

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ

НАЦІОНАЛЬНИЙ АВІАЦІЙНИЙ УНІВЕРСИТЕТ

ФАКУЛЬТЕТ АРХІТЕКТУРИ БУДІВНИЦТВА ТА ДИЗАЙНУ

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: «Визначення і керування технічним станом будівель та споруд»

Виконала: Тимошенко Крістіна Русланівна

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 _____ Тимошенко Крістіна Русланівні _____

Курс _____ другий _____ група _____ 204 _____

Спеціальність _____ Промислове і цивільне будівництво _____ .

Шифр _____ 192 _____

1. Тема роботи « Визначення і керування технічним станом будівель та споруд» _____

2. Спеціальна частина, НДР: _____

Тему роботи затверджено наказом ректора університету

Від “__” листопада 2020 р. за № _____

3. Вихідні дані до роботи

3.1. Характеристика будинку : житловий будинок. Висота комплексу – 24 поверхів.

3.1.1. Призначення будинку та технологічна потужність: житловий будинок з внутрішніми інженерними мережами і спорудами, що забезпечують функціонування будинку, _____

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. Київ _____

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 підшви 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 пилуватого				0,5-1,7

Гідрогеологічні умови ділянки характеризуються наявністю ґрунтових вод з глибини 4.4 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 роки

4. Зміст розрахунково-пояснювальної записки і графічної частини проекту

4.1. Вступ розвиток застосування залізобетонних конструкцій

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

4.3. Архітектурний розділ Опис архітектурно-будівельного рішення багатопверхового будинку Обсяг графічного матеріалу 6 листів

4.4. Розрахунково-конструктивний розділ Розрахунок несучої здатності колони, профнастилу, прогону, ригеля, розрахунок будівлі в ПК МОНОМАХ

Обсяг графічного матеріалу 3 листів

4.5. Основи і фундаменти фундамент мілкового залягання на природній основі

Обсяг графічного матеріалу 1 лист

4.6. Технологія будівництва Технологія монтажу будівельних конструкцій

Обсяг графічного матеріалу 1 лист

4.7. Організація будівництва генеральний план будівництва багатопверхового монолітно-каркасного 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: — Визначення і керування технічним станом будівель та споруд

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 | Лапенко О.І. _____ |
| • Охорона навколишнього середовища | Лапенко О.І. _____ |
| • 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 _____

/Тимошенко К. /

ЗМІСТ

Вступ.....	
1. Аналітичний огляд.....	
2. Науково-дослідна частина Визначення і керування технічним станом будівель та споруд	
2.1. Оцінювання технічного стану	
2.2. Прогнозування технічного стану	
2.3. Регулювання технічного стану	
2.3.1. Підсилення конструкцій	
2.3.2. Розширення допустимих значень показників експлуатаційної придатності	
2.4. Висновки за розділом	
3. Архітектурна частина.....	
3.1. Вихідні дані для проектування	
3.2. Генеральний план ділянки	
3.3. Архітектурно-планувальні рішення	
3.3.1. Загальні положення.....	
3.3.2. Функціональний процес.....	
3.4. Архітектурно-конструктивне рішення	
3.5. Ліфтове устаткування.....	
3.6. Інженерно-технічне устаткування	
3.7. Оздоблення.....	
3.8. Телебачення і телефонізація.....	
3.9. Теплотехнічний розрахунок огорожувальних конструкцій стін	
4. Розрахунково-конструктивна частина.....	
4.1. Розрахунок просторової моделі 24-х поверхової житлової будівлі в програмному комплексі «МОНОМАХ 2013»	
4.1.1. Вихідні дані для розрахунку.....	
4.2. Розрахунок плити перекриття 24-х поверхової житлової будівлі.....	

