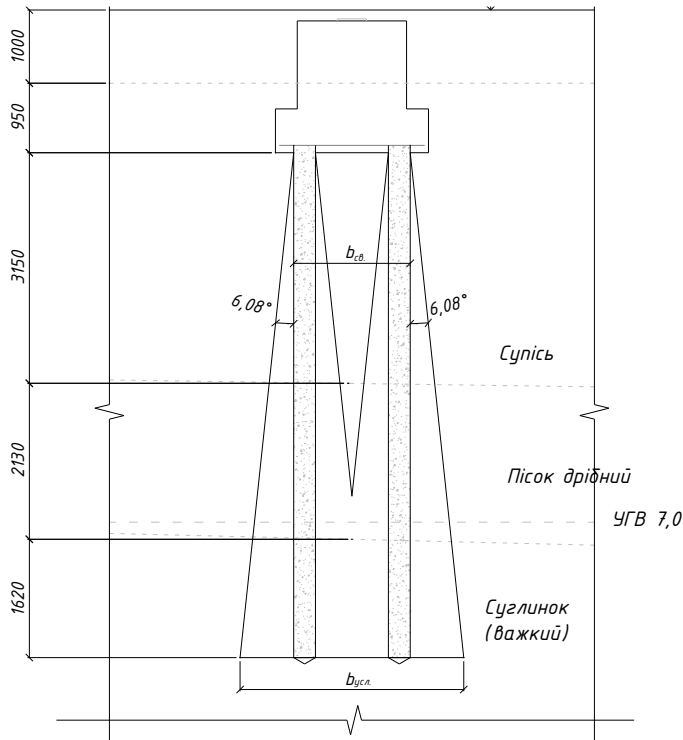


Рис. 3.4.5. Схема розрахункових значень для визначення тиску під нижнім кінцем пальового фундаменту

Визначаємо розміри умовного масиву несучого ґрунту, його площу, об'єм і масу:

$$\alpha = \frac{1}{4} \cdot \varphi_{cp} = \frac{\sum \varphi_i \cdot h_i}{4 \cdot \sum h_i} = \frac{\varphi_2 \cdot h_2 + \varphi_3 \cdot h_3 + \varphi_4 \cdot h_4}{4 \cdot (h_2 + h_3 + h_4)} =$$

$$= \frac{20 \cdot 3,15 + 30,8 \cdot 2,13 + 24,2 \cdot 1,62}{4 \cdot (3,15 + 2,13 + 1,62)} = 6,08^\circ$$

$$b_{усл} = b_{св} + 2 \cdot H \cdot \operatorname{tg} \alpha = 1,6 + 2 \cdot 6,9 \cdot \operatorname{tg} 6,08^\circ = 3,07 \text{ м};$$

$$l_{усл} = l_{св} + 2 \cdot H \cdot \operatorname{tg} \alpha = 2,4 + 2 \cdot 6,9 \cdot \operatorname{tg} 6,08^\circ = 3,87 \text{ м};$$

$$A_{усл} = l_{усл} \cdot b_{усл} = 3,87 \cdot 3,07 = 11,88 \text{ м}^2;$$

$$d_{усл} = d_p + H = 1,95 + 6,9 = 8,85 \text{ м};$$

$$V_{усл} = A_{усл} \cdot d_{усл} = 11,88 \cdot 8,85 = 105,15 \text{ м}^3;$$

$$G = V_{усл} \cdot \gamma_{cp} = 105,15 \cdot 20 = 2102,92 \text{ кН};$$

Перевірку тиску під нижнім кінцем палі здійснюємо по формулі:

$$p_{cp} = \frac{N + G}{A_{усл}} < R_{усл}, \quad 3.4.9$$

де

$$R_{\text{усл}} = \frac{\gamma_{\text{с1}} \cdot \gamma_{\text{с2}}}{K} \cdot (M_{\gamma} \cdot b_{\text{усл}} \cdot \gamma_{\text{II}} \cdot k_z + M_q \cdot d_{\text{усл}} \cdot \gamma'_{\text{II}} + M_c \cdot c_{\text{II}}) \quad 3.4.10$$

де – коефіцієнти умов роботи основ ($\gamma_{\text{с1}}$) і споруд ($\gamma_{\text{с2}}$) приймаються по табл.3 [9];

k – коефіцієнт, що приймається рівним 1,1, якщо (φ та C прийняті по табл.1-3 дод.1 [9];

M_{γ}, M_g, M_c – коефіцієнти, що приймаються по таблиці 4 [9];

k_z – коефіцієнт впливу площі фундаменту.

Для фундаментів шириною $b < 10$ м, $k_z = 1$;

$c_{\text{II}} = 32,2$ кПа – розрахункове значення питомого зчеплення ґрунту, що залягає безпосередньо під подошвою фундаменту;

γ_{II} – розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, що залягають нижче за подошву фундаменту:

$$\gamma_{\text{II}} = \frac{h_4 \cdot \gamma_4}{h_4} = \gamma_4 = 19,7 \text{ кН/м}^3 \quad 3.4.11$$

γ'_{II} – розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, що залягають вище за подошву фундаменту:

$$\begin{aligned} \gamma'_{\text{II}} &= \frac{h_1 \cdot \gamma_1 + h_2 \cdot \gamma_2 + h_3 \cdot \gamma_3 + h_4 \cdot \gamma_4}{h_1 + h_2 + h_3 + h_4} = \\ &= \frac{1 \cdot 16,4 + 4,1 \cdot 16,3 + 2,13 \cdot 18,9 + 1,62 \cdot 19,7}{1 + 4,1 + 2,13 + 1,62} = 17,56 \text{ кН/м}^3 \end{aligned}$$

де $\gamma_1, \gamma_2, \gamma_3, \gamma_4$ – питомі ваги ґрунтів, що залягають вище за умовну подошву фундаменту.

$$R_{\text{усл}} = \frac{1,25 \cdot 1,0}{1,1} \cdot (0,782 \cdot 2,23 \cdot 20 \cdot 1 + 3,918 \cdot 8,85 \cdot 17,56 + 6,494 \cdot 32,2) = 969,16 \text{ кПа.}$$

$$p_{\text{ср}} = \frac{1918,51 + 2102,92}{11,88} = 338,5 \text{ кПа}$$

$p_{\text{ср}} = 338,5 \text{ кПа} < R_{\text{ум}} = 969,16 \text{ кПа}$, умова виконується.

3.4.3.8. Розрахунок осідання методом пошарового підсумовування

1. Середній тиск подошви фундаменту $p_{\text{ср}} = 338,5$ кПа

2. Обчислюємо і будуємо епюру природного тиску
3. Розраховуємо додаткове вертикальне навантаження
4. Висота шарів h_i , що розраховуються $= 0,2 \cdot b_{ум} = 0,2 \cdot 3,07 = 0,614$ м
5. Обчислюємо і будуємо епюру

де α – коефіцієнт загасання напруги. Залежить від співвідношення сторін фундаменту і відносної глибини, вибирається значення з таблиці 1 [13].

$$\alpha = f\left(\frac{l_{усл}}{b_{усл}}; \xi = \frac{2 \cdot z}{b_{усл}}\right) \quad 3.4.12$$

Розрахунки по даному алгоритму приведені в таблицю 3.4.4.

Таблиця 3.4.4.

z, м	ξ	α	σ_{zg0} , кПа	P_0 , кПа	$0,2 \cdot$ σ_{zg0} , кПа	σ_{zpi} , кПа	σ_{zg0}^{cp} , кПа	E, кПа	S, м
0	0	1	155.40	183.10	31.08	183.10		23000	
0.614	0.4	0.968	167.50	171.00	33.50	165.53	174.32	23000	0.0037
1.228	0.8	0.831	179.59	158.91	35.92	132.05	148.79	23000	0.0064
1.842	1.2	0.655	191.69	146.81	38.34	96.16	114.11	23000	0.0073
2.456	1.6	0.503	203.78	134.72	40.76	67.76	81.96	23000	0.0070
3.07	2	0.387	215.88	122.62	43.18	47.45	57.61	23000	0.0062
3.684	2.4	0.301	227.97	110.53	45.59	33.27	40.36	23000	0.0052
									0.0357

6. Знаходимо нижній кордон стискуваної товщі:

$$0,2 \cdot \sigma_{zg0} \geq \sigma_{zp}$$

У нашому випадку $45,59$ кПа $>$ $33,27$ кПа, умова виконується.

7. Визначаємо сумарне осідання по всіх шарах:

8. Перевіряємо виконання умови $S < S_u$. У нашому випадку $3,71$ см $<$ 12 см, де $S_u = 12$ см – граничне значення осідання для громадських будівель з залізобетонним каркасом. Умова виконується.

4. МОДЕЛЮВАННЯ ПРОЦЕСУ ЕКСПЛУАТАЦІЇ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ. ПРОГНОЗУВАННЯ ТЕХНІЧНОГО СТАНУ

Різноманітність залізобетонних конструкцій та умов їх експлуатації, які мають місце в ході реальної експлуатації, а також те, що досліди з вивчення впливу агресивного середовища є, як правило прискореними, тобто знос конструкцій в них лише моделює процес, а не описує його, призводить до висновку, що математична модель експлуатації повинна базуватися на апостеріорній інформації.

На жаль, інформація щодо швидкості зносу конструкцій, ступеню деградації окремих показників експлуатаційної придатності на даний час обмежена та носить уривчастий характер. За умови виконання Постанови Кабінету Міністрів України № 409 від 05.05.1997 р. „Про забезпечення надійної і безпечної експлуатації будівель та інженерних мереж“ така інформація буде накопичуватися та бути більш придатною для оцінювання і прогнозування технічного стану окремих залізобетонних конструкцій та будівель і споруд із них у цілому. Рекомендації щодо організації отримання даних та їх систематизації наведені в розділі 5 даної роботи.

4.1. Характер зміни показників експлуатаційної придатності

Виходячи з уявлення щодо зміни у часі характеристик залізобетонних конструкцій, як такої, що рівномірно прискорює (з інтенсивністю „ a “) або рівномірно сповільнює процеси, що відбуваються природно (без втручання регулятивного характеру, яким є профілактичний, поточний чи капітальний ремонт), приймаємо робочою гіпотезу, якої будемо дотримуватися:

$$P(t) = P_0 - a(t - t_0)^2, \quad (4.1)$$

де P_0 – початкове значення характеристики (параметру експлуатаційної придатності) будівельної конструкції, t_0 – початковий момент часу, t – поточний

час (тривалість експлуатації конструкції), $P(t)$ – значення характеристики на момент часу t , a – параметр, що характеризує швидкоплинність зміни характеристики $P(t)$.

Як уже відмічалось, одним з найбільш поширених пошкоджень залізобетонних конструкцій є корозія арматурних стержнів.

4.2. Закономірності дрейфу параметрів конструкцій за наявними статистичними даними

Для формування методологічних засад щодо визначення характеру зміни параметрів, що характеризують експлуатаційну придатність конструкцій, звертаємось до наявної статистики, яка стосується цих показників. Для цього використовуємо результати, отримані в ході експериментальних досліджень, описаних в параграфі 4.1, тобто корозії арматури перекриття будівлі головного виробничого корпусу Білицького молочноконсервного комбінату, вираженої значеннями змінних: діаметру D (мм), та площі залишкового поперечного перерізу робочої арматури A_s (см²).

Розглядалася також досить представницька вибірка результатів натурних спостережень, виконаних іншими дослідниками. Було проведено обстеження 85 будівель тваринницького призначення (для утримання великої рогатої худоби та свиней) за внутрішніми показниками і 183 будівлі – за зовнішніми ознаками. Методика цих досліджень включала виміри основних параметрів мікроклімату та оцінювання залізобетонних конструкцій за зовнішнім оглядом та внутрішніми показниками. Під час зовнішнього огляду фіксувалися поздовжні (вздовж робочої арматури) тріщини і стан захисного шару бетону, а під час відкриття арматури – товщину захисного шару, глибину його карбонізації, а також ступінь пошкодження стержнів арматури. Для систематизації та обробки отриманих результатів обстеження авторами розроблені відповідні шкали оцінок. В кожній будівлі ділянки арматури довжиною до 20 см відкривали в 30 місцях с наступним ретельним відновленням захисного шару бетону. В ході замірів визначалася товщина захисного шару бетону та глибина його карбонізації. В даних

експериментах карбонізація бетону (умови не створювалися штучно, а були реальними для даних сільськогосподарських будівель) обумовлювалася підвищеним рівнем (в 10 разів по відношенню до зовнішнього повітря) вуглекислого газу. Зменшення захисного шару бетону поздовжнього ребра плит покриття (R , мм), балок (B , мм), колон (K , мм) фіксувалося інструментально, результати замірів наведені в таблиці 4.1.

Після карбонізації захисного шару бетону пасивний стан арматури порушується тому починається корозійний процес в ній. Стан арматури оцінювався за десятибальною шкалою: оцінці „10“ відповідає арматура без слідів корозії; оцінці „4“ – суцільна поверхнева корозія; оцінці „2“ – суцільна корозія, коли ущільнені продукти корозії проникли в бетон; оцінці „0“ – стан арматури, коли в результаті збільшення об’єму продуктів корозії відколюється захисний шар бетону. В таблиці 4.1 наведені результати визначення стану арматури колони (A_k), балки (A_b), плити перекриття (A_p).

Оскільки оцінювання стану залізобетонних конструкцій в процесі експлуатації за внутрішніми характеристиками досить є складним, то авторами досліджень розроблена методика оцінювання їх стану за зовнішніми признаками. Прийнято, що візуально можна виділити шість стадій корозійного зносу. Для плит покриття опис стадій корозії (критерій віднесення до певного технічного стану) та запропоновані оцінки наведені в таблиці 4.2. Навіть за такої досить примітивної методики оцінювання технічного стану, можна проаналізувати його зміну протягом певного періоду спостереження. В таблиці 4.1 наведені дані щодо середньої оцінки стану плит (S_p). Кількість обстежених дослідниками плит покриття становить 7282 штуки.

Таблиця 4.2

Оцінювання технічного стану плит покриття

Стан плит	Оцінка
Не мають корозійних пошкоджень	5
В деяких місцях полицок захисний шар відколотий або в поперечних ребрах є мікротріщини	4

В багатьох місцях полицок захисний шар відколотий; в поперечних ребрах є поздовжні тріщини; в деяких місцях поперечних ребер відколотий захисний шар бетону	3
В багатьох місцях поперечних ребер захисний шар відколотий; в поздовжніх ребрах через корозію робочої арматури мають місце мікротріщини	2
В поздовжніх ребрах тріщини вздовж арматури мають ширину розкриття більше ніж 0,1 мм	1
В багатьох місцях захисний шар бетону поздовжніх ребер відколотий	0

Для співставлення фактичного зносу конструкцій, а також для оцінювання достовірності моделювання процесу експлуатації розглядалися також бетонні та залізобетонні конструкції, що зазнавали прискореної корозії оскільки під навантаженням протягом певного часу витримувалися у 10% розчині сірчаної кислоти (H_2SO_4). При цьому розглядалися наступні параметри (показники експлуатаційної придатності):

- несуча здатність (за текучістю арматури) балок M_z , кНм) [24];
- несуча здатність балок за станом фізичного руйнування (M_{zf} , кНм);
- зменшення поперечного перерізу бетонних призм (A).

Наявна статистика щодо значень параметрів представлена таблицею 4.1.

Користуючись методом найменших квадратів, здійснюємо апроксимацію наявних статистичних даних, використовуючи для цього три види залежностей – лінійну, квадратичну та кубічну (апеляція до степеневих рядів вищих степенів, як і до інших варіантів математичних моделей, позбавлена аргументованих підстав на їх користь у зв'язку з обмеженістю статистики). Отримані результати зводимо до таблиці (табл. 4.3), доповнюючи їх значеннями коефіцієнта детермінації (R^2) та критерію Фішера (F -критерію): перший є характеристикою кореляції оброблених даних, другий – характеристикою довіри до результату.

Таблиця 4.3

Результати апроксимації статистичних даних

Параметр	Рівняння регресії у лінійній, квадратичній та кубічній формі	R^2	F - критерій
1	2	3	4
D	$-0,1014 \cdot t + 213,1$	0,90	19,0
	$-0,00236 \cdot t^2 + 9,2486 \cdot t - 9042,62$	0,97	17,1
	$0,000346 \cdot t^3 - 2,06014 \cdot t^2 + 4092,03 \cdot t - 2709105$	0,99	0
A_s	$-0,01888 \cdot t + 38,57$	0,93	26,1
	$-0,00034 \cdot t^2 + 1,3394 \cdot t - 1306,06$	0,97	16,5
	$0,0000648 \cdot t^3 - 0,38583 \cdot t^2 + 766,17 \cdot t - 507114$	0,99	0
R	$-1,06857 \cdot t + 14,54$	0,82	18,1
	$-0,02679 \cdot t^2 - 0,88107 \cdot t + 14,29$	0,82	6,8
	$-0,24907 \cdot t^3 + 2,58849 \cdot t^2 - 8,77672 \cdot t + 20,57$	0,98	45,6
B	$-1,21429 \cdot t + 14,53$	0,76	12,9
	$0,30178 \cdot t^2 - 3,32679 \cdot t + 17,35$	0,86	9,6
	$-0,25467 \cdot t^3 + 2,97539 \cdot t^2 - 11,3985 \cdot t + 23,76$	0,98	64,8

Закінчення таблиці 4.3

1	2	3	4
K	$-1,32 \cdot t + 9,35$	0,68	4,2
	$-0,10714 \cdot t^2 - 1,22714 \cdot t + 9,7$	0,83	5,1
	$-0,2333 \cdot t^3 + 2,75 \cdot t^2 - 10,2167 \cdot t + 16,8$	1,00	0
A_k	$-0,3625 \cdot t + 9,42$	0,82	23,3
		0,92	24,4

	$0,036607 \cdot t^2 - 0,875 \cdot t + 10,63$ $-0,00451 \cdot t^3 + 0,1314 \cdot t^2 - 1,41215 \cdot t +$ $11,29$	0,94	15,7
A_b	$-0,2375 \cdot t + 10,40$ $-0,00446 \cdot t^2 - 0,175 \cdot t + 10,26$ $0,000347 \cdot t^3 - 0,01176 \cdot t^2 - 0,13368 \cdot t +$ $10,21$	0,92 0,93 0,93	63,2 26,8 13,4
A_p	$-0,37321 \cdot t + 11,155$ $-0,05327 \cdot t^2 + 0,37262 \cdot t + 9,3$ $-0,0066 \cdot t^3 + 0,08527 \cdot t^2 - 0,4124 \cdot t +$ $10,37$	0,77 0,95 0,98	17,6 44,0 71,3
S_p	$-0,10417 \cdot t + 4,91$ $-0,00127 \cdot t^2 - 0,8128 \cdot t + 4,85$ $0,000737 \cdot t^3 - 0,02116 \cdot t^2 + 0,06293 \cdot t +$ $4,62$	0,87 0,87 0,89	49,0 21,5 14,1
M_z	$-0,19523 \cdot t + 25,88$ $-0,00194 \cdot t^2 - 0,02535 \cdot t + 24,15$ $-0,00019 \cdot t^3 + 0,02209 \cdot t^2 - 0,75723 \cdot t +$ $25,0$	0,90 0,97 1,00	19,2 800,3 0
M_{zf}	$-0,24078 \cdot t + 29,01$ $-0,00191 \cdot t^2 - 0,05568 \cdot t + 27,0$ $-0,00065 \cdot t^3 + 0,089611 \cdot t^2 - 3,19577 \cdot t +$ $28,0$	0,89 0,96 1,00	17,1 245,4 0
A	$-0,00826 \cdot t + 0,956$ $0,00005 \cdot t^2 - 0,01327 \cdot t + 1,02$ $0,00000 \cdot t^3 - 0,00008 \cdot t^2 - 0,0086 \cdot t +$ $0,998$	0,96 0,99 0,99	224,2 545,1 2096

Примітка: параметр часу (t) використано єдиним для всіх параметрів лише для зручності, фактичні його значення для кожного параметру є різними, кожне з них визначено даними таблиці 4.1 і має сенс лише в інтерпретації, що відповідає останній.

Коефіцієнти лінійних залежностей зміни у часі всіх 12-ти параметрів мають від'ємне значення, що свідчить про спадний характер їх дрейфу – з часом значення параметрів будівельних конструкцій погіршуються (зменшуються), що провокує їх наближення до критичних значень, отже, вимагає прийняття рішень щодо впливу на характер процесу з метою запобігання явищам, характерним для

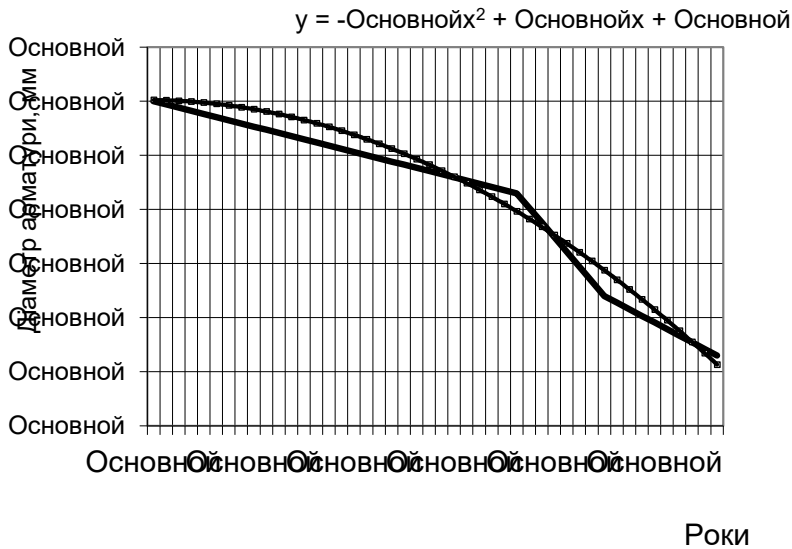


Рис. 4.5. Зміна діаметру арматури конструкції перекриття Білицького ММК з часом.

аких значень. Переважна частина (75%; дев'ять з дванадцяти) коефіцієнтів при квадраті змінної часу у квадратичних моделях мають від'ємне значення, що також засвідчує наявність спадного характеру їх дрейфу (інтенсивного –

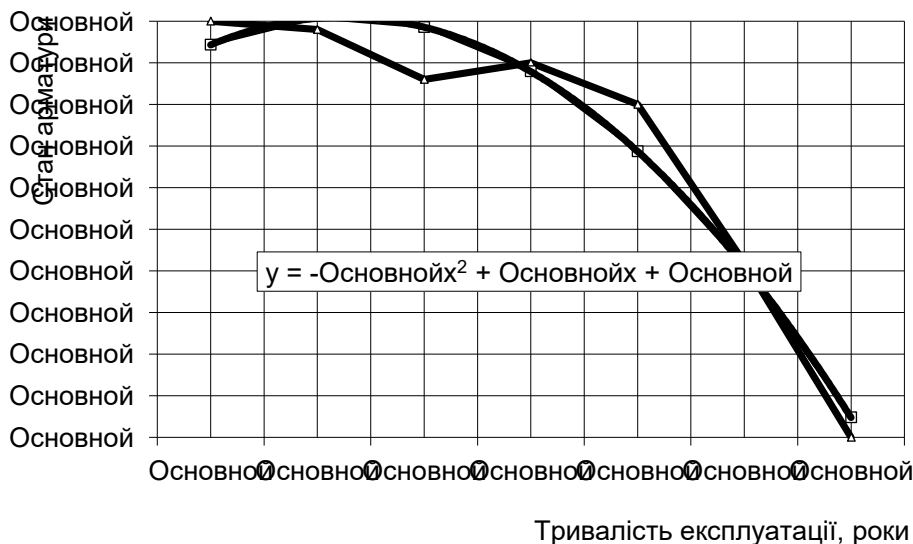


Рис. 4.6. Зміна оцінки стану арматури плит покриття.

випуклого вгору), але лише у певному діапазоні часу. Такий діапазон визначається „стартовою точкою“, якою в наявній статистиці є початок відліку (перше його значення у незворотній шкалі часу). Приклади зміни показників

експлуатаційної придатності залежно від терміну експлуатації наведені на рисунках 4.5...4.7. Графічні залежності зміни інших характеристик, що розглядалися в даному дослідженні наведені в додатку А.

Стосовно інших параметрів (25%, трьох із дванадцяти, а саме – B , A_k , A

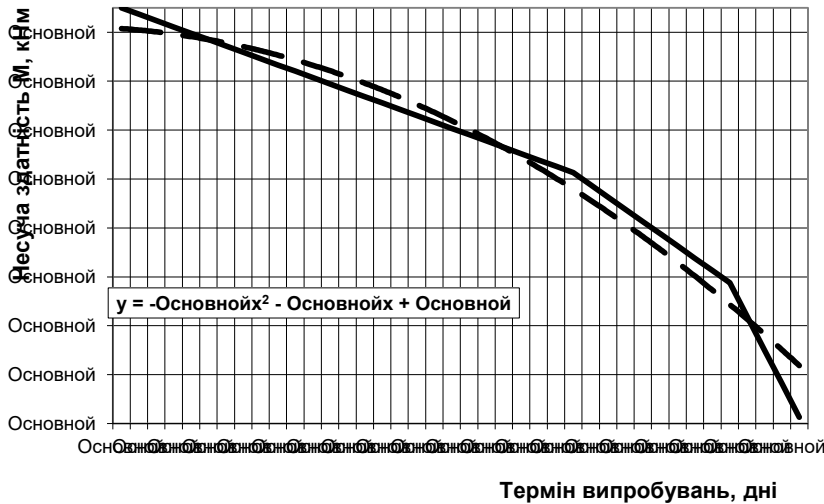
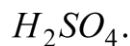


Рис. 4.7. Зміна несучої здатності балок у середовищі



), де значення згаданих коефіцієнтів виявилось додатнім, висновок стосовно спадного характеру дрейфу залишається дійсним, але потребує уточнень.

По-перше, характер зміни виявляється випуклим вниз. Пояснення даних обставині знаходимо у самих статистичних даних (див. табл. 4.1): для параметру (B) – товщини захисного шару бетону після карбонізації – на третьому й четвертому році експлуатації його значення представлено незмінним – 9,7 мм та 9,7 мм, тоді як до цього та після зменшення цього значення складало близько 0,7 мм; для параметру (A_k) – стану арматури – на сьомому році експлуатації його значення представлено збільшеним до 6,7 балів (з 6,2 у попередньому році). Такий характер значень представлених даних може знайти пояснення лише в одному з двох варіантів – або дані є помилковими, або ж вони є наслідком регуляторного впливу (скажімо, профілактичного чи капітального ремонту). І перше, і друге не може бути аргументом щодо відмінності характеру дрейфу даних параметрів порівняно з іншими.

По-друге, абсолютне значення коефіцієнта при квадраті змінної часу для параметру (A), складаючи 0,00005, фактично нівелює адитивний вплив даного доданку на результати розрахунків, отже й на висновок щодо характеру дрейфу.

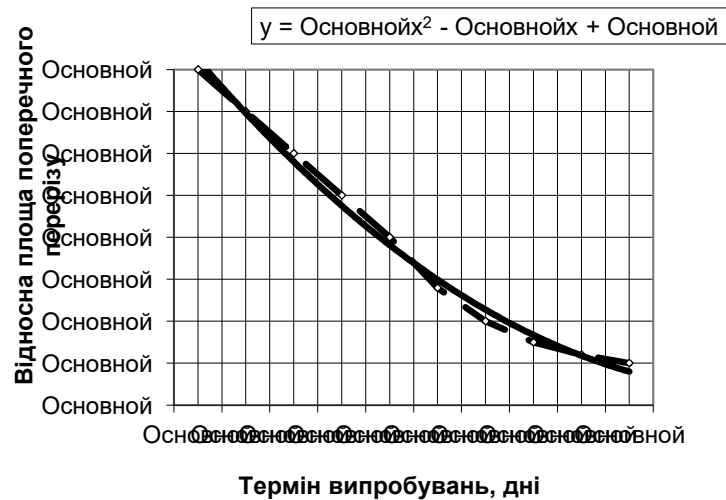


Рис. 4.8. Зменшення площі поперечного перерізу бетонної призми під час дії H_2SO_4 .

Крім того, з фізичної точки зору, розглядався лише один показник експлуатаційної придатності бетонного елемента, а саме – площа поперечного перерізу призми (рис. 4.8). Затухаючий характер деградації бетонного елемента пояснюється тим, що під час дії агресивного середовища зруйновані шари бетону служать своєрідним захистом конструкції та перешкоджають просуванню фронту дії агресивного середовища в середину призми. В залізобетонних конструкціях після карбонізації захисного шару також іде зменшення швидкості руйнування бетону, але в цей же час різко зростає деградація (корозія) арматури, що, в свою чергу, призводить до прискореного падіння інтегрального показника експлуатаційної придатності, яким є несуча здатність конструкції в цілому. Даний висновок підтверджується проведеними автором чисельними експериментами та результатами натурних обстежень інших дослідників.

То ж в цілому висновок щодо останнього залишається виправдано таким, яким він виявлений для параметрів D , A_s , R , K , A_b , A_p , S_p , M_z , M_{zf} .

Щодо рівняння регресії, представлених у кубічній формі, то, сприймаючись в цілому відповідними (адекватними) щодо характеру їх зміни за наявністю інтервалів спадання значень параметрів, вони у переважній більшості (отже, в цілому) не можуть бути прийнятними, якщо враховувати критерій довіри (див. табл. 3.3): у п'яти з дванадцяти випадків значення F -критерію співпадає з

нулем; ще для одного випадку – для параметру (A) – коефіцієнт доданку з кубом часу також нульовий (то ж модель фактично не є кубічною).

Виходячи з означеного вище, доходимо висновку про спадний характер дрейфу параметрів, що є характеристиками будівельних конструкцій, представлених наявною статистикою: з часом значення параметрів будівельних конструкцій погіршуються (значення параметрів зменшуються), що провокує їх наближення до критичних значень, отже, вимагає прийняття рішень щодо впливу на характер процесу з метою запобігання явищам, характерним для таких значень. Характер дрейфу найбільш прийнятно описується квадратичною моделлю, областю визначення якої є часовий проміжок від початку відліку й до нескінченності, областю значень – числові значення від початкового, визначеного початком відліку, до критичного значення.

Сформований висновок цілком узгоджується з гіпотезою, прийнятою як робоча, що є підтвердженням можливості її застосування щодо аналізу стану будівельних конструкцій та прийняття рішень відносно впливових заходів, необхідних для збереження їх стану й збільшення терміну експлуатації.

Технічні характеристики (а будівельні конструкції відносяться до таких, що описуються даними характеристиками) часто підпадають під розряд експоненційно залежних від часу: $y(t) = e^{f(t)}$. Такий характер деградації будівельних конструкцій розглядався виходячи із загальних положень зносу складних систем. Виходячи з цього та не маючи переконливих доказів стосовно правомірності опису характеристик стану будівельних конструкції у прийнятій нами раніше гіпотетичній інтерпретації, як більш переконливої порівняно зі щойно згаданою залежністю виду $y(t) = e^{f(t)}$, вдамося до результатів апроксимації даних, представлених статистикою таблиці 4.1, трьома експоненційними функціями – $y = e^{a+bt}$; $y = e^{a+bt+ct^2}$; $y = e^{a+bt+ct^2+dt^3}$ (табл. 4.4).

Таблиця 4.4

Результати апроксимації статистичних даних у варіантах експоненційної

залежності: $y = e^{a+bt}$; $y = e^{a+bt+ct^2}$; $y = e^{a+bt+ct^2+dt^3}$

Параметри	Коефіцієнти при відповідних значеннях t				Критерії	
	1	t	t^2	t^3	R^2	F
1	2	3	4	5	6	7
D	19,69	-0,008689			0,88	14,33
	-950,2	0,971039	-0,000247		0,97	18,94
	-224880,2	339,57703	-0,170909	0,000029	1	0
A_s	34,58	-0,017398			0,88	14,37
	-1903,9	1,940849	-0,000495		0,97	18,9
	-450710,8	680,58439	-0,34254	0,000057	1	0

Закінчення таблиці 4.4

1	2	3	4	5	6	7
R	2,72	-0,103579			0,79	15,02
	2,6	-0,017295	-0,012326		0,81	6,54
	3,2	-0,799544	0,246778	-0,024677	0,98	31,85
B	2,7	-0,112234			0,83	19,42
	2,9	-0,239935	0,018243		0,88	10,59
	3,4	-0,94047	0,250282	-0,022099	0,99	131,35
K	2,26	-0,19752			0,69	4,52
	3	-0,931155	0,146727		1	713,86
	3,1	-1,10584	0,225178	-0,01046	1	0
A_k	2,26	-0,050383			0,86	30,45
	2,4	-0,104311	0,003852		0,92	22,75
	2,5	-0,163482	0,014294	-0,000497	0,93	13,19

A_b	2,35	-0,027569			0,92	56,36
	2,3	-0,015492	-0,000863		0,93	26,29
	2,3	-0,012446	-0,0014	0,000026	0,93	13,16
A_p	2,47	-0,049591			0,72	12,61
	2,2	0,064024	-0,008115		0,95	35,17
	2,4	-0,07147	0,015795	-0,001139	0,99	137,66
S_p	1,61	-0,026664			0,87	46,91
	1,6	-0,016954	-0,000539		0,88	21,48
	1,5	0,025024	-0,006328	0,000214	0,9	14,81
M_z	3,44	-0,01411			0,81	3,44
	3,1	0,01537	-0,000351		0,95	3,1
	4,1	-0,120435	0,003213	-0,000026	1	4,1
Mzf	3,46	-0,016079			0,69	4,42
	3,3	0,022353	-0,000474		0,87	3,32
	3,3	-0,454694	0,013176	-0,000095	1	0
A	0,05	-0,015258			0,99	719,35
	0	-0,013425	-0,000023		0,99	350,34
	0	-0,004083	-0,000333	0,000003	1	945,69

Порівняння передостаннього й останнього стовпчиків таблиць 4.3 і 4.4 засвідчує співвідносність результатів за значенням коефіцієнта детермінації (R^2), для якого розбіжність „сильно корельованих“ даних ($R^2 \approx 0,95..1,00$) складає до 0,2, для „слабо корельованих“ ($R^2 \approx 0,69..0,95$), звісно, більше, але в сукупності параметрів не на користь того чи іншого способу апроксимації.

Таке ж зауваження стосується й F -критерія. Отже вагомим підстав вважати більш переконливим способом апроксимацію експоненційними залежностями не виявлено. Оскільки апроксимація степеневою залежністю значно простіша в реалізації розрахунків, то в подальшому вона і використовується.

Проаналізуємо можливість підвищення степені полінома, використовуваного при апроксимації статистичних даних поліноміальними залежностями.

Використання F -критерію обумовлено необхідністю прийняття гіпотези щодо відповідності дисперсій статистичних даних та результатів їх апроксимації. Поліном, що використовується для апроксимації, має, звісно, n невідомих коефіцієнтів. При кількості статистичних даних k , степені свободи m , необхідні для визначення табличного значення F -критерію, визначаються за відомим співвідношенням $m = k - n - 1$. Для табличних значень $m \geq 0$, тобто має виконуватися співвідношення $n \leq k - 1$.

У нашому випадку (за наявності статистики, де $k = 3$), останнє означає, що застосування поліномів вище 2-ї степені для п'яти з дванадцяти параметрів неприпустиме (таким є параметри D , A_s , K , M_z , M_{zf}). То ж використання гіпотези щодо зміни стану будівельних конструкцій відповідно поліному другої степені і з цієї точки зору є виправданим.

4.3. Методика прийняття рішень стосовно регулюючого впливу щодо технічного стану будівельних конструкцій

Згідно прийнятої робочої гіпотези, з часом показники експлуатаційної придатності окремих будівельних конструкцій, що вимірюються характеристикою $P(t)$, змінюється: у моменти t_0, t_1, t_2, \dots $P(t)$ набуває значень P_0, P_1, P_2, \dots , тобто

$$P_i = P(t_i) = P_0 - a(t_i - t_0)^2, \quad (4.2)$$

де $i = 0, 1, 2, \dots$

У дійсності така тотожність ніколи не справджується – між P_i та $P(t_i)$ природно існує розбіжність E_i , яку вважатимемо випадковою:

$$E_i = P_i - P(t_i). \quad (4.3)$$

Виходячи з прийнятих робочою гіпотезою допущень, єдиним параметром, який зумовлює таку розбіжність, є параметр „ a “. За наявності статистики $P_0, P_1, P_2, \dots, P_n$ маємо:

$$E_i = P_i - (P_0 - a(t_i - t_0)^2), \quad (4.4)$$

де $i = 0, 1, 2, \dots, n$.

Останнє дозволяє нам для визначення параметру „ a “ скористатися методом найменших квадратів:

$$\sum_{i=0}^n (P_i - P_0 + a(t_i - t_0)^2)^2 \rightarrow \min. \quad (4.5)$$

Скориставшись даною умовою та виконавши необхідні тотожні перетворення, отримуємо формулу для визначення параметру „ a “ за наявними статистичними даними:

$$a = \frac{\sum_{i=0}^n (P_i - P_0)(t_i - t_0)^2}{\sum_{i=0}^n (t_i - t_0)^4}. \quad (4.6)$$

Сформоване таким чином значення параметра „ a “ дозволяє розв'язати пряму задачу – визначити значення $P(t)$ в довільний момент часу та обернену задачу – дати відповідь на питання, у який момент часу $P(t)$ досягатиме певного, зокрема, критичного, значення.