4.2.1. Розрахунок конструкцій за деформаціями.....	
4.2.2. Вихідні дані для розрахунку монолітного залізобетонного перекриття.....	
4.2.3. Розрахунок переkritтя на міцність.....	
4.2.4. Результати розрахунку плити переkritтя в ПК «МОНОМАХ 2013»	
4.3. Розрахунок балок на останньому поверсі будівлі.....	
4.3.1. Розрахунок балок будівлі.....	
4.3.2. Графічні результати розрахунку балки в ПК «МОНОМАХ 2013»...	
4.4. Розрахунок монолітних колон житлової будівлі.....	
4.4.1. Розрахунок по міцності перерізів, нормальних до подовжньої осі елементу.....	
4.4.2. Збір навантажень на колону.....	
4.4.3. Порівняння результатів розрахунку колони в ПК «МОНОМАХ 2013» і ручного розрахунку.....	
4.4.4. Результати розрахунку колони у ПК «МОНОМАХ».....	
4.5. Розрахунок і конструювання монолітної залізобетонної стіни у ПК «МОНОМАХ».....	
5. Основи та фундаменти.....	
5.1. Інженерно-геологічні умови ділянки.....	
5.2. Розрахунок фундаментної плити у ПК «МОНОМАХ 2013».....	
5.3. Результати розрахунку фундаментної плити в ПК «МОНОМАХ 2013»...	
5.4. Вибір глибини закладання ростверка.....	
5.5. Визначення несучої здатності палі.....	
6. Технічна експлуатація будинку.....	
6.1. Загальні положення.....	
6.2. Спостереження за станом будівель та споруд у період експлуатації.....	
6.3. Огляди будівель та споруд.....	
6.4. Проведення ремонтних робіт.....	
6.5. Обстеження технічного стану будівель та споруд.....	

7. Технологія будівництва.....	
7.1. Загальні положення.....	
7.2. Технологічна карта на земельні роботи.....	
7.2.1. Послідовність та контроль виконання робіт.....	
7.2.2. Техніко-економічні показники та матеріально-технічні потреби техкарти «Земляні роботи».....	
7.3. Технологічна карта на влаштування монолітного перекриття.....	
7.3.1. Визначення обсягів робіт.....	
7.3.2. Вибір монтажних пристосувань.....	
7.3.3. Методи виконання робіт. Монтаж і установка опалубки.....	
7.3.4. Техніко-економічні показники технологічної карти на влаштування перекриття.....	
7.3.5. Контроль якості та прийом готових конструкцій.....	
8. Організація будівництва.....	
8.1. Загальні положення.....	
8.2. Умови виконання робіт.....	
8.3 Вибір і опис методу виконання робіт по зведенню будівлі.....	
8.4. Проектування тимчасових доріг.....	
8.5. Обсяги будівельно-монтажних робіт і визначення трудових витрат.....	
8.6. Об'єктний будівельний план.....	
8.6.1. Розрахунок і проектування складів	
8.6.2. Розрахунок потреб в санітарно-побутових та адміністративних приміщеннях.....	
8.7. Розрахунок потреби в ресурсах	
8.7.1. Розрахунок потреби у воді для потреб будівництва та визначення діаметра труб тимчасового водопроводу.....	
8.7.2. Розрахунок потреби в електроенергії, вибір трансформаторів і визначення перерізу проводів тимчасових електромереж.....	
8.8. Техніко-економічні показники календарного плану.....	

9. Охорона праці.....	
9.1. Небезпечні та шкідливі виробничі фактори при будівництві.....	
9.2. Організаційні та технічні заходи усунення небезпечних та шкідливих виробничих факторів.....	
9.3. Забезпечення пожежної і вибухової безпеки.....	
10. Охорона навколишнього середовища.....	
10.1. Аналіз впливу техногенних чинників впливу нанавколишнє середовище, від споруджуваної будівлі.....	
10. 2. Розрахунок джерел викидів у навколишнє середовище.....	
10.3. Методи і заходи захисту навколишнього середовища на будівельному майданчику.....	
10. 4. Висновок.....	
Висновок.....	
Список використаної літератури.....	
Додатки.....	

ВСТУП

Обсяги будівництва будинків підвищеної поверховості, в тому числі і висотних, як в Україні, так і в світі, з кожним роком значно збільшуються. Пояснюється це, по-перше, нестачею території в економічно перспективних районах, а також необхідністю концентрації адміністративних будівель у фінансових центрах. По-друге, прагненням держав в цілому, і окремих організацій зокрема, показати свою незалежність, рівень наукового, технологічного та економічного прогресу, тобто все те, що уособлюють собою висотні будівлі, як найбільш складні з точки зору проектування. Масове будівництво висотних будівель в Україні почалося порівняно недавно, близько 15 років тому, в той час як світова історія налічує більше ста років. Незважаючи на те, що у вітчизняній практиці будівництва існують висотні будівлі і споруди, збудовані понад 60 років тому – «сталінські висотки», однак, вони з'явилися унікальними об'єктами, зведеними за індивідуальними розробками, котрі ввійшли в нормативні документи, при цьому багато із запропонованих рішень були забуті і загублені. В даний час, відсутність завершеної загальноукраїнської документації, що регламентує проектування висотних будівель, є однією з основних проблем у даній області, що не дозволяє зводити повною мірою надійні висотні будівлі, по всій території нашої держави. Нормативні документи, створені в останнє десятиліття, являють собою практично переписані, зі збільшеними коефіцієнтами запасу міцності, радянські будівельні норми і правила 70–80-х років двадцятого століття, що регламентували будівництво будівель до 25 поверхів, і то при певних "сприятливих" умовах (відсутність сейсмічності, слабких ґрунтів і т.д.) [1].

Актуальність роботи обраного напрямку досліджень полягає, насамперед, у значимості даного питання для вітчизняної будівельної галузі в цілому і для будівельної механіки зокрема, витікає, з одного боку, з щорічного зростаючого обсягу будівництва будинків підвищеної поверховості, та, з іншого боку, необхідністю і актуальністю подальшого розвитку методів їх розрахунку.

При цьому вдосконалення таких методів, тісно пов'язане з подальшими дослідженнями в області моделювання розрахункових схем реальних об'єктів,

шляхом більш детального, всеосяжного і в той же час обґрунтованого обліку факторів, що впливають на формування їх НДС. Оскільки тільки це забезпечить подальший розвиток будівельної механіки, як науки про розрахунок споруд на міцність, жорсткість і стійкість [2].

1. АНАЛІТИЧНИЙ ОГЛЯД

1.1. Аналіз історії дослідження НДС висотних будівель

Роботи щодо масштабного експериментальному дослідженню напружено-деформованого стану (НДС) несучих конструкцій висотних будівель почали проводитися в кінці 1990-х – початку 2000-х рр., що пов'язано з розвитком висотного будівництва по всьому світу (США, країни ЄС, Росія, ОАЕ, Японія, Китай, Сінгапур та ін.). За кордоном ці дослідження базуються на досвіді інструментальних спостережень за об'єктами інфраструктури: мостами, тунелями, дамбами та ін., методика яких до теперішнього моменту відпрацьована і отримані великі масиви даних [3]. Дослідження, присвячені моніторингу великопрольотних мостів, дозволяють вирішувати ряд важливих завдань, основні з яких [4]:

- перевірка розрахункових передумов і параметрів розрахункових моделей для вдосконалення конструктивних рішень майбутніх споруд, а також внесення поправок в нормативну документацію;
- виявлення не передбачених проектом навантажень та реакції з боку споруди на ранніх стадіях його експлуатації для запобігання надзвичайних ситуацій;
- збір даних про стан конструкцій в реальному часі для оцінки безпеки споруд безпосередньо після надзвичайних ситуацій (стихійних лих і ін.);
- збір даних про стан конструкцій для планування візуальних оглядів, інспекцій, планових ремонтів;
- накопичення масивів експериментальних даних для досліджень в області опору споруд вітрових і сейсмічних впливів, проектування нових типів конструкцій і застосування сучасних матеріалів.

В даний час ці завдання стають актуальними і для висотних будівель, проте в даній області проведено значно менше досліджень. Відомі роботи Р. Катценбаха та ін. по інструментальному моніторингу основ і фундаментів висотних будівель, що знаходяться в складних геологічних умовах (м. Франкфурт-на-Майні, Німеччина).