Скористаємося останнім для визначення моменту часу t_{cr} , коли $P(t)$ досягне критичного значення P_{cr} :

$$t_{cr} = t_0 + \sqrt{\frac{P_0 - P_{cr}}{a}}. \quad (4.7)$$

Співставлення такого значення t_{cr} , визначеного шляхом спостережень за зміною характеристики конструкції у часі (показника експлуатаційної придатності), з нормованим значенням t_{nor} , на яке розрахована ця конструкція, дає привід визначати необхідність „втручання“, яке б стосувалося

характеристики, що досліджується P – втручання стає необхідним за умови що $t_{cr} < t_{nor}$.

Останнє справджується за умови, що

$$a > \frac{P_0 - P_{cr}}{(t_{nor} - t_0)^2}. \quad (4.8)$$

Викладене дозволяє сформулювати наступну методику, використання якої стосовно аналізу характеристики показників експлуатаційної придатності певної конструкції у часі робить можливим виявлення необхідності (чи відсутності такої) втручання щодо впливу на неї.

1. У початковий момент часу значення параметру, яким описується зміна у часі конструкції, що досліджується, визначається співвідношенням (4.8).

2. У наступні моменти часу $t = t_i$ ($i = 1, 2, 3, \dots, n$) що співпадають з виміром значень характеристики $P_0, P_1, P_2, P_3, \dots, P_n$, значення параметру „ a “ визначається шляхом розрахунку:

$$a = - \frac{\sum_{i=1}^n (P_i - P_0 + P_{cr})(t_i - t_0)^2}{\sum_{I=1}^N (t_I - t_0)^4}. \quad (4.9)$$

3. Кожного разу віднайдене значення параметру перевіряється на виконання нерівності

$$a > \frac{P_0 - P_{cr}}{(t_{nor} - t_0)^2}. \quad (4.10)$$

4. Приймається рішення:

- якщо нерівність не справджується, втручатися до конструкції з позиції впливу на неї немає необхідності;
- якщо ж нерівність справджується, таке втручання є необхідним.

Розглянемо тестовий приклад, що ілюструє та тестує пропоновану методику: $t_{nor} = 100$, $P_0 = 1$, $P_{cr} = 0$. Початкове значення параметру $a = 0,0001$; це ж значення є порівняльним при перерахунку параметра за значеннями

характеристики P в моменти часу $t = 1, 2, 3, \dots, n$; значення t, P та a наведені в таблиці 4.5.

Таблиця 4.5

Зміна параметру P та a під час експлуатації

t	P	a
0	1,0000	0,00010
1	1,0000	0,00000
2	1,0000	0,00000
3	1,0000	0,00000
4	0,9990	0,00005
5	0,9980	0,00007
6	0,9970	0,00008
7	0,9960	0,00008
8	0,9940	0,00009
9	0,9890	0,00011

Порівняння значення параметру зі значенням 0,0001 вказує, що при $t = 9$ нерівність справджується (див. п 3 методики, формула (4.10)). Отже, на 9-й рік необхідним є втручання в хід процесу, який стосується зміни характеристики P .

4.4. Визначення кількості втручань в процес експлуатації

Розглянемо три способи втручання в хід процесу, який стосується зміни характеристики P :

- о діагностика конструкції,
- о поточний ремонт конструкції,
- о капітальний ремонт конструкції.

Уведемо до розгляду елементи формалізації, які стосуються опису згаданих способів втручання (таблиця 4.6).

Зважаючи на наявність елементів невизначеності стосовно визначення числових значень ризику, вважатимемо, що ці значення формуються досвідченими фахівцями, добре обізнаними зі специфікою будівельних конструкцій, яких вони стосуються.

Таблиця 4.6

Елементи формалізації способів втручання.

Вид втручання	Кількість дій	Витрати на одну дію	Ризик не досягнення мети після всіх дій
Діагностика конструкції	n	DD	α
Поточний ремонт	p	PP	β
Капітальний ремонт	k	RR	γ

У випадку затруднень з визначенням ризиків, пропонується наступна схема для їх розрахунку:

$$\begin{aligned}
 \alpha &= \frac{P_{cr}}{P} \times \frac{WK - DD}{WK + DD}; \\
 \beta &= \frac{P_{cr}}{P} \times \frac{WK - PP}{WK + PP}; \\
 \gamma &= \frac{P_{cr}}{P} \times \frac{WK - RR}{WK + RR},
 \end{aligned}
 \tag{4.11}$$

де WK – вартість наслідків від втрати будівельною конструкцією своїх властивостей.

За цією схемою, за умови що $P_{cr} = 0,5 P$, $DD = 0,2 WK$, $PP = 0,3 WK$, $RR = 0,4 WK$, то $\alpha \approx 0,33$; $\beta \approx 0,26$; $\gamma \approx 0,21$.

Виходячи з того, що втручання має здійснюватися з дотриманням вимог щодо мінімізації ризику, мінімізації витрат та мінімізації кількості втручань, отримуємо співвідношення щодо уведених елементів формалізації:

$$\begin{aligned} n + p + k &= m_1 \rightarrow \min; \\ DD \times n + PP \times p + RR \times k &= m_2 \rightarrow \min; \\ \frac{\alpha}{n} + \frac{\beta}{p} + \frac{\gamma}{k} &\rightarrow \min. \end{aligned} \quad (4.12)$$

Розглядаючи m_1 та m_2 у якості допоміжних параметрів, здійснимо спробу мінімізувати останній вираз. З цією метою з перших двох виразів визначимо n та p :

$$n = \frac{m_1 \times PP - m_2 + (RR - PP) \times k}{PP - DD}; \quad (4.13)$$

$$p = \frac{m_2 - m_1 \times DD - (RR - DD) \times k}{PP - DD}. \quad (4.14)$$

Після підстановки n та p та простих перетворень отримуємо:

$$\frac{\beta(PP - DD)}{m_2 - DD \times m_1 - (RR - DD) \times k} + \frac{\alpha(PP - DD)}{m_1 \times PP - m_2 + (RR - PP) \times k} + \frac{\gamma}{k} \rightarrow \min. \quad (4.15)$$

Дотримуючись необхідної умови оптимуму, для визначення значення „ k “ необхідно розв'язати рівняння

$$\frac{\beta \times (PP - DD) \times (RR - DD)}{(m_2 - DD \times m_1 - (RR - DD) \times k)^2} - \frac{\alpha \times (PP - DD) \times (RR - PP)}{(m_1 \times PP - m_2 + (RR - PP) \times k)^2} - \frac{\gamma}{k^2} = 0. \quad (4.16)$$

Залишаючи поза увагою спосіб визначення „ k “, слід звернути увагу на наявність можливості визначення значень n , p та k – кількості діагностик конструкції, кількості поточних ремонтів, кількості капітальних ремонтів, які слід здійснити, втручаючись в хід процесу, за яким змінюється характеристика відповідного показника експлуатаційної придатності конструкції, дотримуючись згаданих вище вимог щодо кількості таких втручань, витрат на них, ризику.

Так, наприклад, користуючись можливостями системи автоматизованих розрахунків MathCad та прийнявши за початкові тестові дані значення $DD = 1$, $PP = 4$, $RR = 20$, $\alpha = 10$, $\beta = 20$, $\gamma = 30$, $m_1 = 6$, $m_2 = 50$, отримуємо оптимальні

значення змінних: $n = 1,777$, $p = 2,264$, $k = 1,958$, тобто стосовно конструкції, що описується такими тестовими даними, слід здійснити (після округлення значень) дві діагностики, провести два поточних та два капітальних ремонти.

Програма для реалізації розрахунків за запропонованою моделлю процесу експлуатації наведена в додатку В.

4.5. Залишковий ресурс залізобетонних конструкцій та будівель і споруд вцілому

Залишковий ресурс визначається як час до настання відмови. Виходячи із загальної моделі опису процесу експлуатації та підходу до визначення технічного стану окремих конструкцій, за відмову приймається досягненні показником експлуатаційної придатності (P_i) свого граничного значення (P_{lim}), тобто можна записати, що ресурс конструкції буде рівним:

$$T = T_{min} = t_i \Big|_{P_i = P_{lim}}. \quad (4.17)$$

У (4.17) через T_{min} позначено мінімальний час за який будь-який наперед заданий показник експлуатаційної придатності досягне свого граничного значення ($P_n = P_{min}$). Кількість показників експлуатаційної придатності та їх граничні значення (P_{lim}) встановлюються виходячи з фактичних умов експлуатації та на момент визначення залишкового ресурсу є величини відомі.

Як відзначалося вище, процес експлуатації може проходити без капітального ремонту, тобто відновлення експлуатаційних характеристик та підвищення показників експлуатаційної придатності та з проведенням цих робіт. На рисунку 4.9 кривою 1 показано перший варіант експлуатації, а кривою 2 – другий.

Для першого випадку залишковий ресурс визначається як час до настання показником експлуатаційної придатності нормативного (мінімально допустимого) значення, тобто

$$T = T_H. \quad (4.18)$$

При цьому розглядається перша подія, тобто досягнення граничного значення першим із наперед заданих показників.

У разі експлуатації з проведенням капітальних ремонтів залишковий ресурс визначається як час до першого (чи наступних) капітальних ремонтів. На рис. 4.9 цьому відповідають значення часу експлуатації, відповідно, для першого етапу – T_1 , для другого – T_2 , для третього – T_3 і так далі.

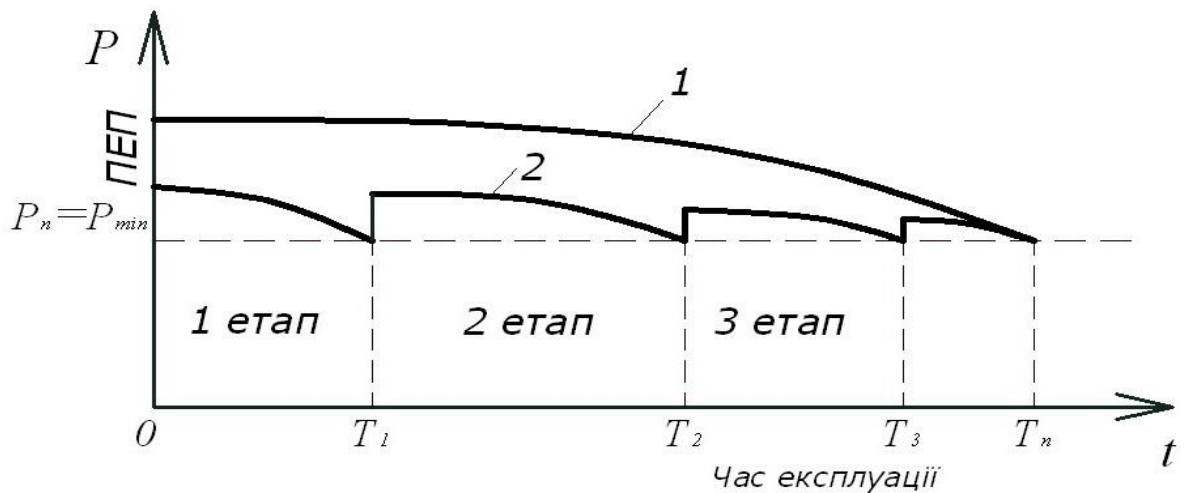


Рис. 4.9. До визначення залишкового ресурсу.

Звичайно, що опис кривої експлуатації на різних етапах може бути різним і, як правило, є таким. Це викликано тим, що під час проведення капітального ремонту конструкцій не лише підвищуються відповідні показники (наприклад, міцність поперечного перерізу через збільшення кількості робочої арматури), але і змінюються умови експлуатації (поліпшується захист цієї арматури від дії навколишнього середовища). Принципового значення для визначення залишкового ресурсу це не має, оскільки для визначення T_i слід використовувати відповідний опис кривої експлуатації на даній ділянці.

Слід відзначити, що протягом усього терміну експлуатації частина показників може змінюватися за однією схемою експлуатації, а інша – за іншою. Тому під час проведення втручань в процес експлуатації, визначаючи показники експлуатаційної придатності (ті, що визначають мінімальний час до настання мінімально можливої величини показника) можуть змінюватися. Графічно це проілюстровано на рисунку 4.10.

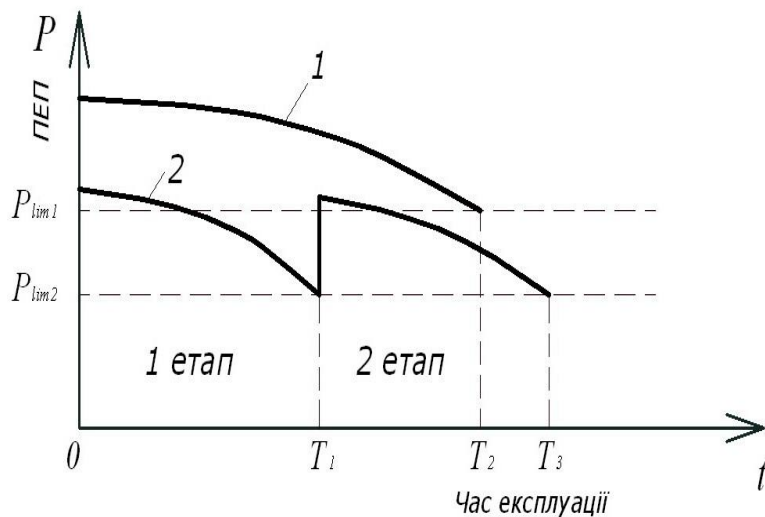


Рис. 4.10. Визначення залишкового ресурсу для двох ПЕП.

На першому етапі експлуатації визначальним є показник експлуатаційної придатності, опис зміни якого проілюстровано кривою 2 на рис. 4.10. Тому залишковий ресурс (до першого капітального ремонту) визначався як T_1 . Після виконання втручання у вигляді капітального ремонту в час експлуатації $t = T_1$ цей показник зріс, опис цієї зміни став іншим, а ресурс конструкції (за цим ПЕП) визначається як T_3 . Оскільки час до настання граничного значення іншого показника експлуатаційної придатності (крива 1 на рис. 4.10) менший ($T_2 < T_3$), то визначальним на другому етапі експлуатації є якраз цей показник.

Залишковий ресурс будівель та споруд у цілому визначається відповідно до запропонованої в розділі 2 ієрархії. При цьому розглядаються усі показники експлуатаційної придатності, що впливають на роботу окремих конструкцій та систем із них. Ресурс будівлі (споруди) в цілому визначається як час до досягнення нею таких параметрів, що призведуть до переходу в інший (гірший) технічний стан.

4.6. Прогнозування технічного стану

Прогнозування технічного стану зводиться до прогнозування зміни окремих показників експлуатаційної придатності, оцінювання їх у порівнянні з граничними значеннями та визначення технічного стану і залишкового ресурсу як окремих конструкцій, так і будівель та споруд у цілому.

Отриману в ході натурних обстежень конструкцій інформацію трансформують у вигляді кривої експлуатації. Як показано в цьому розділі, дана крива має вигляд полінома другого ступеня та досить точно описує увесь процес експлуатації. Задача полягає в екстраполяції отриманої залежності у часі з метою достовірного прогнозування зміни даного показника за часом останнього обстеження.

Звичайно, що для достовірного оцінювання технічного стану будівельних конструкцій сукупність показників експлуатаційної придатності повинна бути якнайменшою. При цьому не повинен бути пропущений жодний ПЕП, який має суттєвий вплив на роботу конструкції.

Для розробки рекомендацій щодо прогнозування технічного стану окремих залізобетонних конструкцій розглянемо наступну математичну модель.

Позначимо окремі показники експлуатаційної придатності (тут розглядається лише ПЕП однієї групи, показники іншої групи розглядаються аналогічно наведеним міркуванням) через X_1 ; X_2 ; X_3 ; X_4 ; X_5 . Для прикладу взято п'ять ПЕП, а взагалі кількість таких показників встановлюється в кожному випадку виходячи із умов експлуатації. В початковий момент експлуатації ці показники не повинні перевищувати (чи, відповідно, бути меншими) своїх граничних значень: $X_{1, \text{lim}}$; $X_{2, \text{lim}}$; $X_{3, \text{lim}}$; $X_{4, \text{lim}}$; $X_{5, \text{lim}}$. Однак, в реальній практиці проектування (наявність початкових запасів, що визначаються величиною проектного ресурсу системи; ступневість в розмірах сортаменту арматури; ступневість в розмірах опалубки залізобетонних перерізів; нижче значення фактичного навантаження у порівнянні з розрахунковим тощо) між відповідними значеннями ПЕП, що вимагаються, та фактичними є суттєва різниця (запас). В процесі експлуатації показники експлуатаційної придатності

погіршуються (зменшуються або збільшуються) та наближаються до своїх граничних значень ($X_i \rightarrow X_{i, \text{lim}}$), тобто запаси їх зменшуються.

Як правило, спостереження за будівлями та спорудами розпочинається не в момент здачі об'єкта до експлуатації, а в якийсь період часу t_0 . При цьому ПЕП відповідно мають значення X_{1t_0} ; X_{2t_0} ; X_{3t_0} ; X_{4t_0} ; X_{5t_0} . Без сумніву усі ці показники експлуатаційної придатності не повинні перевищувати, відповідно, своїх граничних значень. Якщо ця умова порушена, то дана конструкція не відповідає вимогам, що пред'являються до неї, та не може експлуатуватися в подальшому без вжиття адекватних заходів щодо ремонту, підсилення, розвантаження тощо.

Прогнозування зміни показників експлуатаційної придатності може бути виконане двома шляхами.

Перший шлях полягає в тому, що на підставі отриманих раніше знань ми можемо говорити про характеристики процесу зміни. Так, наприклад, якщо ми досліджуємо такий фактор як несуча здатність залізобетонного елемента з зовнішнім армуванням, то основним фактором, що впливає на несучу здатність, є швидкість зменшення поперечного перерізу цієї жорсткої арматури, тобто швидкість корозії сталі. Швидкість корозії доволі детально досліджена в лабораторних умовах. Використовуючи залежність швидкості корозії сталі в різних умовах навколишнього середовища, можна прогнозувати по-перше, зменшення поперечного перерізу сталі оболонки, по-друге (на цій підставі) – зниження несучої здатності залізобетонної конструкції та її відповідність умовам експлуатації. Такий підхід має місце бути, однак, точність досить невелика, оскільки практично усі показники експлуатаційної придатності суттєво залежать від навколишнього середовища, а моделювання в умовах лабораторії дає досить приблизний (особливо кількісний) результат.

Виходячи з цього пропонується прогноз роботи конструкцій робити на підставі спостереження за її роботою в реальних умовах. При цьому реалізується модель „чорного ящика“, коли ми не знаємо які процеси проходять в самій

системі, а за заданих вхідних умов отримуємо результат на виході. Тобто використовується апостеріорна інформація, яка для даної системи є достовірною.

Чисельні експерименти, проведені автором, показують, що двох спостережень (тобто, коли відомі значення $X_{1t_0}; X_{2t_0}; X_{3t_0}; X_{4t_0}; X_{5t_0}$ та $X_{1t_1}; X_{2t_1}; X_{3t_1}; X_{4t_1}; X_{5t_1}$, тобто значення ПЕП в період часу t_0 і t_1) не досить для достовірного опису процесу деградації конструкції. В цьому випадку залежність зміни показників експлуатаційної придатності – лінійна і достовірно описує прогноз лише для лінійних та квазілінійних залежностей зміни ПЕП в часі. Таким чином для достовірного опису процесу зміни ПЕП необхідно щонайменше три спостереження в часі.

Звичайно, після кожного спостереження, тобто вимірювання (або оцінювання) величини характеристики показника експлуатаційної придатності, слід порівняти це значення з допустимим та пересвідчитися у тому, що допустиме значення не перевищене. В іншому випадку конструкцію слід відносити до іншого (більш низького) технічного стану.

Також на кожному ступені досліджень визначається і швидкість зміни кожного параметру. Швидкість зміни для кожного параметра обчислюється як віднесення величини зміни параметра за період часу, що розглядається, до значення на початку періоду. Тобто, для другого ПЕП після четвертого випробування (період часу t_3) швидкість зміни буде дорівнювати

$\Delta_{2t_3} = \frac{(X_{2t_3} - X_{2t_2})}{X_{2t_2}}$. Маючи швидкість зміни показника та його запас

$(X_2 - X_{2, \text{lim}})$ можна прогнозувати час протягом якого даний параметр не перевищить граничного значення, а значить (на підставі порівняння ресурсу за усіма основними ПЕП) можна виділити градієнт втрати експлуатаційної придатності та критичний шлях для підтримуючого чи капітального ремонту (для зменшення швидкості деструкції матеріалу або відновлення експлуатаційних якостей конструкції).

В такому підході неописаним (хоча враховується непрямо) залишається кореляційний вплив інших показників експлуатаційної придатності. В запропонованій моделі встановлюється така залежність та ступінь впливу.

Іншою проблемою, яку слід розв'язати, є встановлення достатнього ступеня рівняння, яке б описувало зміну показника експлуатаційної придатності. Якщо крива, що описує процес експлуатації, описується поліномом другого ступеня (див. вище), то прогнозування може описуватися іншою кривою. Підтвердженням справедливості такого підходу є дослідження, де вказується, що найбільш достовірними описами часових рядів є описи з використанням сплайн-функцій. Така сплайн-функція для випадку опису процесу експлуатації представляє собою поліном другого ступеня для ділянки до часу останнього обстеження (достовірні дані) та поліном іншого (як правило, вищого) ступеня для ділянки за межами часу останнього обстеження (прогнозовані дані).

Для визначення ступеню поліному (чи іншого опису кривої) на ділянці прогнозування розглянемо тестовий, безвідносний щодо реальних конструкцій приклад. Візьмемо п'ять безвідносних показників X_1, X_2, X_3, X_4, X_5 . Безвідносність прийнята з метою показу універсальності підходу до цього процесу. Кількість ПЕП не має принципового значення і в реальних задачах може коліватися в будь-яких межах.

В таблиці 4.7 наведені значення ПЕП для початкового моменту спостереження (t_0) та для наступних (в кінці кожного періоду) (t_i).

Таблиця 4.7

Значення показників експлуатаційної придатності

Час обстеження	Показники експлуатаційної придатності				
	X_1	X_2	X_3	X_4	X_5
t_0	2,5	12,4	26	136	0,7
t_1	3,2	11,2	15	144	0,3
t_2	3,0	8,3	12	128	0,2
t_3	2,8	9,5	20	141	0,5

t_4	3,3	8,7	16	154	0,6
-------	-----	-----	----	-----	-----

Визначимо кореляційну залежність між окремими показниками експлуатаційної придатності шляхом оцінювання коефіцієнта кореляції. Тіснота цієї залежності показана в таблиці 4.8.

Таблиця 4.8

Коефіцієнти взаємної кореляції ПЕП

ПЕП	Показники експлуатаційної придатності				
	X_1	X_2	X_3	X_4	X_5
X_1		-0,56	-0,81	0,56	-0,44
X_2	-0,56		0,73	-0,05	0,43
X_3	-0,81	0,73		0,01	0,84
X_4	0,56	-0,05	0,01		0,44
X_5	-0,44	0,43	0,84	0,44	

Аналізуючи таблицю 4.8, можна відзначити, що:

- на X_1 впливають (у порядку пріоритету): X_3 ; X_4 ; X_2 ; X_5 ;
- на X_2 впливають (у порядку пріоритету): X_3 ; X_1 ; X_5 ; X_4 ;
- на X_3 впливають (у порядку пріоритету): X_5 ; X_1 ; X_2 ; X_4 ;
- на X_4 впливають (у порядку пріоритету): X_1 ; X_5 ; X_2 ; X_3 ;
- на X_5 впливають (у порядку пріоритету): X_3 ; X_4 ; X_1 ; X_2 .

Таким чином, використовуючи наведену методику, можна не лише прогнозувати градієнт зниження експлуатаційної придатності, але і взаємний вплив факторів, що дає можливість не лише попереджувати досягнення граничного значення окремим ПЕП, але і враховувати взаємодію цих параметрів.

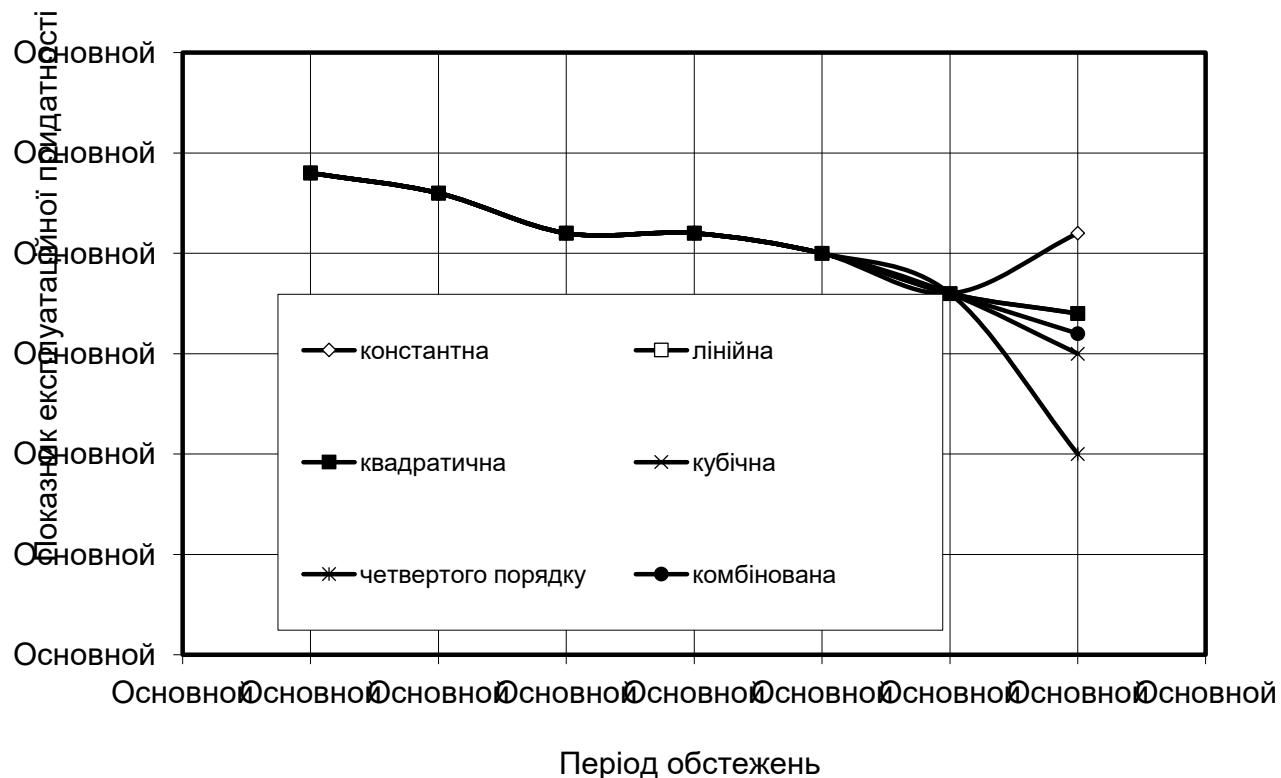


Рис.4.11. Вплив ступеню поліному на точність прогнозування параметра.

Розглянемо вплив ступеню поліному, яким описується залежність зміни будь-якого параметра (показника експлуатаційної придатності) з часом. Як правило, така зміна є достатньо повільною і в реальному часі (роки) описується плавною лінією. Таке твердження для корозії арматури (в тому числі і зовнішньої) підтверджується дослідженнями.

На рисунку 4.11 показана зміна параметра, що прогнозується, залежно від ступеню поліному. При цьому вважається, що попередні дані, отримані емпіричним шляхом, є незмінними та фіксованими незалежно від виду функції, що прогнозує подальшу зміну.

Як видно з графіка, найбільші відхилення мають місце під час опису прогнозу константою, тобто власне кажучи, середнім значенням емпіричних величин. Однак, як показує моделювання, і збільшення ступеню не призводить до більш точного прогнозування.

На рис. 4.11 видно, що при використанні для прогнозування зміни параметру полінома четвертого ступеню також має місце викид, тобто різка зміна параметру, що протирічить фізиці явища.

Виходячи з виконаного нами аналізу, для прогнозування зміни показника експлуатаційної придатності пропонується комбінована залежність (див. рис. 4.11), яка є середнім зваженим значенням прогнозованого ПЕП, отриманого поліномами різного ступеню. Чисельне моделювання показало, що достатньо розглянути поліноми до 4...5 ступенів, Подальше збільшення ступеню поліному не призводить до суттєвої зміни показника та в практичних розрахунках є недоцільним.

4.7. Алгоритм прогнозування технічного стану

Прогнозування технічного стану виконується на основі отриманих в процесі натурних обстежень результатів про кількісні показники визначених показників експлуатаційної придатності конструкції.

На першому етапі досліджень в ході моніторингу технічного стану визначаються показники експлуатаційної придатності, виділені для даної конструкції (блок 1 на рис. 4.12). Ці показники (P_0, P_1, P_3) визначаються для відповідних моментів часу експлуатації, а саме t_0, t_1, t_2 .

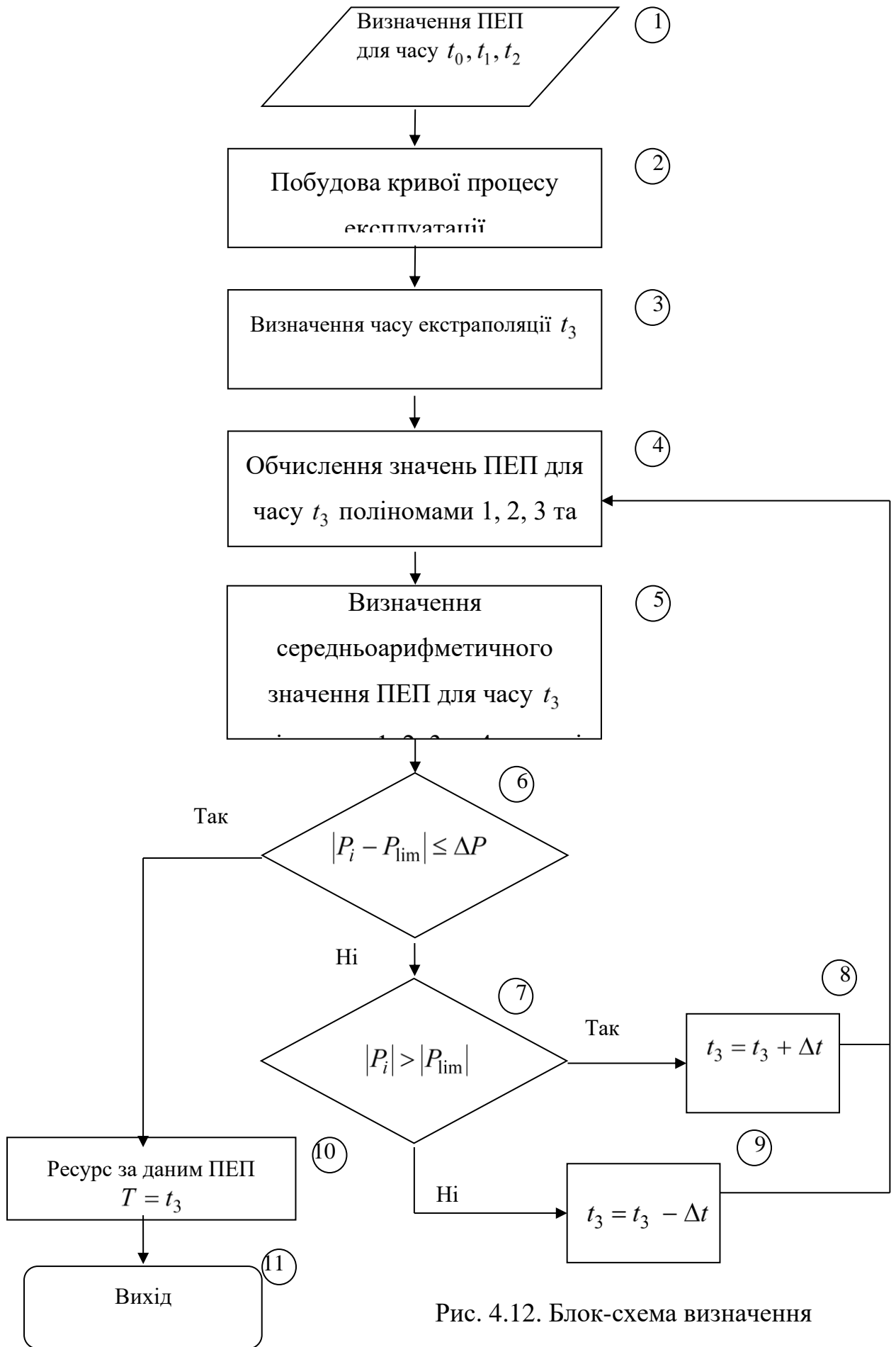


Рис. 4.12. Блок-схема визначення залишкового ресурсу.

На основі цих апостеріорних даних методом математичного моделювання будується, як уже указувалося вище поліномом другого ступеня, крива експлуатації (блок 2).

Задається час, при якому є необхідність визначити величину показника експлуатаційної придатності (t_3) (блок 3). Цей час може бути фіксованим, у разі, коли він відомий з будь-яких міркувань, або приблизним, якщо ми хочемо визначити залишковий ресурс конструкції. В останньому разі t_3 приймається таким, щоб, виходячи з характеру кривої експлуатації, значення показника експлуатаційної придатності максимально наблизилося до свого граничного значення, тобто $P_i|_{t_3} \rightarrow P_{\text{lim}}$.

Наступним кроком (блок 4 на рис. 4.12) визначаємо значення ПЕП для часу t_3 . Визначення відбувається шляхом опису кривої експлуатації поліномами першого, другого, третього та четвертого ступенів (блок 4) та знаходження середньоарифметичного значення ПЕП за цими апроксимаціями (блок 5).

Визначений показник експлуатаційної придатності (у разі фіксованого значення часу t_3) і є тим показником, який шукається. У разі визначення залишкового ресурсу, значення знайденого ПЕП (P_i) порівнюється з його граничним значенням (P_{lim}) (блок 6). Їх різниця (за абсолютною величиною) не повинна перевищувати якоїсь, наперед заданої величини точності обчислень (ΔP). Наші чисельні дослідження показують, що для реальних конструкцій за величину (ΔP) з достатньою точністю можна приймати один рік. У разі більшого ніж (ΔP) відхилення показника експлуатаційної придатності від свого граничного значення (блок 7), проводиться корегування часу t_3 в ту чи іншу сторону (залежно від того, перевищує значення ПЕП граничне значення, чи не досягає його) (блоки 8 та 9) на величину Δt . Значення Δt в практичних розрахунках встановлюється залежно від величини відмінності обрахованого та граничного значень показників експлуатаційної придатності. В автоматизованих розрахунках крок зміни часу t_3 може бути прийнятим таким же як і точність збігу ПЕП, тобто – 1 рік.

У разі, коли в результаті ітераційних розрахунків відхилення обчисленого значення показника експлуатаційної придатності відхиляється від свого граничного значення не більше ніж на величину ΔP (блок 6), то цей час t_3 і є ресурсом конструкції за показник, що розглядається (блок 10). Розрахунок на цьому припиняється.

Описаним вище методом визначається ресурс за кожним, виділеним для даної конструкції, показником експлуатаційної придатності. Мінімальний час до відмови конструкції (перевищення першим показником експлуатаційної придатності свого граничного значення) і є ресурсом. В ході такого визначення можна визначити градієнт деструкції конструкції, тобто ті ПЕП, які є визначальними, за якими (при відсутності втручання) буде відбуватися відмова конструкції.

Залишковий ресурс системи в цілому, тобто будівлі чи споруди, визначається як час до переходу її в інший (гірший) технічний стан. Цей процес виконується методом моделювання роботи системи з врахуванням прогнозованих значень параметрів окремих елементів системи.

4.8. Висновки за розділом

1. Модель процесу експлуатації залізобетонних конструкцій базується на апостеріорній інформації, отриманій в ході обстеження конструкцій. Крива експлуатації має, як правило, випуклу криволінійну форму та може описуватися поліномом другого ступеня. При цьому має місце найкраща кореляція даних та характеристика довіри до результату апроксимації.

2. Додаткові дослідження закономірності характеру дрейфу параметрів залізобетонних конструкцій у варіанті традиційно прийнятих експоненційних залежностей показав, що немає підстав вважати цей варіант більш переконливим.

3. Визначення термінів втручання в процес експлуатації базується на отриманій апостеріорній інформації, враховує витрати на усі втручання та

мінімізує їх. Ризики вчасного не проведення втручань в процес експлуатації конструкцій можуть визначатися за запропонованими виразами.

4. Залишковий ресурс конструкції визначається як час до досягнення граничного значення першим показником експлуатаційної придатності із усієї сукупності ПЕП, визначених для даної системи. Визначення залишкового ресурсу виконується за допомогою кривої експлуатації, описаної (в межах часу, що досліджувався) поліномом другого ступеню.

5. Екстраполяція результатів дослідів (прогнозування значень ПЕП в майбутньому) базується на отриманих даних та з урахуванням того, що в момент часу, для якого знаходиться значення показника експлуатаційної придатності, він визначається як середнє арифметичне, отримане за поліномами першого, другого, третього та четвертого ступенів.

6. Ресурс конструкції за певним показником експлуатаційної придатності визначається ітераційними розрахунками за умови, що значення ПЕП відповідає граничному з наперед заданою точністю.

7. Технічний стан та залишковий ресурс будівель та споруд у цілому визначається як час до переходу їх в інший (гірший) технічний стан. Цей процес виконується методом моделювання роботи системи з врахуванням прогнозованих значень параметрів окремих елементів системи.

5. ТЕХНОЛОГІЧНИЙ РОЗДІЛ

ТЕХНОЛОГІЧНА КАРТА

на влаштування розбірно – переставної дрібнощитової опалубки на спорудження монолітних житлових будинків.