Основним завданням цих досліджень було підтвердження розрахункових передумов, використаних при проектуванні комбінованих плитно-пальових фундаментів.

Масштабні дослідження НДС несучих конструкцій надземної частини висотних будівель почали проводитися в останнє десятиліття. Одна з найзначніших робіт – це пілотний проект моніторингу висотних будівель в Сінгапурі, який стартував у 2001 році [5], за яким вже отримано ряд багатообіцяючих результатів.

1.2. Моніторинг НДС висотних будівель. Важливість зіставлення розрахункових і експериментальних даних при дослідженні НДС

Одним з найважливіших етапів дослідження НДС конструкцій висотних будівель є зіставлення розрахункових і експериментальних даних [1], який включає в себе вирішення наступних завдань:

- адекватне моделювання ґрунтової основи;
- облік зміни параметрів будівлі під час будівництва та введення в експлуатацію (зміна властивостей матеріалів в часі і під навантаженням, стадійність прикладання навантажень, трансформація розрахункової схеми);
- облік температурних факторів.

Питання моделювання ґрунтової основи висотних будівель докладно розглядаються в роботах Крижановського та Безволева [5,6]. Облік температурних факторів здійснюється в процесі обробки даних системи моніторингу за рахунок введення відповідних поправок. Можливість обліку стадійності прикладання навантажень і трансформації розрахункової схеми в процесі зведення будівлі залежить від застосовуваного розрахункового комплексу. Ця функція реалізована в розрахункових комплексах, що застосовуються в Україні та країнах СНД [7]. Облік зміни деформаційних характеристик залізобетону в часі і під навантаженням пропонується здійснювати в процесі перерахунку напружень, отриманих з пружного розрахунку комп'ютерної моделі будівлі, в деформації конструкції в кожен конкретний період часу. При цьому використовується спрощений метод для

визначення пластичних деформацій бетону [8]. На підставі рішення цих приватних завдань отримана методика зіставлення прогнозованого НДС несучих конструкцій висотних будівель з даними, отриманими в процесі моніторингу. Методика застосовується при науково-технічному супроводі моніторингу висотних будівель, здійснюваному ОАО «ЦНИИЭП жилых и общественных зданий». Зокрема, методика випробувана і показала хороші результати при обробці результатів моніторингу висотного 43-поверхового житлового будинку за адресою: м. Москва, вул. Дибенко, б. 38 (рис. 1.1).

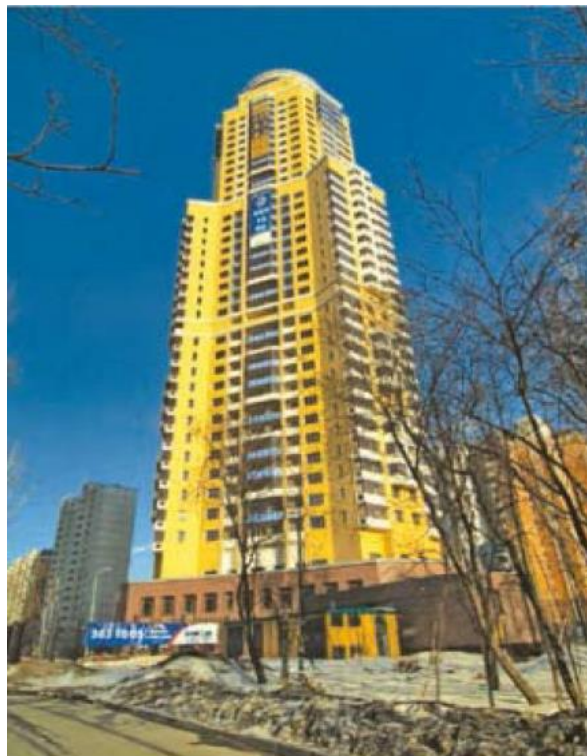


Рис. 1. 1. Висотна житлова будівля

Будівля обладнана сучасною комплексною системою інструментального моніторингу НДС несучих конструкцій, яка включає в себе датчики відносних деформацій у фундаментній плиті і в стінах 1-го поверху. Ця система вже дозволила отримати детальні за часом і статистично значущі масиви даних про стан конструкцій [9]. Для отримання розрахункових параметрів НДС: поздовжніх сил і згинальних моментів була складена розрахункова модель будівлі, до кожної конструкції, обладнаної датчиками системи моніторингу, був «прив'язаний» кінцевий елемент цієї