(ТТК - МО - МД - 2012)

1.МЕЖІ ЗАСТОСУВАННЯ

1.1. Технологічна карта розроблена на влаштування розбірно-переставної дрібнощитової опалубки і її аналогів для спорудження горизонтальних і вертикальних монолітних конструкцій каркасного будинку в межах базової типової ділянки розмірами 12м x12м.

1.2. В склад робіт, що розглядаються картою входять:

1.2.1. 1-й розділ (Монтаж елементів горизонтальної опалубки).

Встановлення базових стояків з триногами - [СБ].

Вкладання в головки стояків підтримуючих (головних) балок - [ПБ].

Встановлення проміжних стояків - [СП].

Вкладання на підтримуючі балки розподільчих (другорядних) балок - [РБ].

Розкладка опалубочних щитів - [Щ].

Закріплення бортових елементів - [ЕБ].

Закріплення страхувальної огорожі - [ОС].

Влаштування елементів жорсткості - [ЕЖ].

Виконання демонтажу елементів горизонтальної опалубки з вкладанням їх в контейнери.

1.2.1. 2-й розділ (Монтаж елементів вертикальної опалубки).

Підготовка фіксаторних гнізд для укосин - [УК].

Монтаж базового вертикального щита [ЩБВ] з закріпленням його до гнізд за допомогою укосин.

Закріплення рядових щитів - [ЩРВ].

Сполучення щитів стяжними анкерами - [АС].

Виконання демонтажу елементів вертикальної опалубки з вкладанням їх в контейнери.

1.3. Роботи виконуються в природно-кліматичних умовах М.Києва на протязі календарного року в дві зміни.

1.4. Підставою для розроблення технологічної карти є "Руководство по конструкциям опалубок й производству опалубочных работ" ЦНИИОМТП Госстроя СССР, каталоги конструкцій елементів фірми "ДОКА".

1.5. Обов'язковими необхідними умовами для застосування даної типової технологічної карти є нижчезазначене.

1.5.1. Досягнення несучої спроможності бетону попереднього (нижчерозміщеного) перекриття не менше 70% від проектної.

1.5.2. Досягнення несучої спроможності вертикальних конструкцій згідно вимогам п.9 табл.10 ДБН.

1.5.3. Максимальна товщина монолітного перекриття - 300мм.

1.5.4. Висота поверхів - в межах параметрів.

1.5.5. Несуча спроможність стояків-опор - для опор Eurex 20 300 = 20кН.

1.6. При прив'язці типової технологічної карти до конкретних умов будівництва в складі ПВР передбачити наявність документів.

1.6.1. Будгенплан.

1.6.2. Загально - організаційна схема розділення споруди на захватки.

1.6.3. Варіанти темпів спорудження поверхів з відповідними поярусними схемами переміщення стояків.

1.6.4. Проект розташування (схеми) опалубочних елементів.

1.6.5. Технічні заходи сходження робітників на поверхи.

1.6.6. Місця і засоби анкеровки страхувальних канатів, поясів.

1.6.7. Проект виробництва геодезичних робіт.

1.6.8. Проект закріплення навісної площадки-накопичувача для перевантаження і подачі елементів опалубки на наступні поверхи.

1.6.9. Проект інвентарних риштувань і наявність засобів підмоцнення для роботи на висоті при влаштуванні вертикальної опалубки та для великогабаритних щитів.

2. ОРГАНІЗАЦІЯ І ТЕХНОЛОГІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ПРОЦЕСУ З ВЛАШТУВАННЯ ГОРИЗОНТАЛЬНОЇ ОПАЛУБКИ

2.1. До початку влаштування горизонтальної опалубки необхідно здійснити підготовчі роботи, а саме:

здійснити влаштування залізобетонних монолітних вертикальних конструкцій на попередньому поверсі;

виконати розпалубочні роботи вертикальних конструкцій (після набуття розпалубочної міцності бетоном 0,3 МПа ;

доставити на перекриття, яке відповідає вимогам п.9 табл.10 ДБН щодо міцності, опалубочні елементи, інвентар, засоби помосту, інструмент, страхувальні засоби безпеки;

розмітити червоною фарбою місце встановлення телескопічних стояків, які соосно суміщуються зі стояками, що розміщені на нижніх поверхах. В залежності від висоти поверхів, крок розташування стояків визначається по схемам і в залежності від товщини перекриття ;

закріпити до ядра жорсткості будинку (як правило ліфтові і сходові клітини) страхувальні канати. Влаштувати перевантажувальні засоби - навісні площадки.

2.2. Роботи з монтажу горизонтальної опалубки виконує ланка монтажників з двох чоловік, в т. ч. монтажник 4 розр. - М-1 і монтажник 3 розр. - М-2.

2.3. Роботи починаються з встановлення інвентарних телескопічних стояків - опор, які укомплектовані триногами. В залежності від товщини перекриття. Якщо товщина перекриття відрізняється від визначених параметрів, відповідна відстань визначається за інтерполяцією, або приймається за аналогом більшої товщини перекриття.

2.4. Процес влаштування опалубки наступний . З поданих на поверх (ярус) контейнерів з елементами риштувань опалубки беруться і на розмічені місця встановлюються розкладені триноги. В триноги вставляються опорні стояки і фіксуються замками . На стояк вставляється нижня головка з фіксаторними клинами . Стояки висуваються на визначену висоту (у відповідності з проектною висотою поверху - Н, довжина висунутого стояка $L=N-(\delta_{п}+h_{д,Б.}+ h_{г.б}+ h_{п.г.})$ де:

$\delta_{п}$ - товщина палуби (21мм);

hd.б.- висота другорядної балки (200мм);

hg.б.- висота головної балки (200мм);

hp.г.- висота фіксованої клином шийки нижньої головки (60мм).

Висунута необхідна довжина L стояка фіксується пальцем і гвинтом .

При допомозі спеціального дистанційного маніпулюючого інструменту у вигляді вилки , головні балки навішуються на нижні головки таким чином, щоб звисаючі з головок кінці балки були симетричними.

В місцях майбутнього сполучення щитів палуби вкладаються спарені другорядні балки.

З інвентарних помостів (столиків) монтажники скріплюють спеціальними струбцинами головні і другорядні балки між собою для влаштування непорушного базового помосту на палубі. Між скріпченими балками розташовується базовий щит-поміст із спеціальними фіксуючими від зсуву ребрами . Ребра закріплені гвинтами з потаємними головками . Після розташування між балками щита-помосту , він закріплюється до ребер балок при допомозі фіксаторних підкладок . В центрі щита - помосту закріплена анкерна деталь з проушиною, до якої закріплюються карабіни страхувальних поясів монтажників.

На приставній драбині монтажники піднімаються на щит-поміст, закріплюються карабінами до проушини. Додаткова ланка монтажників М-3, М-4 подає щити на монтажний горизонт, а М-1, М-2 вкладають їх на балки. Перед укладанням щитів палуби біля контуру будинку карабіни монтажників закріплюються до страхувального канату.

Щит-поміст замінюється на рядовий щит палуби.

На контурі майбутньої плити перекриття закріплюється бортовий елемент і запобіжна огорожа.

Після розкладки щитів під головні балки з необхідним кроком виставляються допоміжні стояки з підтримуючими головками висунутими на величину L аналогічно стоякам на триногах.

На цьому процес влаштування горизонтальної опалубки закінчується.

2.5. Демонтаж опалубки виконується почерговою перестановкою стояків опор шляхом виведення їх з під балок, зняття підтримуючих головок і підведення під монолітну плиту перекриття з напруженням гвинтами.

Демонтаж і перестановка стояків виконується окремими ділянками, розмір яких не перевищує 6м в напрямку головних і другорядних балок.

Процес демонтажу опалубки наступний.

Монтажник знімає проміжні стояки шляхом згвинчування амків і на опорах з триногами молотком вибиває клин головки яка осідає на 60мм разом з балками і щитом палуби. М-1 і М-2 при допомозі вилок повертають другорядні балки навколо здовжньої осі на 90°. М-3 і М-4 з монтажних столиків висувають і передають М-1 і М-2 щити, які їх складують в спеціальні контейнери. Аналогічно знімаються другорядні балки , а також головні балки. Для зручного пересування контейнер забезпечується колесами.

Після звільнення ділянки 6м x 6м монолітного перекриття з стояків - опор знімаються підтримуючі головки, стояки висуваються, підводяться під плиту і виставляються в напруженому гвинтами стані в раніше розмічених фарбою місцях.

Після цього виконуються аналогічні операції з демонтажу опалубки і перестановки стояків - опор на наступній ділянці.

Необхідність підведення і розкріплення стояків - опор під плити перекриття, бетон якого набрав 100% міцності, а також кількість розкріплених ярусів на вертикалі будинку визначається на підставі спеціального проектного рішення в залежності від несучої спроможності перекриття, темпів будівництва і умов тужавлення бетону.

2.6. У випадках влаштування опалубки для балконів, консольних перекриттів тощо, застосовується система опалубочних пристосувань.

ВИМОГИ ДО ГЕОДЕЗИЧНОГО КОНТРОЛЮ ПРИ ЗВЕДЕННІ МОНОЛІТНОГО БУДИНКУ

1. До початку будівництва виконати проект виробництва геодезичних робіт (ПВГР), де окрім того передбачити:

схему побудови в натурі основних осей будинку з попереднім розрахунком точності і вказівками з методики їх побудови з врахуванням наявної мережі опорних пунктів;

схему розміщення осевих знаків і способи їх закріплення;

вказівки з виконання детальних геодезичних розбивочних робіт для забезпечення процесу будівництва в ув'язці з технологією виконання будівельних робіт;

схему і методику проведення робіт з геодезичного контролю точності спорудження будинку;

схему виконання виконавчих геодезичних зйомок будинку по етапах робіт з зазначенням методики і точності виконання вимірів;

схему і порядок складання технічної виконавчої документації;

схему організації геодезичних спостережень за деформацією будинку в процесі будівельних робіт (якщо це визивається неблагополучними фізико-геологічними процесами в ґрунтах).

вказівки з охорони праці при виконанні вищезазначених робіт.

2. Для перенесення проекту в натуру виконати геодезичні розбивочні роботи (основні і детальні).

Контроль висотного рівня підлоги опалубки і винесення в натуру проектних відміток закладних деталей перекриття, фасадних елементів, дверних і віконних прорізів являється обов'язковим.

3. Для контролю відхилення від вертикалі і закручення будинку навколо ядра жорсткості в кутах фундаментного розвертку закласти контрольні маяки (марки) з врахуванням зручного доступу до них. На полу опалубки в кутах встановлюються на спеціальних кронштейнах візирні марки (палетки), які співпадають на вертикальній осі з маяками на фундаментах. Розміри відповідних контрольних прорізів в перекриттях визначаються в ПВГР в залежності від застосованих для контролю інструментів.

2. ОРГАНІЗАЦІЯ І ТЕХНОЛОГІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ПРОЦЕСУ ПРИ ВИКОНАННІ АРМАТУРНИХ РОБІТ ДЛЯ ГОРИЗОНТАЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ

2.1. До початку виконання робіт необхідно здійснити загальні підготовчі роботи, а саме:

- виконати влаштування горизонтальної опалубки згідно ТТК-МО-МД-2012;

- виконати заготовку арматурних стержнів на приоб'єктній заготовчій ділянці, їх комплектування в пакети з позначенням при допомозі бірок;

- доставити краном на поверх арматуру;

- доставити підкладки для утворення захисного шару бетону, фіксатори МІ для укладання верхнього і нижнього ряду верхньої сітки, інструменти, інвентар.

2.2. Поверх (ярус) для виконання робіт розбивається на ділянки (захватки) згідно прив'язочних схем до конкретного об'єкта.

2.3. Роботи виконують ланки арматурників в складі: 2 арматурники 4 розряду, 6 арматурників 2 розряду.

2.4. Послідовно (згідно робочих креслень) з поданого краном пучка на палубі розкладається арматура нижнього ряду, вертикальні каркаси для опирання верхнього ряду.

Виконується з'єднання арматури в сітки і просторові каркаси, згідно робочих креслень, при допомозі пружинних фіксаторів, пластмасових фіксаторів або шляхом в'язання опаленим дротом.

Під нижню арматуру підкладаються і фіксуються армобетонні вкладиші-підставки для утворення захисного шару.

3. ОРГАНІЗАЦІЯ І ТЕХНОЛОГІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ПРОЦЕСУ ПРИ ВИКОНАННІ АРМАТУРНИХ РОБІТ ДЛЯ ВЕРТИКАЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ

3.1. До початку виконання робіт необхідно здійснити загальні підготовчі роботи, а саме:

- виконати влаштування горизонтального перекриття;

- виготовити заготовки арматурних стержнів, їх комплектування в пакет з позначенням при допомозі бірок;

- доставити на поверх інструмент, інвентар, допоміжні пристосування;

3.2. Роботи технологічного процесу виконують 2 комплексні ланки робітників у складі: 2 арматурники-монтажники 4 розряду (А-1), 6

арматурників-монтажників 2 розряду (А-2, А-3, А-4).

3.3. Процес влаштування опалубки і закріплення арматурних каркасів може виконуватись двома способами.

3.3.1. В разі застосування достатньо жорстких арматурних каркасів, або окремих арматурних стержнів, вони закріплюються ще до установки опалубки

Краном в зону влаштування арматурного каркасу подається арматурний пучок. При допомозі в'язання або зварювання закріплюються вертикальні стержні каркасу, при цьому А-2 (А-4) тримає вертикально стержень, а А-1 (А-3) закріплює його до випусків нижнього каркасу (схема організації робочих місць на мал.4).

При в'язанні каркасу стін (діафрагм) в напрямку знизу-вверх А-2 і А-4 підтримують з двох кінців стержень, а А-1 і А-3 на відстані від краю на $0,25L$ скрутками закріплюють горизонтальний стержень до вертикального. Після чого А-1, А-2, А-3 і А-4 закріплюють скрутками інші вузли перетину стержнів. При досягненні висоти кріплення 1,6м від низу на відстані 100-200мм від площини арматурних каркасів монтажники А-1 - А-4 розташовують засоби мощення.

Організація робіт при армуванні способом в'язання конструкції колон вертикальними робочими стержнями:

Арматурник 2 (4) розряду встановлює в проектне положення робочу арматуру і утримує її. В цей час арматурник 1 (3) розряду прив'язує кінці стержнів до випусків і з'єднує їх знизу хомутом, який також прив'язується до робочих стержнів.

Далі, в послідовності знизу вверху, арматурник (1-4 розряду) встановлює інші хомути з заданим в проекті кроком на висоту стержнів і прив'язує їх в вузлах.

3.3.2. При застосуванні гнучких каркасів або арматурних стержнів застосовується другий спосіб з попереднім монтажем базового щита,

При допомозі крана до місця монтажу подається базовий щит опалубки, який А-3, А-4 закріплюють підкосами-талрепами до перекриття і при допомозі гвинтів вивіряють їх в вертикальне положення. Кран звільняється і подає арматурний каркас, який А-1-А-4 закріплюють до каркасу нижнього

поверху і до базового щита скобками (скрутками) через підкладки, що утворюють захисний шар бетону.

При застосуванні анкерних стяжок для скріплення опалубки використовувати пластмасові розпірки двофункціонального призначення в якості розпірок і для утворення захисного шару бетону.

4.ОРГАНІЗАЦІЯ ЗАГОТОВЛЕННЯ АРМАТУРНИХ СТЕРЖНІВ

4.1. Для виправлення і різання арматурних стержнів застосовуються верстати типу СМЖ-142А , а для різання стержнів великого діаметру застосовуються верстати типу СМ-3002, або газово-кисневі різачки і інструмент з абразивним армованим кругом.

4.2. Для заготовлення арматурних елементів на будівельному майданчику під критим навісом влаштовується заготовча ділянка з обладнанням. ТИПОВА ТЕХНОЛОГІЧНА КАРТА

на бетонування горизонтальних і вертикальних конструкцій
з застосуванням розбірно - переставної
дрібнощитової опалубки
на спорудження монолітних житлових будинків.

1. МЕЖІ ЗАСТОСУВАННЯ

1.1. Технологічна карта розроблена на бетонування конструкцій з застосуванням розбірно-переставної дрібнощитової опалубки для спорудження каркасного будинку на типовій ділянці розмірами 12,0 x 12,0 м.

1.2. В склад робіт, що розглядаються картою, входять:

- підготовчі роботи;
- транспортування і подача бетонної суміші;
- вкладання бетону;
- ущільнення бетону;
- догляд за бетоном в жаркий і холодний періоди року.

1.3. Роботи виконуються в природно-кліматичних умовах М.Києва в три зміни.

1.4. Клас бетону повинен відповідати робочим кресленням, по яких споруджується будинок.

1.5. Бетонна суміш повинна відповідати вимогам ДСТУ Б В.2.7-96-2000. Рухомість бетонної суміші в місці вкладання повинна відповідати Р-2. При необхідності (у випадках транспортування бетону автобетоновозами тощо) рухомість бетонної суміші допускається збільшувати у відповідності з вимогами ДБНВ.2.7-64-97. Рецептатура пластифікаторів і порядок їх застосування виконує лабораторія заводу-постачальника бетону, а контроль якості бетонної суміші виконує лабораторія будівельної організації, яка споруджує будинок. Кожну партію бетону, яка подається на об'єкт, супроводжують відповідні документи якості згідно додатку Д ДСТУ Б В.2.7-96-2000.

1.6. Підбір складу бетону виконується згідно вимог ГОСТ 27006-86.

1.7. Підставою для розроблення даної типової технологічної карти є типові каталоги конструкцій елементів відчизняних і іноземних фірм в т.ч. фірми "ДОКА" і вимоги ДБН.

1.8. Обов'язковими і необхідними умовами для застосування даної типової технологічної карти є нижчезазначене:

1.8.1. Виконання опалубочних робіт у відповідності з типовою картою ТТК-МО-МД-2000 (монтаж опалубки).

1.8.2. Виконання арматурних робіт у відповідності з типовою картою ТТК-АР-МД-2000 (арматурні роботи).

1.8.3. Досягнення несучої спроможності попереднього (нижче розміщеного) перекриття, яке сприймає навантаження від опалубки не менше визначених величин за проектом на будинок (споруду).

1.8.4. Досягнення несучої спроможності вертикальних конструкцій згідно вимог п. 9 табл. 10 ДБН.

1.8.5. При прив'язці даної типової технологічної карти до конкретних умов будівництва в складі ПВР передбачити наявність наступних документів:

- будгенплану, в якому визначається режим роботи вантажопідйомної техніки, або іншого технічного засобу транспортування бетонної суміші на поверхи будинку;

- загально-організаційної схеми поділу конкретної споруди на захватки з визначенням загального напрямку фронту робіт. Поділ будинку на захватки визначається межами, по яких проходять робочі шви. Місця розташування робочих швів вказуються на робочих кресленнях будинку (споруди);

- розрахункових проектних умов передачі навантажень на базове перекриття в процесі спорудження наступних поверхів;

- проекту засобів зимового прогрівання бетону.

6. ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ПРОЦЕСУ

6.1. До початку виконання робіт необхідно здійснити наступні загальні організаційно-технічні заходи:

6.1.1. Підготувати і заповнити виконавчу документацію, в т. ч.:

- підготувати і заповнити загальний журнал робіт ;

- підготувати журнал бетонних робіт.

6.1.2. Виконати влаштування опалубки і, у випадку відсутності на поверхні опалубки антиадгезійного покриття, її змащування емульсією типу ЕСО-24, або універсальними змазками.

6.1.3. Виконати закріплення по периметру перекриття будинку запобіжної огорожі.

6.1.4. Виконати очищення поверхні опалубки від бруду і вкладання арматури з відповідними елементами для утворення захисного шару бетону (див. ТТК-АР-МД-2000).

6.1.5. Доставити на об'єкт інвентар, інструменти, допоміжні пристосування і інші матеріально-технічні ресурси, які потрібні для виробничого процесу бетонування.

6.1.6. Перед вкладанням бетону в опалубку для спорудження горизонтальних конструкцій (перекриття, балкони, площадки тощо) над арматурним каркасом розміщається базовий щит-підмісток.

6.1.7. Перед вкладанням бетону в опалубку для спорудження вертикальних конструкцій (стін, пілонів, колон, діафрагм тощо) на влаштовану опалубку навішуються площадки-підмістки для бетонників.

6.2. Роботи з вкладання бетону в опалубку при спорудженні горизонтальних конструкцій (перекриття)

виконує ланка бетонників в складі 4-х чоловік:

2 бетонники 4р. — Б-1, Б-2

2 бетонники 2р. — Б-3, Б-4.

Процес бетонування виконується в наступній послідовності:

6.2.1. Роботи починаються з укладання бетону на захватці з ділянки прилеглої до ліфтової шахти або сходової клітини. При цьому для роботи над арматурним каркасом бетонники знаходяться на спеціальних містках.

Стропувальник стропує баддю з бетонною сумішшю і подає машиністу крана команду на транспортування її до місця вкладання бетону.

Бетонник Б-1, знаходячись на інвентарному підмістку (щиту), керує процесом транспортування бадді, яка переміщується поза зоною укладки над перекриттям на висоті 2,3 м, а в зоні вкладання бетону на висоті 0,5 м над рівнем підмістків. Напрямок горизонтального руху бадді виконується назустріч фронту вкладання бетонної суміші. Бетонник Б-4 разом з Б-1 приймає баддю, відкриває затвор бадді і вивантажує окремими порціями бетон (уздовж фронту робіт). Бетонник Б-3 розрівнює бетонну суміш скребком, а бетонник Б-2 при допомозі вібратора виконує ущільнення бетонної суміші.

При застосуванні бетононасосів (АБН) типу СБ-126, або аналогів фірм "ПУТЦ-майстер", "ШТЕТТЕР" бетоновальник Б-1 знаходиться біля пульта управління розподільчої стріли, а бетоновальник Б-4 наводить рукав бетоноводу в місце вкладання бетону.

Після вкладання і ущільнення бетону на початковій першій ділянці щити-підмістки знімаються і в подальшому наступні операції бетонування виконують з щитів, які знаходяться на укладеному шарі бетону.

Віброущільнення бетону виконується глибинним вібратором типу ІВ-66.

Ущільнення бетонної суміші виконують шляхом занурення вібратора вертикально або під нахилом до вертикалі не більше 35°. Вібратор необхідно швидко занурити в бетон і залишити непорушним протягом 20-40 С, а потім

повільно витягти його для забезпечення заповнення бетоном простору, що звільнився від вібронаконечника.

Крок перестановки вібратора не повинен перевищувати радіуса його дії. Б-1 послідовно обробляє бетонну поверхню гладилкою.

Особливо ретельному ущільненню підлягають зони в місцях сполучення плити перекриття з вертикальними конструкціями (колонами, діафрагмами, стінами, пілонами), а також в зонах з густим армуванням.

Рівень бетонування визначається при допомозі попередньо влаштованих з кроком 2 м інвентарних маяків, які закріплюються до вертикального каркасу арматури.

Для утворення робочих швів в плитах стінки бортової опалубки виконуються у вигляді зубчатих щитів в яких утворюються отвори для пропуску арматури на наступній ділянці (захватці). Перед укладанням свіжого бетону на новій захватці біля робочого шву знімають бортовий щит і з контактної поверхні бетону видаляють рихлі шари і цементну кірку, зачищають від бруду і сміття. Гладку поверхню насікають з наступним проливанням поверхні водою і продуванням стисненим повітрям.

Безпосередньо перед укладанням свіжого бетону поверхню шва зволожити, а також нанести тонкий шар цементного розчину складу 1:3. Марка цементу брати ту, з якої виготовляється бетон. Відновлювати бетонування можна після досягнення бетоном біля робочого шва міцності не менше 1,5 МПа.

6.2.2. Процес бетонування наступних ділянок аналогічний.

6.2.3. Після завершення бетонування для запобігання швидкої втрати вологи, або надмірного зволоження (при загрозі атмосферних опадів), поверхня укривається водостійкою плівкою. Відкриті поверхні свіжоукладеного бетону в жаркий і вітряний періоди поливати і вкривати не пізніше 2-3 годин після бетонування. При цьому поверхня вкривається зволоженою парусиною, мішковиною, рогожками тощо. Поливати бетон з брандспойту потрібно з наконечниками, які розсіюють струмінь.

6.2.4. В холодний період року, окрім зберігання вологи, поверхня вкривається теплоізоляційними матеріалами (килимами з мінеральної вати,

соломи та інше). Для забезпечення процесу тужавлення бетону і набуття його проектної міцності конструкції в холодний період року прогрівають.

До початку укладання бетонної суміші опалубку і арматуру очистити від снігу і криги при допомозі струменя гарячого повітря, або шляхом попереднього (після виконання арматурних робіт) покриття водонепроникними матеріалами (поліетиленова плівка, брезент і т. п.), шляхом відтаювання і висушення поверхонь палуби арматурних виробів. Знімати ожеледь при допомозі пару або гарячої води не дозволяється.

При прогріванні початкова температура бетонної суміші має бути не нижче 5 °С.

При використанні протиморозних хімічних добавок виконувати вимоги ДБН В.2.7-64-97.

При крановому вкладанні бетонної суміші необхідно забезпечити можливість вивантаження доставленої суміші з автотранспортних засобів безпосередньо в бункери. При цьому для подачі бетонної суміші використовувати бункери в зимовому виконанні, які відповідають вимогам ГОСТ 21807-76. Зменшення тепловитрат досягається шляхом укриття бункерів теплоізоляційними кришками.

Укладання бетонної суміші вести без перерви. У випадках виникнення перерви поверхність бетону вкривають, утеплюють, а при необхідності і прогрівають. Бетонування окремими шарами монолітних конструкцій вести таким чином, щоб температура бетону в укладеному шарі до перекриття його наступним шаром не опускалась нижче передбачених розрахунком (в залежності від методів прогрівання - для примусового прогрівання зазначена температура визначається рівнем ізотермічного прогрівання).

Всі відкриті поверхні укладеного бетону після закінчення бетонування вкрити пароізоляційними матеріалами (поліетиленова плівка, руберойд і т. п.) і утеплити теплоізоляційними матеріалами згідно показників утримання бетону в конкретних температурних режимах.

Режими і способи прогрівання визначають за спеціальним проектом в залежності від рівня зовнішньої температури, модуля поверхні конструкцій, матеріалу бетону, визначення енергоносіїв і обсягів прогрівання .

6.3. Роботи з вкладання бетону в опалубку при спорудження вертикальних конструкцій (колон, пілонів, діафрагм, стін) виконує комплексна ланка бетонників в складі 2-х чоловік і 2-х чоловік для допоміжних робіт (в якості яких можуть бути використані слюсар з монтажу опалубки С-1 і арматурник А-1). Всього 4 чоловіки, в т. ч.

2 бетонники 4р. — Б-1, Б-2

1 слюсар 3р. — С-1

1 арматурник 3р. — А-1

(При застосуванні бетононасосів бетонування виконує ланка з 2-х чоловік). Процес бетонування виконується в наступній послідовності.

6.3.1. Б-1 і Б-2 піднімаються по драбині на площадку для приймання бадді з бетоном, а А-1 і С-1 супроводжують баддю до місця вкладання бетону, при цьому при допомозі відтяжок її орієнтують в просторі для запобігання розгойдування вантажу.

6.3.2. Б-1 і Б-2 приймають з площадки баддю, відкривають затвор і вивантажують бетон в опалубку. При цьому бетон зі звичайної бадді (ГОСТ 21807-76) вивантажується в спеціальний навісний інвентарний лоток, а при застосуванні бадді з хоботком необхідність в застосуванні лотка відпадає.

6.3.3. Бетонну суміш вкладати в конструкцію стін (діафрагм), колон горизонтальними шарами висотою 0,35-0,40 (м) однакової товщини без розривів з послідовним направленням укладки в один бік в усіх шарах.

6.3.4. Б-2 при допомозі глибинного вібратора виконує ущільнення бетонної суміші, а Б-1 переміщує баддю уздовж опалубки і подає бетон в декілька місць по довжині. В одне місце вивантажувати бетонну суміш і розрівнювати її вібратором не допускається.

6.3.5. Ущільнення суміші глибинним вібратором виконувати з обов'язковим зануренням робочої частини наконечника в раніше викладений шар на 5-10см.

6.3.6. Крок перестановки глибинного вібратора не повинен перевищувати 1,5 радіуса його дії.

6.3.7. Укладку бетонної суміші в колони і стіни виконувати з дотриманням наступних правил: висота ділянок колон, стояків і стін, які бетонують без перерви не повинна перевищувати: 5м для колон зі сторонами більше ніж 0,4м, 3м для стін (діафрагм), 2м для колон з розмірами перетину менше 0,4м і колон любого перетину з перехрещеними хомутами, а також для стін і перегородок товщиною менше 0,15м. При більших від зазначених висотах ділянок колон і стін, що бетонуються без робочих швів, необхідно влаштувати перерви для осідання бетонної суміші.

Термін перерви для забезпечення осідання вкладеного бетону повинен бути не меншим 40 хв. і не перевищувати 2 годин.

6.3.8. В холодний період року, для забезпечення процесу тужавлення бетону і набуття його проектної міцності в залежності від рівня зовнішньої температури ,модуля поверхні конструкції, застосування енергоносіїв виконується прогрівання вкладеної в вертикальну опалубку бетонної суміші. Режим і способи прогрівання визначаються за спеціальним проектом.

Для бетонування може застосовуватися гріюча опалубка.

Прийняті наступні терміни прогрівання бетону:

- для горизонтальної конструкції за відлік часу прогрівання приймається третя доба після набуття бетоном в вертикальних конструкціях 70% проектної міцності, демонтажу опалубки для вертикальних конструкцій, спорудження опалубки для перекриття, вкладання арматури, вкладання бетону на горизонтальну опалубку.

- для вертикальних констукцій за відлік часу прогрівання приймається сьома доба після набуття бетоном перекриття 70% проектної міцності, монтажу арматури і опалубки для вертикальних конструкцій, заповнення бетоном опалубочної форми.

7. ОХОРОНА ПРАЦІ

7.1. Небезпечні та шкідливі фактори які діють на будівництві

Охорона праці – це система законодавчих, соціально-економічних і організаційних заходів, забезпечуючих безпеку і охорону здоров'я та працездатності людини в процесі праці.

Найважливішою задачею охорони праці на будівництві є попередження аварій і небезпек, які можуть виникнути в процесі виробництва будівельно-монтажних робіт.

В даному розділі розглядаються питання потенційних небезпек і шкідливих факторів, які виникають при будівництві адміністративної будівлі і заходи необхідні для безпечного ведення робіт.

При проектуванні і виконанні монтажу устаткування повинні бути враховані наступні небезпечні і шкідливі виробничі фактори:

- машини, що рухаються, та механізми, що беруть участь в процесах монтажу устаткування;

- підвищена, або занижена рухомість повітря;

- недостатня освітленість робочої зони ;

- підвищення значення напруги в електричному ланцюзі,

- розташування робочого місця на значній висоті відносно поверхні землі.

Також небезпечних факторів на будівництві відносяться:

1. Машини, механізми і пристрої, що використовуються при виконанні монтажних робіт можуть бути технічно несправними, що може призвести до нещасних випадків.

2. Протяги, які бувають на значній висоті і значній неогороженій площі.

3. Виконання робіт у темну пору доби.

4. Підвищення значення напруги в електричному ланцюзі, замикання, що може відбутися через тіло людини, у тому числі пристосування, які застосовуються при виконанні монтажу устаткування, повинні відповідати вимогам безпеки, викладеним у стандартах і технічних умовах на відповідне устаткування.

5. Небезпека падіння з риштувань.

7.2. Організаційні та технічні заходи для зменшення рівня впливу небезпечних та шкідливих виробничих факторів

До початку роботи із застосуванням машин керівник робіт визначає схему руху і місце встановлення машин, місця і способи занулення (заземлення) машин, що мають електропривод, вказує способи взаємодії та сигналізації з робочим-сигнальником, що обслуговує машину, визначає місце знаходження сигнальника. В зоні роботи машини встановлюються знаки безпеки і попереджувачі надписи. Межі небезпечних зон поблизу рухомих частин і робочих органів машин визначаються відстанню в межах 5м; швидкість руху автотранспорту поблизу місць ведення робіт не повинна перевищувати 10-15км/год на прямих ділянках і 5км/год на поворотах.

Усі вказані норми передбачені при розробці будгеплану (рух автомашин на території будмайданчика обмежений 5км/год, огорожа крану знаходиться на відстані 5,75м від осі крану).

Всі струмоведучі частини необхідно робити недоступними для випадкового торкання, або застосовувати малу напругу (42В). Дроти повітряної лінії розмішують на висоті не менше 4,5м, а в місцях проїзду

автотранспорту - не менше бм. Всі металеві частини електрообладнання повинні бути заземлені.

При виконанні робіт металеві частини електрообладнання будуть заземлені, а дроти повітряних ліній розміщені на належній висоті.

Бетонування – це III важка категорія робіт. В холодний період року оптимальна температура становить $-16...-19^{\circ}\text{C}$, верхня межа -19°C .

Взимку в умовах понижених температур (нижче -19°C) бетонування конструкцій буде припинено. Відновлення робіт буде лише після підвищення температури повітря до дозволеного рівня.

Для створення нормальних умов праці необхідно слідкувати за рівнем шуму. Гранично допустимий рівень шуму - 85дБ. Вібраційні та інші установки повинні періодично проходити контроль на шумові характеристики і не перевищувати встановлені стандартами. Для послаблення шуму від машин на них встановлюють кожухи. Для індивідуального захисту працюючих від шуму застосовують протишумові навушники, проти шумні каски.

Рівень шуму становить 90дБ, планується застосування протишумових навушників.

Для захисту від вібрації застосовують віброзахисні рукавиці та віброзахисне взуття. Вимоги до віброзахисних рукавиць, ефективність віброзахисту та інше встановлено в ГОСТ 12.4.002-74* "Средства индивидуальной защиты рук от вибрации. Общие технические требования". Вимоги до виготовлення віброзахисного взуття, а також методи його ефективності вказані в ГОСТ 12.4.024-76 "Обувь специальная виброзащитная. Общие технические требования". Крім цього робітникам, зайнятим на віброуючому обладнанні треба через кожні 30-40 хвилин робити перерви.

Для захисту від вібрації будуть проводитися перерви при роботі з віброустановками та використовуватися віброзахисні рукавиці.

Не допускається виконання робіт під час ожеледиці, туману, який виключає видимість в межах фронту робіт, грози і сильного вітру. Оптимальна

вологість повітря робочої зони бетонувальника-монтажника становить 40-60%, верхня межа – 75%, оптимальна швидкість вітру 0,3м/с, верхня межа – 0,5м/с.

Передбачено, що бетонувальні роботи при швидкості вітру 0,5м/с і вище, при вологості повітря 75% і вище виконуватися не будуть.

Для ділянок робіт передбачене рівномірне освітлення. При цьому освітленість повинна бути не менше 2лм. Коли недостатньо природного світла, і для освітлення в ті години доби, коли природне світло відсутні, передбачається штучне електричне освітлення.

Як вказано на будгенплані, передбачається встановлення переносних світильників і ламп накаливання, які даватимуть освітлення 2,2лм.

При бетонуванні на висоті необхідно користуватись монтажними ременями. На підмостках і риштуваннях влаштовується огороження висотою 1,1м. Для переходу працюючих на висоті по горизонтальним і з незначним ухилом площинам застосовуються перехідні містки, які є огороженими (H=1,1м). При переході працюючих по конструктивним елементам будівлі застосовують страхувальні канати, виготовлені із гнучких сталевих тросів, до яких працюючий прикріплюється карабіном запобіжного поясу.

Всі норми передбачені при проектуванні, будуть застосовані і огороження, і страхувальні пояси та канати.

Розглянемо розрахунок одиночного стрижньового блискавковідводу.

Розрахунок висоти одиночного стрижньового блискавковідводу для захисту будинку радіусом $r_x = 24$ м і заввишки $h_x = 22$ м. Зона захисту блискавковідводу на рівні землі визначається довкола радіусом r_0 , а на висоті h_x об'єму, що захищається, – довкола радіусом r_x . Вершина конуса h_0 знаходиться нижче за висоту блискавковідводу h . Габаритні розміри зони захисту одиночного блискавковідводу визначаються по формулах:

$$h_0 = 0,92 * h = 0,92 * 40 = 37 м.; \quad (9.1)$$

$$r_0 = 1,5 * h = 1,5 * 40 = 60 м.; \quad (9.2)$$

де h – висота блискавковідводу;

$$h = \frac{r_x + 1,63h_x}{1,5} = \frac{24 + 1,63 * 22}{1,5} = 40 м. \quad (9.3)$$

Конструкція блискавковідводу включає: опори блискавковідводу, блискавкоприймачі, струмовідводи і заземлювачі. Залежно від необхідної висоти, опори блискавковідводу, що стоять окремо, можуть бути виконані із сталі у вигляді стійок, з труб одного діаметра, із залізобетонних колон або дерева. Там де можливо, як опори для кріплення струмоведучих частин блискавковідводу повинні використовуватися конструкції самих споруд, що захищаються. Блискавкоприймачі стрижньових блискавковідводу виготовляють із сталевих стрижнів. Мінімальна площа перетину блискавкоприймача повинна бути не менше 100 мм². Для пристрою струмовідводу можна використовувати сталь будь-якого профілю з перетином не менше 35 мм². Заземлювачі по розташуванню в ґрунті і формі електродів підрозділяються на: а) поглиблені, стрижньові (вертикальні) у вигляді сталевих труб, стрижнів або кутів, що забиваються в землю; б) поверхневі, смугові (горизонтальні), у вигляді сталевих смуг, кутів, що укладаються у верхніх шарах ґрунту; в) комбіновані виконувані в комбінації з перших двох.

Для заземлювачів блискавковідводу важливою характеристикою є значення опору розтіканню струму блискавки R_u (імпульсний опір заземлювача). Його величина може істотно відрізнитися від опору розтіканню струму промислової частоти R_n . Ці опори зв'язані співвідношенням:

$R_u = R_n \cdot \alpha_u$, де α_u - імпульсний коефіцієнт, залежний від питомого опору ґрунту.

Розглянемо занулення баштового крана КБ 504 (згідно ДНАОП 0.07-1.01-80 "Техніка безпеки в будівництві"), який живиться від розподільчої шафи з глухозаземленою нейтраллю.

Зануляючі пристрої можуть мати опір не більше 4 Ом. Граничний опір ґрунту (пісок) $\rho = 7 \times 10^2 \text{ Ом} \cdot \text{м}$. Матеріал заземлення – труба $\varnothing 100 \text{ мм}$ для вертикальних, і стержнева арматура сталь $\varnothing 6 \text{ мм}$ для горизонтальних; $K_m = 1,8$.

Довжина заземлювачів: $l = 2,5 \text{ м}$.

Коефіцієнт використання вертикальних і горизонтальних заземлювачів: $\eta_v = 0,49$; $\eta_r = 0,42$.

Розв'язок:

1) визначимо опір розтікання зарядів одиночних заземлювачів із труб Ø100мм, довжиною 2,5 м:

$$R_{o.c.} = 0,366 \frac{\rho}{l} \left(\lg \frac{2l}{d} + \frac{1}{2} \lg \frac{4t+l}{4t-l} \right) \quad (9.4)$$

$$R_{o.c.} = 0,366 \frac{7 \cdot 100}{2,5} \left(\lg \frac{2 \cdot 2,5}{0,1} + \frac{1}{2} \lg \frac{4 \cdot 1,25 + 2,5}{4 \cdot 1,25 - 2,5} \right) = 38,6 \text{ Ом}$$

приймаємо 12 заземлювачів на відстані один від одного 2,5 м ($a/l=1$).

2) опір усіх заземлювачів розтіканню зарядів:

$$R = \frac{38,6}{12 \cdot 0,49} = 3,21 \text{ Ом}; \quad (9.5)$$

3) визначимо опір розтіканню зарядів горизонтальних з'єднань:

$$R_{г.к.} = \frac{0,336}{l} \rho \cdot K_m \cdot \lg \frac{l^2}{d \cdot t} \quad (9.6)$$

$$R_{г.к.} = \frac{0,336}{50} \cdot 7 \cdot 10^2 \cdot 1,8 \cdot \lg \frac{50^2}{0,1 \cdot 0,5} = 45,03 \text{ Ом};$$

4) визначаю дійсний опір розтіканню зарядів горизонтальних заземлювачів при $\eta_2=0,42$:

$$R_{г.о.} = \frac{R_{г.к.}}{\eta_2} \quad (9.7)$$

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

5) опір усього заземлюючого пристрою:

$$R_n = \frac{3,21 \cdot 107,2}{3,21 + 107,2} = 3,21 \text{ Ом} < 4 \text{ Ом}.$$

Кількість заземлювачів вибрано правильно.

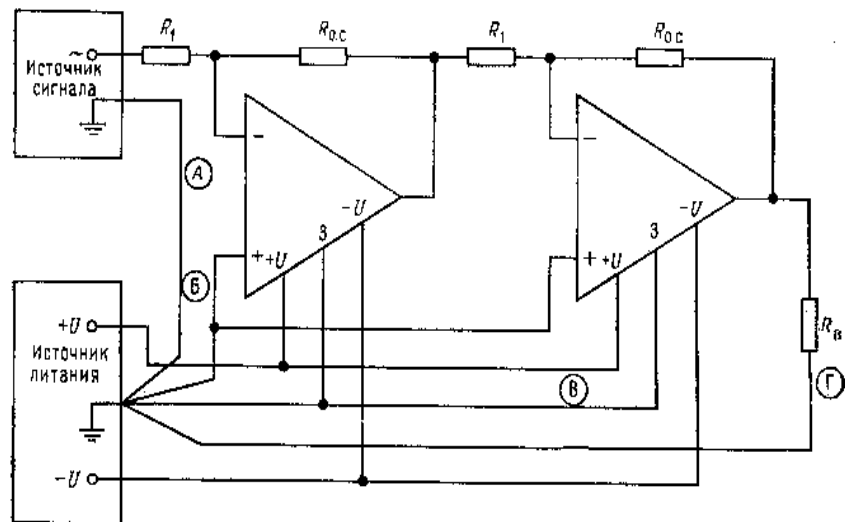


Рис. 7.1. Схема заземлення

Техніка безпеки при виконанні земляних робіт

Виконання земляних робіт в зоні діючих підземних комунікацій слід проводити під безпосереднім наглядом майстра або прораба, а в охоронній зоні кабелів, що знаходяться під напругою, або діючого газопроводу, крім того під керівництвом працівників електропостачання чи газового господарства. При виявленні вибухонебезпечних матеріалів виконання робіт негайно припинити до надання дозволу відповідними органами.

В особливо складних і важливих випадках на виконання земляних робіт повинен бути виданий наряд-допуск.

В умовах сучасного планування для якого характерна насичена сітка підземних комунікацій і висока щільність забудови, прокладка трубопроводів традиційним траншейним способом супроводжується рядом труднощів. Економічно та технічно більш цілеспрямованіше виконати на таких територіях безтраншейну прокладку.

Техніка безпеки при виконанні монтажних робіт

Основними причинами небезпеки і травматизму при монтажі є: падіння елементів що монтуються, падіння робочих з висоти, недосконалість і помилки

в виборі монтажної оснастки (такелажні роботи), недосконалість і несправний стан механізмів і машин і електроустановок, недостатня освітленість, незадовільна послідовність виконання робочих операцій.

В окрему групу слід виділити операції по розвантаженню на приоб'єктному складі збірних конструкцій, арматури та ін. Ці роботи не входять в комплекс процесу будівельно-монтажних робіт, але так як їх виконують робочі, заняті на монтажі, і обслуговуючі монтажні прилади, причини нещасних випадків і травматизму при розвантаженні слід розглядати загальному об'ємі небезпек будівельно-монтажних робіт.

Важливу роль в забезпеченні безпечних методів ведення робіт відіграють монтажні знаряддя. Їх конструкція має забезпечувати: швидке і вільне виконання операцій, пов'язаних з їх установкою або зняттям і вивіркою елементів конструкцій, стійкість елементів конструкцій до їх закріплення у відповідності з проектом, ремонтнопригодність і взаємозамінність вузлів і деталей.

Важливе значення для забезпечення безпеки монтажних робіт відіграє вибір такелажних приладів, вантажозахватних пристроїв і приладів для підйому будівельних конструкцій, їх вивірки і закріплення. Конструкція строп мають забезпечувати повну безпеку і зручність при роботі, а також можливість швидкої строповки і розміщення вантажів.

Техніка безпеки при роботі на висоті

Нещасні випадки при будівельно-монтажних роботах мають місце в результаті падіння людей в процесі їх підйому на висоту та спуску. Висотними вважаються роботи які виконуються на висоті 5 м від поверхні землі, перекриття чи тимчасового настилу. Організація безпечної роботи на висоті залежить від методів безпечного підйому, умов безпечного проходу на монтажні підмости, забезпечення монтажних вузлів зручними робочими майданчиками. Підмости, площадки з огороженнями встановлюються на конструкціях до початку їх підйому на висоту.

Організація безпечних умов праці на робочих місцях ведеться по двом напрямкам: влаштування захисних огорожень робочих місць і застосування

індивідуальних засобів захисту у вигляді запобіжних поясів, які прикріплюються до стійких деталей і елементів раніше змонтованих конструкцій.

Всі основні елементи захисних огорожень розраховуються на міцність, а огороження в цілому на стійкість від дії рівномірно розподіленого горизонтального і вертикального навантаження 400 Н/м, прикладеного на поручень.

Крім того застосовуються огороження у вигляді захисних сіток із синтетичних матеріалів для уловлення падаючих предметів.

Техніка безпеки при мурувальних роботах

Виробничі території і ділянки робіт в населених пунктах чи на території організації для уникнення доступу сторонніх осіб мають бути огорожені.

Конструкції захисних огорожень мають відповідати наступним вимогам:

- висота огороження виробничих територій має бути не менше 1,6 м, а ділянок робіт – не менше 1,2 м;
- огороження, прилеглі до місць масового проходу людей повинні мати висоту не менше 2 м і бути обладнаними суцільним захисним козирком;
- козирок має витримувати дію снігового навантаження, а також навантаження від падіння одиночних мілких предметів;
- огороження не повинні мати отворів, крім воріт і хвірток, контрольованих на протязі робочого часу, які повинні зариватись по його закінченню.

Матеріали, вироби, конструкції і обладнання при складуванні на будівельному майданчику і робочих місцях мають складатися наступним чином:

- цегла в пакетах на піддонах – не більш ніж в два яруси, в контейнерах – в один ярус, без контейнерів – висотою не більш як 1,7 м;
- фундаментні блоки і блоки стін підвалу – в штабель висотою не більше 2,6 м на підкладках і з прокладками;
- стінові панелі – в касети чи піраміди (панелі перегородок – в касети

вертикально).

Електробезпека

Електроенергія використовується в будівництві для електроприводу, освітлення зварки та інших видів робіт.

Електротравми і порушення роботи електрообладнання можна розділити на три групи:

- пов'язані з проходженням електричного струму через тіло людини;
- електротравми, при яких не виникає електричної дуги через тіло людини (опіки, механічні травми, засліплення електричною дугою та ін.);
- змішані.

Причинами електротравм можна назвати:

- порушення правил влаштування електроустановок, правил технічної експлуатації (ПТЕ), а також вимог розділу «Техніка безпеки на будівництві»;
- неправильна організація праці;
- робота вантажопідійомних і земляних машин в зонах ліній електропередач;
- торкання до металевих не струмопровідних частин обладнання, що виявились під струмом внаслідок несправностей ізоляції;
- виконання заземлення пристрою з порушенням технологічних умов, відрив заземлюючого провідника, невиконання необхідного за правилами повторного заземлення нульового дроту;
- використання несправного електрообладнання, електроінструментів, дротів, кабелів;
- використання електрообладнання, що не відповідає умовам напруги, помилкова подача напруги;
- виконання електромонтажних і ремонтних робіт під напругою, заміна несправних ламп;
- використання марок дротів і кабелів що не відповідають умовам

будівельного виробництва і напрузі, низька якість з'єднань після ремонту;

- ремонт відірваного нульового дроту повітряної лінії при не вимкненій мережі однофазного навантаження;
- напруга декількох споживачів від загального пускового пристрою з захистом запобіжниками, розрахованими на відключення самого потужного з них;
- недооцінка необхідності відключення електроустановки в неробочий час;
- виконання робіт без засобів індивідуального електрозахисту чи використання захисних засобів які не пройшли випробування;
- невиконання періодичних випробувань заземлюючих пристроїв та ін.

Виникнення електротравм найчастіше пов'язане з:

- однофазним дотиком неізолюваної від землі (основи) людини до неізолюованих частин електроустановок, які знаходяться під напругою;
- одночасним дотиком людини до двох неізолюованих фаз електроустановок, які знаходяться під напругою;
- дією атмосферного струму при газових розрядах;
- дією електричної дуги;
- звільненням людини, що знаходиться під струмом.

Безпека обслуговування електроустановок зводиться до наступних заходів:

- підтримка необхідного стану ізоляції у всіх її елементах;
- забезпеченні недоступності електричних мереж;
- використання ізолюючих основ;
- виконання корпусів машин з ізолюючих матеріалів;
- використання пристроїв, розрахованих на живлення від мереж з напругою 42 В і нижче;
- блокування апаратів пуску при помилкових включеннях;
- використання захисних огорож;

- заземлення корпусів електрообладнання;
- використання пристроїв надійного і швидкого автоматичного відключення частин електрообладнання, що випадково опинилося під дією напруги.

Техніка безпеки при застосуванні будівельних машин і механізмів

При будівництві використовуються найрізноманітніші види будівельних машин і механізмів. Основними будівельними машинами є монтажний кран, екскаватор, бульдозер, підйомники. Однак, в деяких випадках робота цих машин пов'язана з виробничою небезпекою, що потребує підвищених заходів безпеки.

Стійкість стаціонарних машин (бетонозмішувачів, дробилок, і т. д.) забезпечується за рахунок правильного їх встановлення на надійну основу в строго горизонтальному і вертикальному положенні. При необхідності останні закріплюють до фундаментів за допомогою болтових з'єднань (анкерів).

Втрата стійкості призводить до перекидання машини, викликає важкі нещасні випадки і веде до матеріальних втрат.

В реальних умовах експлуатації вантажопідйомних кранів на будівельному майданчику моменти перекидальних сил від дії додаткових навантажень не постійні по величині, змінюються в часі і можуть перевищувати розрахункові значення.

Основні фактори, що призводять до втрати стійкості будівельних кранів: перевантаження кранів, тобто положення коли суми моментів сил, які утримують кран в стані рівноваги, до суми моментів сил, які намагаються його перевернути, стають менше коефіцієнта стійкості; динамічна дія вітрового навантаження на кран (наприклад, різке гальмування). Можливий також і спільний вплив вказаних факторів в різних комбінаціях.

Для запобігання аварійних ситуацій служать пристрої і прилади безпеки. Захисні засоби призначені для відключення агрегатів і машин при відхиленні якого-небудь параметра за межі допустимих значень. Прилади і пристрої безпеки по їх призначенню поділяються на наступні:

- обмежувачі руху (висота підйому вантажу, пересування крана,

- обертання крана, вильоту стріли);
- пристрій, що забезпечує стійкість машин (обмежувачі вантажопідйомності і вантажного моменту, виносні опори);
 - прилади, які контролюють стан стійкості (анемометри, вказівники вильоту стріли, вказівники кранів);
 - прилади, освітлення і сигналізації (прилади звукової сигналізації).

При роботі на кранах робота повинна припинятися при швидкісному напорі вітру вище 250 Па. Напор вітру в районі роботи крана визначає крановщик по анемометру (вітроміру), автоматично вмикаючи сирену при досягненні швидкості вітру, при якій припиняється робота крана.

Вантажопідйомні машини, які знаходяться в експлуатації, проходять технічну перевірку не рідше ніж раз через рік їх роботи.

Статичне випробування кранів при першій перевірці, а також після монтажу на новому місці проводять при навантаженні, на 25% більшому ніж їх вантажопідйомність. При періодичних випробуваннях – при навантаженні на 10% більшому ніж вантажопідйомність. Після статичних проводяться динамічні перевірки навантаженням на 10% більше вантажопідйомності крана.

Вантажозахватні пристрої і тару до пуску в роботу оглядають і перевіряють навантаженням на 25% більше їх номінальної вантажопідйомності. Перевірені канати, ланцюги і інші допоміжні пристрої оснащують бірками і клеймами.

Всі будівельні машини, які знаходяться в експлуатації, мають інструкцію по експлуатації, а також паспорта і інструкції на окремі частини, вузли та агрегати.

7.3. Забезпечення пожежної і вибухової безпеки в розробленому проекті

До роботи з проєктованим об'єктом допускаються особи інженерно-технічного складу, що вивчили проєктований пристрій, інструкцію і склали залік по техніці безпеки і по пожежній безпеці.

Відповідно до ДСТУ 12.1.004-91 пожежна безпека об'єкта повинна забезпечуватися:

- 1) системою запобігання пожежі;
- 2) системою протипожежного захисту;
- 3) організаційно-технічними заходами.

Небезпечними факторами пожежі, що впливають на людей, є відкритий вогонь і іскри; підвищена температура навколишнього середовища, предметів і т.п.; токсичні продукти горіння; дим; знижена концентрація кисню; падаючі частини будівельних конструкцій, агрегатів, установок і т.п.; небезпечні фактори вибуху (ДСТУ 12.1.010-76).

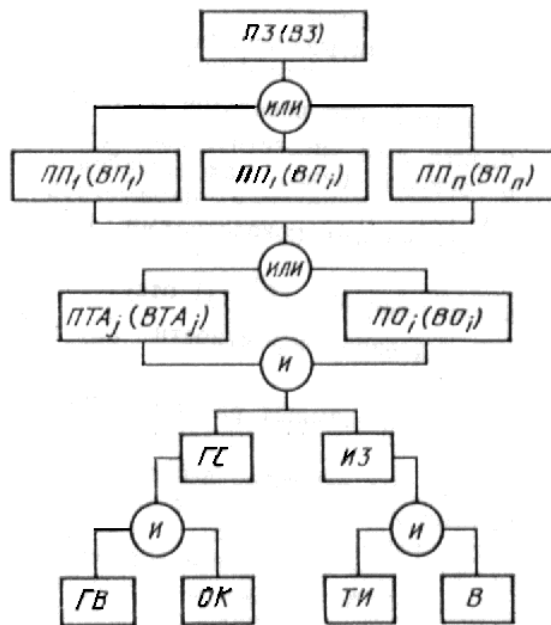


Рис. 7.2. Загальний вид структурної схеми виникнення пожежі вбудинку.

Вимоги до системи запобігання пожежі. Запобігання пожежі повинне досягатися двома способами:

- запобіганням утворенню пального середовища;
- запобіганням утворенню в пальному середовищі (або внесення в неї)

джерел запалювання.

Запобігання утворенню пального середовища повинне забезпечуватися:

- максимально можливим застосуванням непальних і важкопальних речовин і матеріалів;

- обмеженням маси або обсягу палих речовин, матеріалів і найбільш безпечним способом їхнього розміщення;
- ізоляцією пального середовища;
- підтримкою концентрації палих газів, пар, суспензій або окислювача в суміші поза межами їхнього запалення;
- максимальною механізацією й автоматизацією технологічних процесів, зв'язаних з перекачуванням палих речовин;
- установкою пожежонебезпечного устаткування по можливості в ізольованих приміщеннях або на відкритих площадках;
- застосуванням ізольованих відсіків, камер, кабін і т.п.

Запобігання утворення в пальному середовищі джерел запалювання повинне досягатися:

- застосуванням машин, механізмів, устаткування, пристроїв, при експлуатації яких не утворюються джерела запалювання;
- застосуванням електроустаткування, що відповідає пожежонебезпечній і вибухонебезпечній зонам, групі і категорії вибухонебезпечної суміші відповідно до вимог Правил пристрою електроустановок;
- застосуванням технологічного процесу й устаткування, що задовольняє вимогам електростатичної і іскробезпеки за ДСТУ 12.1.018-86;
- підтримкою температури нагрівання поверхонь машин, механізмів, устаткування, пристроїв, речовин і матеріалів, що можуть ввійти в контакт із палим середовищем, нижче гранично припустимої, складової 80% від найменшої температури самозапалювання пального;
- ліквідацією умов для теплового, хімічного і (або) мікробіологічного самозаймання речовин, що звертаються, матеріалів, виробів і конструкцій;
- виконанням встановлених правил пожежної безпеки.