моделі. Опис взаємодії будівлі з ґрунтовим основою в основній розрахунковій моделі здійснювалося за допомогою ітеративного алгоритму Шварца, що дозволяє обчислювати змінні за площею фундаментної плити, коефіцієнти жорсткості. Для обліку фактора зведення будівлі було прийнято 11 етапів зведення з кроком в 5 поверхів, на яких прикладалися нормативні навантаження від власної ваги несучих залізобетонних і зовнішніх огорожувальних конструкцій, а також 2 стадії, які моделювали навантаженість перекриттів постійними навантаженнями від оздоблювальних шарів і корисними навантаженнями. Такий порядок побудови розрахункової моделі і її навантаження відображає фактичний графік будівництва житлового будинку. Вибір кроку по часу зведення в 5 поверхів обумовлений проведеним раніше аналізом даних моніторингу для інших висотних будівель.

Ця методика дозволила побудувати розрахункові графіки зміни відносних деформацій в несучих конструкціях в процесі будівництва та експлуатації будівлі, які відображають прогнозована зміна НДС конструктивних елементів і роботу будівлі в цілому.

Розрахункові графіки, отримані з урахуванням всіх перерахованих вище факторів, що впливають на формування та зміну НДС несучих конструкцій висотної будівлі, близькі до графіків, побудованим на підставі даних системи моніторингу як якісно, так і кількісно. Це дозволяє прийняти обґрунтоване рішення про відповідність роботи будівлі проекту.

Проведене зіставлення результатів дозволяє виявити невідповідності прогнозованого і дійсного НДС несучих конструкцій, які виникають внаслідок припущень, закладених в комп'ютерну модель будівлі. Виділимо на експериментальних графіках деформацій стін (рис.1.2) деякі особливості: стрибкоподібна зміна значень відносних деформацій у стінах 1-го поверху під час призупинення будівництва з розкидом значень до 25% від середнього рівня; «запізнення» експериментального графіка деформацій в порівнянні з розрахунковим; перевищення експериментальної швидкості росту деформацій у деяких конструкціях (наприклад, в стіні С3) над прогнозованою швидкістю.

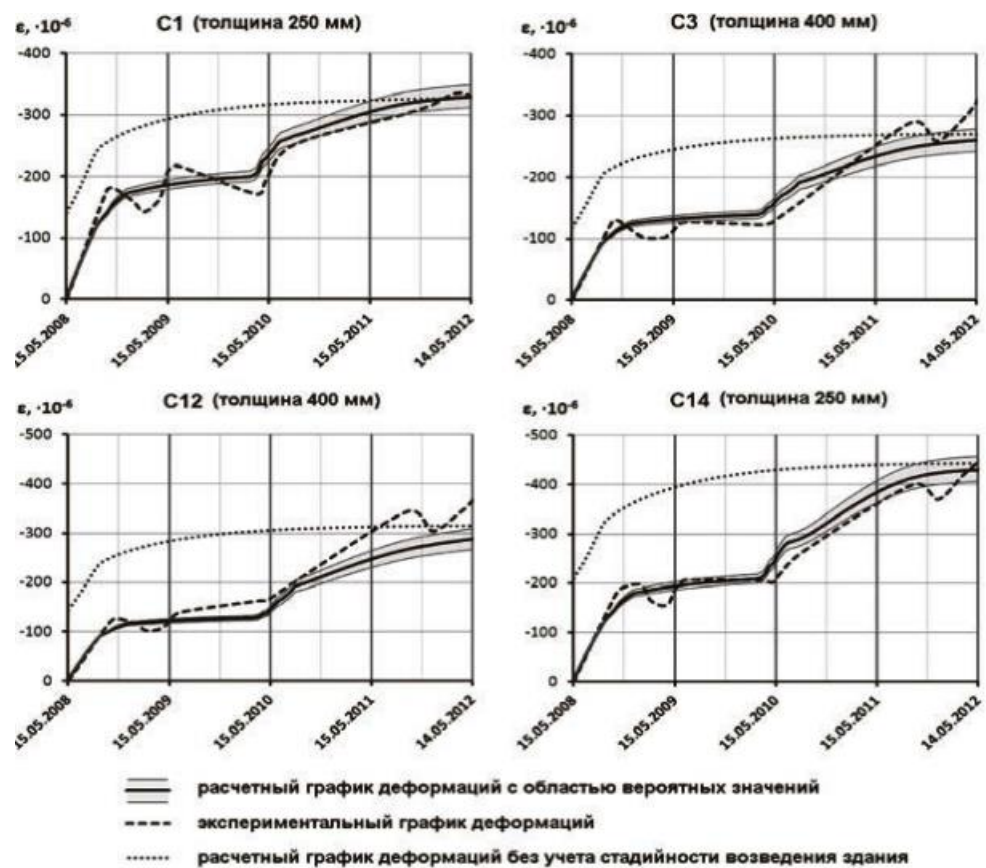


Рис. 1.2. Зіставлення розрахункових і експериментальних графіків відносних деформацій у стінах 1-го поверху

Цю поведінку деформацій поки що неможливо пояснити з погляду вивчених властивостей залізобетону, але як показує дослідження, в кінцевому рахунку, воно не робить помітного впливу на остаточні результати.

Відхилення експериментальних графіків від розрахункових свідчать про наявність невраховуваних факторів, що впливають на НДС несучих конструкцій висотної будівлі, в першу чергу, перерозподілу зусиль у статично- невизначених системах і реологічних властивостей залізобетону. Одним із факторів, який так впливає на результати співставлення може бути правильність створення комп'ютерної розрахункової моделі будівлі. Найпоширенішим методом при розрахунках в програмних комплексах є все таки лінійна постановка розрахункової моделі, та вона не може відобразити повну картину деформацій, оскільки в ній не враховуються всі властивості залізобетону, як матеріалу.

Слід зазначити, що з кожним роком з'являються все більш досконалі методики розрахунку будівель, але все ще залишається багато проблемних, а часом і спірних питань, серед них, такі як:

- облік послідовності зведення будівель і споруд, особливо його вплив на формування напружено-деформованого стану елементів будівлі з різними конструктивними схемами;

- вплив поздовжніх деформацій колон і діафрагм на загальний напружений деформований стан каркаса;

- необхідність урахування спільної роботи рам і діафрагм не тільки на горизонтальні, але і на вертикальні навантаження;

- необхідність урахування власних коливань будівель при розрахунку на динамічні навантаження; (При розрахунку застосовуються БНіП 80-х років, які не враховують їх вплив);

- які чинники впливають на формування НДС розвинених по вертикалі систем, і які межі використання методів розрахунку, орієнтованих на малоповерхові системи, при проектуванні висотних будівель;

- стійкість висотної будівлі при дії статичних та динамічних навантажень, і, як наслідок, його живучість. Одним із заходів підвищення живучості висотної будівлі, згідно з матеріалами доповідей на різних конференціях, є збільшення міцності конструкції, те ж саме і передбачають норми, хоча як показують результати багатьох, які проводяться дослідниками дана міра часом не виправдана і призводить лише до подорожчання будівлі;

- чи є збільшення коефіцієнтів надійності досить прийнятним і надійним способом підвищення міцності і стійкості до прогресуючого обвалення будівель і споруд;

- не визначена чутливість висотної будівлі до нерівномірних осідань основи, методика їх обліку та конструктивні способи, що дозволяють уникнути несприятливих наслідків їх виникнення;

– не розроблено надійні способи забезпечення стійкості по прогресуючому руйнуванню, а також ефективні методи розрахунку будівель при можливих аварійних ситуаціях;

– відсутні універсальні алгоритми і методи розрахунку висотних будівель на різні види впливів, що враховують в тому числі етапність зведення.