Пожежна безпека об'єкта забезпечується також обмеженням маси і (або) обсягу палих речовин і матеріалів, а також найбільш безпечним способом їхнього розміщення.

Загальні вимоги до пожежної та вибуховопожежної безпеки об'єктів усіх галузей народного господарства приведені в ДСТУ 12.1.004-85. Групу

займистості будівельних матеріалів визначають відповідно до СТ СЕВ 2437-80 і СТ СЕВ 382-76.

Для оцінки пожежовибуховонебезпечності всі речовини розділені по агрегатному стані на гази, рідини і тверді. Тверді речовини в тонкоподрібненому стані виділені в самостійну групу – групу пилів.

При оцінці пожежовибуховонебезпечності до газів відносять речовини, абсолютний тиск пар яких при температурі 50 °С дорівнює або перевищує 300 кПа або критична температура яких менш 50 °С; до рідин – речовини з температурою плавлення (каплепадіння) менш 50 °С; до твердих – речовини з температурою плавлення (каплепадіння) від 50 °С и вище; до пилів – диспергировані тверді речовини з частками розміром менш 850 мкм.

По горючості речовини і матеріали підрозділяються на три групи:

непальні (неспалені) – речовини і матеріали, здатні до горіння в повітрі;

важкогорючі (важкозгоряючі) – речовини і матеріали, здатні займатися в повітрі від джерела запалювання, але не здатні самостійно горіти після видалення джерела запалювання;

пальні (спаленні) – речовини і матеріали, здатні самозайматися, а також займатися від джерела запалювання і самостійно горіти після його видалення.

Дані про горючість використовують при визначенні категорій виробництв по вибуховій, вибуховопожежній і пожежній небезпеці, класів вибухонебезпечних і пожежонебезпечних зон, при розробці заходів для забезпечення пожежної безпеки.

8. ОХОРОНА НАВКОЛИШНЬОГО СЕРЕДОВИЩА

8.1 Аналіз впливу техногенних чинників на навколишнє природне середовище у м. Кременчук при будівництві житлового будинку.

Оцінка впливу на навколишнє середовище при будівництві багатоповерхової будівлі складалася відповідно до вимог державних будівельних норм ДБН А.2.2-1-2003, що включає в себе заходи щодо:

- охорони здоров'я та життєдіяльності людини;
- охорона атмосферного повітря
- охорони поверхневих і підземних вод;
- охорони рослинного і тваринного світу;
- охорони поверхневих і підземних вод;
- охорони ґрунтів;
- охорони пам'яток архітектури;
- охорони об'єктів техногенного середовища і т.п.

Техногенні фактори, які впливають на навколишнє середовище відповідно проекту, можуть мати короткостроковий або довгостроковий, стратегічний або локальний, вторинний або первинний, безпосередній або посередній вплив.

Впливи факторів на навколишнє середовище проектного торговельного комплексу є постійні, які супроводжують об'єкт протягом всього терміну будівництва і експлуатації (накопичування сміття); тимчасові, що впливають на навколишнє середовище незначний період (наприклад забруднення повітря при зварюванні металевих конструкцій);

такі, що виправляються (піддаються реабілітації, наприклад вирубка дерев навколо комплексу можна завжди виправити їх насадженням) та ін.

Як правило, при розробці котловану руйнується родючий шар ґрунту, та частина землі, що буде зайнята адміністративною будівлею. Тому при розробці котловану, з метою збереження родючого шару ґрунту було прийняте рішення знімати гумус бульдозером і зберігати його до закінчення будівництва.

Після завершення будівництва відбудеться планування вільної від забудови території, а потім на вирівняну територію наноситься раніше знятий і складований родючий шар ґрунту.

На території земельної ділянки, що відведена під забудову знаходяться зелені насадження, що представлені хвойними та листяними деревами: червоний дуб, тополя чорна, береза, клен, ялинка звичайна, акація біла та чагарники форзиції таволги. Загальна кількість зелених насаджень становить 25 дерев та 7 чагарників. Фізіологічний стан даних зелених насаджень переважно добрий та задовільний. Інші зелені насадження на ділянці будівництва відсутні. Узгоджено з державними природоохоронними органами акт на знесення зелених насаджень, внаслідок якого постановлено частину насаджень пересадити, а решту зрізати(див. таблицю 8.1)

Разом підлягає пересадці 7 дерев.

Разом підлягає зруйнуванню 18 дерев і 7 чагарників.

Стягується відновлювальна вартість зелених насаджень:

за дерева- 1779.56 грн

за чагарники- 103.10 грн.

За обсягом відходів у вигляді залишкових будівельних матеріалів, битого скла, невикористаної арматури тощо будівництво посідає друге місце серед забруднювачів навколишнього середовища.

Багато технологічних процесів в будівництві супроводжується виділенням пилу. Виробничий пил не тільки негативно впливає на організм людини, але й погіршує виробничу обстановку (видимість) у межах робочої зони. Будівельний пил утворюється при дробленні, просіюванні бетонної суміші, при транспортуванні та розвантаженні сипких матеріалів, при підготовці поверхні

конструкцій для гідроізоляції та оздоблювальних робіт, роботі землерийних машин, не правильному зберіганні цементу, вапна. Зазвичай будівництво супроводжується великим обсягом відходів від будівництва, частину яких вивозять на звалища.

Приготування бітумних мастик повинно виконуватися за межами будівельного майданчика. Їх завозять в утепленій ємності готовими на будівельні майданчики.

№ п/п	Вид зелених насаджень	Вік років	Діаметр стовбура h-1.3м	Кі-сть, шт.	Якісний стан насадження(добрий, задовільний, не задовільний)	Підлягає зрізанню чи пересадці	Відновлювальна вартість, грн.
1	Ялина звичайна	30	18	2	задовільний	зрізуванню	84,40
2	Ялина звичайна	30	16	2	задовільний	пересадити	75,30
3	Ялина звичайна	30	28	1	задовільний	зрізуванню	150,70
4	Червоний дуб	5	10	1	Добрий	пересадженню	260,70
5	Червоний дуб	7	15	1	Добрий	зрізати	280,90
6	Тополя чорна	20	26	2	задовільний	зрізати	146,50
7	Тополя чорна	20	34	1	Добрий	зрізати	161,20
8	Береза	15	16	2	Добрий	пересадженню	70,28

9	Акація біла	10	10	2	Добрий	пересадженню	90,80
10	Акація біла	10	12	2	задовільний	зрізати	100,20
11	Клен	20	30	3	задовільний	зрізати	153,80
12	Клен	20	34	2	задовільний	зрізати	161,20
13	Клен	20	20	2	задовільний	зрізати	43,58
14	Таволга	15	-	3	задовільний	зрізати	43,40
15	Таволга	15	-	4	задовільний	зрізати	86,70

Таблиця 8.1

Під час проведення будівельних робіт завжди утворюються і накопичуються у вигляді битого скла і скловолокна. Склобій і відходи скловолокна доставляють на заводи по переробці скла. Це ж саме відбувається з відходами арматури та профілів металопрокату, а також з відходами бетонних виробів, які використовуються для виробництва нового залізобетону. Відходи залізобетону використовуються при заливанні опалубок замість компонентів бетону(щебінь).

Лом і відходи чорних та кольорових металів накопичуються на будівельному майданчику (обрізки арматури, прокату, банки та бочки з під фарб) відправляються в металобрухт. На сьогоднішній день металобрухт являється важливим сировинним матеріалом в металургійній промисловості.

8.2 Оцінка впливу техногенних чинників від об'єкту на навколишнє середовище та визначення рівня забруднення повітря CO₂

При виконанні будівельно-монтажних робіт використовується велика кількість машин і механізмів. При цьому відбувається забруднення повітря вихлопними газами через не повне згорання палива.

Для визначення ступеню забруднення довкілля користуються гранично допустимою концентрацією (ГДК) – показник безпечного рівня вмісту шкідливих речовин в навколишньому середовищі. ГДК відповідає максимальній кількості шкідливої речовини в одиниці об'єму або маси, яка при щоденному впливі протягом необмеженого часу не викликає будь-яких змін в організмі

людини і несприятливих спадкових змін у потомства, а також не призводить до порушення нормального відтворення основних ланок екологічної системи природного об'єкта.

Визначаємо санітарно-захисну зону враховуючи місце розташування об'єкта будівництва для зменшення шкідливих впливів від автотранспорту на організм людини.

$$CO_{\max}=(7,33+0,026N) \cdot k_1 k_2 \quad (8.1)$$

Формула 8.1- формула Рябініна

CO_{\max} – концентрація CO біля автодороги m^2/m^3 повітря;

N – інтенсивність руху автотранспорту;

k_1 - коефіцієнт обміну складу автотранспортного потоку та його середня швидкість

k_2 - коефіцієнт обміну повздожнього ухилу, який при схилі менше 10%=1.

Інтенсивність руху автотранспорту біля проектного бізнес- центру з 9 до 10 години становить в середньому 500 машин 50 з яких вантажні, $W=10\%$, $k_1=0,56$

$$CO_{\max}=(7,33+0,026 \cdot 500) \cdot 0,56 \cdot 1=11,4 \text{ мл/м}^3$$

$$CO_x = 0,5 \cdot CO_{\max} - 0,1x \quad (9.2)$$

$$X = \frac{0,5 CO_{\max} - CO_x}{0,1}; \quad CO_x(\text{ГДК})=3 \text{ мг/м}^3$$

$$X = \frac{0,5 \cdot 11,4 - 3}{0,1} = 27 \text{ м};$$

X – ширина санітарно-захисної зони.

Відповідно до розрахунків, відстань від дороги до будівлі достатня для того, щоб шкідливі забруднення були не значні(у проекті відстань до дороги 50м)

8.3 Методи й засоби захисту навколишнього середовища від впливу техногенних чинників при будівництві житлового будинку в м. Кременчук.

При проведенні будівельних робіт, щоб звести до мінімуму забруднення повітря навколишнього середовища, будуть застосовані новітні технології, найсучасніші інструменти, станки, машини (для монтажу металокопункцій баштовим краном КС5473). Так, наприклад, для розрізання цегли, мармурових плит та кам'яних виробів на будівельному майданчику буде використовуватися

станок фірми “Інпром” . На відміну від інших, в ньому охолодження алмазного диску відбувається за рахунок води, яка подається вмонтованим насосом. За рахунок води відбувається не тільки охолодження алмазного диска, а й змочування матеріалу, який розрізається внаслідок чого не буде відбуватися пилоутворення. Також для закріплення колон в фундамент будуть використовуватися болти фірми “Hilti”, які є само нарізними або хімічними, що не потребують свердління отворів для установки, що в свою чергу теж зменшить пилоутворення. Для зварювання сталевих конструкцій використовуються електроди типу Є42, які є найбільш безпечними для повітря.

Для зниження негативного впливу на навколишнє середовище передбачені наступні заходи:

- випуск на лінію технічного справного рухомого складу, звертаючи особливу увагу на двигун, систему змащення, ущільнення вузлів та механізмів;
- використання на автомобілях якісних по призначенню паливо-мастильних матеріалів, спеціальних рідин;
- дотримуватись діючих норм і правил скиду стічних вод в каналізацію;
- своєчасне виявлення автомобілів, які мають підвищений викид токсичних речовин та підвищену димність відпрацьованих газів.

При розробці дипломної роботи дотримані всі норми по охороні навколишнього середовища, а також вимоги санітарно-гігієнічних норм і правил Мінздраву. При проектуванні розроблений ряд заходів по виконанню будівельних робіт щодо мінімізації негативного впливу на навколишнє середовище та на життєдіяльність людини:

- родючий шар ґрунту зняти і скласти у відведеному місці для подальшого використання при благоустрої;

прокладання тимчасових доріг для руху будівельної техніки і вантажного автотранспорту;

- рекультивация зовнішніх ділянок ґрунту;
- відвід мінімально необхідних для виробництва будівельних робіт допоміжних площ;

– організація єдиного смітника для сміття і твердих відходів з подальшим їх вивезенням і утилізацією;

- максимальне збереження дерев, великих чагарників, упорядковуючи їх і використовуючи для відпочинку персоналу адміністративної будівлі;
- передбачена система пожежогасіння.
- використовуються при будівництві екологічно чисті і безвідходні технології (утилізація сміття, вторинне використання матеріалів, справний автотранспорт).
- злив паливно-мастильних матеріалів тільки в спеціально оснащені та відведені для цих цілей ємності з подальшим вивезенням для переробки та утилізації;
- приготування бітумних мастик здійснювати за межами будівельних майданчиків. При виконанні покрівельних і гідроізоляційних мастик їх завозять в утепленій ємності в готовому вигляді;
- під час експлуатації будинку буде застосоване новітнє освітлювальне обладнання на світлодіодах з метою економії електроенергії, що дозволить заощадити природні ресурси.
- контроль технічного стану транспорту, що працює на буд майданчику;
- устрій огорожувальних, запобіжних заходів від механічних заходів;
- устрій побутових приміщень для обслуговуючого персоналу відповідно до групи виробничих процесів;
- устрій робочого, аварійного й евакуаційного освітлення;
- для захисту від пилу розмістив склади сипучих матеріалів з підвітряного боку. Дотримуюсь правил зберігання і технології використання сипучих матеріалів.

Захист від пилу здійснюється за допомогою будівельної сітки розміщення складів сипучих матеріалів, дробильних установок та обладнання згідно з розою вітрів по напрямку найменшого вітрового тиску та ізольовано від інших робочих місць. Потрібно дотримуватись правил зберігання і технології використання сипучих матеріалів.

На даному будівництві розміщені контейнери для збору відходів та будівельного сміття з подальшим вивезенням в місця утилізації відходів.

Висновки: на даному об'єкті будівництва, я використав максимально безпечні для охорони навколишнього середовища, засоби та технології. Використав справні автомобілі та механізми. На території будівництва максимально зберіг зелені насадження (пересаджено: ялинки, дуби, акації, берези). Об'єкт будівництва розташував на безпечній відстані, що становить 50 метрів, це забезпечує здоров'я людей від вихлопних газів автомобілів.

ВИСНОВКИ

В архітектурній частині розглядалися основні конструктивні елементи будівлі. Проаналізовано призначення запроектованого торгово-розважального комплексу, інженерно-геологічні та гідрогеологічні умови району будівництва, а також архітектурні рішення. Також розглянуто внутрішній водопровід і каналізацію, опалювання і вентиляцію, електропостачання та електроустаткування. Розроблено: фасади, розрізи, плани поверхів, геологічні розрізи.

В розрахунково-конструктивній частині були проведені розрахунки несучих залізобетонних конструкцій: колона, балка, плита а також всієї будівлі вцілому за допомогою програмного комплексу ЛПА.

В науковому розділі регулювання технічного стану конструкцій в період експлуатації можливе двома шляхами: уточненням області якості через вивчення фактичної роботи конструкцій чи скорочення числа ПЕП (з урахуванням конкретних умов експлуатації) та підвищенням експлуатаційних показників. Розроблена методика визначення величини прогину з урахуванням передісторії навантаження базується на загальноприйнятих передумовах (гіпотеза плоских перерізів, повна діаграма деформування матеріалів, теорія пружно-повзучого тіла) і дає можливість прогнозувати прогини.

При регулюванні технічного стану на основі запропонованої моделі експлуатації, що базується на апостеріорній інформації,

встановлюються такі запаси ПЕП, які гарантують наперед заданий ресурс системи окремої конструкції чи будівлі або споруди в цілому.

В розділі технологія будівельного виробництва було вивчено науково-теоретичні положення сучасної технології будівельного виробництва і оволодіння практичними методами проектування технологічних процесів.

В розділі організація будівництва були представлені основні методи виробництва робіт: земляні роботи, монтажні роботи, обробні роботи. Проводився вибір монтажних механізмів та розрахунок основних будівельних потреб:

- розрахунок чисельності персоналу будівництва;
- визначення складу тимчасових будівель і споруд;
- розрахунок потреб в складських площах;
- розрахунок потреби у воді;
- розрахунок потреби в електроенергії;
- розрахунок потреб в транспортних засобах.

Також був розроблений і проаналізований будівельний генеральний план .

Приведені основні рішення по охороні праці та навколишнього довкілля.

СПИСОК ВИКОРИСТАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ

1. ДБН В.1.2-14-2008 Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ.Київ. Мінрегіонбуд України 2009,с.15.
2. ДБН В.2.2-23:2009 Будинки і споруди. Підприємства торгівлі.Київ. Мінрегіонбуд України 2009,с.15.
3. ДБН В.1.2-2:2006Навантаження і впливи. Норми проектування Київ. Мінбуд України 2006,с.75.
4. ДБН В.2.6-163:2015 Сталеві конструкції. Норми проектування, виготовлення і монтажу.Київ. Мінрегіонбуд України 2015,с.202.
5. ДСТУ Б В. 1.2-3:2006 Прогини і переміщення. Київ. Мінрегіонбуд України 2006,с.60.
6. ДБН В.2.1-10-2009 Основи та фундаменти споруд. Осовні положення проектуванняКиїв. Мінрегіонбуд України 2009,ст.161.
7. ДСТУ Б.В.2.1-2-96 Ґрунти. Класифікація.Київ,2007р.,47 с.
8. ДСТУ Б.В.2.1-5-96 Ґрунти. Методи статистичної обробки результатів випробувань.Київ,1996р.50с.
9. ДБН В.2.1-10-2009 Основи та фундаменти споруд. Осовні положення проектування. Зміна №1.Київ,2011р.,57 с.
10. Положення про безпечну та надійну експлуатацію будівель та споруд №33/228 від 27.11.1997р.167с.

11. ГОСТ 23407-78 Ограждения инвентарные строительных площадок и участков производства строительного-монтажных работ. Технические условия.
12. ГОСТ 12.0.003 – 74 Небезпечні та шкідливі виробничі фактори. Класифікація.
13. Правила будови і безпечної експлуатації вантажопідіймальних кранів.
14. ДБН А3.2 -2-2009 Охорона праці і промислова безпека в будівництві.
15. ГОСТ 12.1.019-79 Система стандартів безпеки праці. Електробезпека.
16. ГОСТ 12.1.004-91 Пожежна безпека. Загальні вимоги.
17. ГОСТ 12.1.018-86 Система стандартів безпеки праці. Пожаровзривобезпека статического електричества. Общие требования.
18. ДБН Д.1.1 - 1 – 2000 Правила визначення вартості будівництва
19. ДСТУ Б А.2.4-7:2009 Правила виконання архітектурно-будівельних робочих креслень.
20. ДСТУ Б А.2.4-2:2009 Умовні позначки і графічні зображення елементів генпланів.
21. ДБН В.2.6-31:2006. Теплова ізоляція будівель.-К.: Мінбуд України, 2006.
- 65 с.

ДОДАТКИ