Отже, дослідження кожної окремої будівлі та подальше узагальнення результатів, приведе до створення досконалої методики розрахунку, яку можна буде застосовувати на всіх будівлях, як на багатоповерхових та і на одно-, двох- та інших.

2. НАУКОВО-ДОСЛІДНА ЧАСТИНА

ВИЗНАЧЕННЯ І КЕРУВАННЯ ТЕХНІЧНИМ СТАНОМ БУДІВЕЛЬ ТА СПОРУД

2.1. Оцінювання технічного стану

В загальній теорії експлуатації складних систем та чинних нормах з цього питання технічний стан характеризується як відповідність в певний момент часу, за певних умов зовнішнього середовища, певних параметрів (показників експлуатаційної придатності) значенням, попередньо встановленим на даний об'єкт.

Незадовільний технічний стан багатьох будівельних об'єктів, що є наслідком їх зносу, потребує вжиття запобіжних заходів щодо запобігання виникнення надзвичайних ситуацій. Кривошеев П.І. вважає, що до таких заходів, в першу чергу, слід віднести оцінювання технічного стану конструкцій з метою реконструкції й підвищення безпеки експлуатації будівель та споруд.

Чинні нормативні документи щодо питань обстежень, паспортизації, безпечної та надійної експлуатації виробничих будівель і споруд діють в Україні з 1997 року та за відсутності аналогічних норм для житлових, цивільних будівель та більшості споруд, поширюються і на них. В цих нормативних документах визначено чотири технічних стани: нормальний, задовільний, непридатний до нормальної експлуатації та аварійний. Однак, віднесення окремих конструкцій та будівель і споруд у цілому до кожного із цих станів базується на методі експертних оцінок та носить розпливчастий характер. В них віднесення до того чи іншого технічного здійснюється не на підставі формалізованих розрахунків, а на аналізі сукупності певних (визначених цими нормативними документами) дефектів та пошкоджень (або їх відсутності). Такий підхід досить примітивний, необґрунтований характер та не може служити достовірним критерієм оцінювання технічного стану будівельних конструкцій.

Визначення технічного стану будівель та споруд у цілому нормативні документи рекомендують виконувати за найгіршим технічним станом окремих несучих чи огорожуючих конструкцій. Це часто призводить до необґрунтованого заниження експлуатаційних властивостей будівлі чи споруди у цілому та передчасному припиненню її експлуатації.

Незважаючи на те, що „Нормативні документи з питань обстежень, паспортизації, безпечної та надійної експлуатації виробничих будівель та споруд“ поширюються на будівельні конструкції, виконані із будь-яких матеріалів (бетонні, залізобетонні, металеві, кам'яні, дерев'яні тощо), нормативними для визначення технічного стану сталевих конструкцій є ДБН 362-92, що також пропонує розглядати чотири технічних стани, але зовсім з іншою назвою (справний, роботоспроможний, обмежено працездатний, аварійний) та критеріями віднесення конструкцій до кожного з них. Діючи до введення даних ДБН норми, визначали лише три групи технічних станів, а саме: роботоспроможний, обмежено працездатний, аварійний. Віднесення до кожного з таких станів рекомендувалося виконувати також на підставі експертних оцінок.

В чинних нормах Російської федерації для визначення та віднесення будівельних конструкцій до одного з технічних станів (справний, роботоспроможний, обмежено роботоспроможний, недопустимий та аварійний) рекомендується виконувати перевірні розрахунки, але зовсім від методу експертних оцінок норми не позбавилися. Визначення ж технічного стану залізобетонних резервуарів для нафти та нафтопродуктів виконується лише за кількісними показниками дефектів та пошкоджень. При цьому конструкції можуть бути віднесені до одного з таких технічних станів: справний; роботоспроможний; обмежено роботоспроможний; нероботоспроможний (аварійний). При цьому третій стан (обмежено роботоспроможний) розділяється на два залежно від визначеного залишкового ресурсу та величини обмеження надлишкового тиску нафти на споруду.

Найбільш формалізованими з точки зору визначення технічного стану є відомчі будівельні норми України, в яких розрізняється п'ять технічних станів мостів та труб, а саме: справний; обмежено справний; працездатний; обмежено працездатний; непрацездатний. Віднесення до кожного з них пов'язується з розрахунками за обома групами граничних станів. Під час визначення технічного стану споруди в цілому пропонується розрізняти два рівні. На першому – виконується визначення технічного стану окремих елементів. На другому – експертне визначення технічного стану мосту в цілому.

Таким чином, навіть короткий огляд вимог нормативних до визначення технічного стану приводить до наступних висновків:

- немає чіткого, науково обґрунтованого визначення кількості та назви технічного стану;
- віднесення до одного з технічних станів виконується, як правило, методом експертних оцінок на підставі кількісних показників дефектів та пошкоджень, тобто розрахунковий метод визначення технічного стану – відсутній;
- технічний стан будівлі (споруди) у цілому визначається за найгіршим технічним станом усієї сукупності несучих та огорожуючих конструкцій. Це в цілому ряді випадків (статично невизначена система, другорядність роботи огорожуючих конструкцій тощо) призводить до неправомірного заниження технічного стану системи будівлі в цілому.

Усі ці недоліки спричинили проведення досліджень в даному напрямку. Бажання створити формалізовану методологію оцінювання технічного стану окремих конструкцій та будівель і споруд у цілому, яка б давала змогу розрахунковим методом виконувати цю роботу, призвела до використання різних підходів до цього питання.

До такого ж висновку прийшли Горохов С.В., Рухович І.Р., Губанов В.В., розглядаючи роботу сталевих конструкцій. Вони вважають, що визначення технічного стану може відбуватися лише на розрахунковій основі, з використанням

методу граничних станів та врахування фактичних фізико-механічних характеристик матеріалу і умов роботи конструкцій.

Лантух-Лященко А.І. , Золотницький Ю.С., Козлов В.В., Шихов Ю.М. , Приходько Т.А. та інші автори пропонують моделювати процес визначення технічного стану конструкцій за допомогою теорії нечітких множин. При цьому органічно поєднуються (за допомогою алгоритмів розроблених Е. Мамдані) дані чітких та нечітких факторів. Однак такий підхід може бути реалізованим лише при експертній оцінці технічного стану.

В роботі Мірцхулави Д.І. на прикладі залізобетонної аркової греблі Інгурської ГЕС пропонується визначати та прогнозувати технічний стан конструкції на основі теорії розпізнавання образів. Мета дослідження технічного стану – віднесення з певною наперед заданою ймовірністю експериментально отриманих даних щодо стану конструкції до „сприятливих“ чи „несприятливих“ з точки зору безпеки об’єкта, що розглядається.

Оскільки і фізико-механічні властивості матеріалів конструкцій і навантаження та впливи на неї носять випадковий характер, то останнім часом досить широко ведуться дослідження в області визначення технічного стану окремої конструкції та будівлі (споруди) в цілому на імовірнісній основі методами теорії ймовірності.

Роботи Стрілецького М.С. , Ржаніцина О.Р. , Біляєва Б.І. та інших створили умови до переходу, вперше в світі, на розрахунки за напівімовірнісним методом – методом граничних станів. При такому методі розрахунку максимальне внутрішнє зусилля, визначене з наперед заданою надійністю порівнюється з мінімальним значенням (з заданою ймовірністю) несучої здатності. Подальші дослідження Болотіна В.В. , Барашикова А.Я. та Сироти М.Д. , Кудзіса А.П. , Райзера В.Д. , Застави М.М. , Личова О.С., Корякіна В.П. сформувавши математичні основи теорії надійності споруд. В Україні такий напрямок розрахунку будівельних конструкцій розвивався, перш за все, дякуючи роботам Перельмутера А.В. , Горохова Є.В. , Пічугіна С.Ф. , Пашинського В.А. , Кінаша Р.І. , Семка О.В. . За кордоном вирішенням питань оцінювання надійності та довговічності за імовірністю безвідмовної роботи конструкцій займалися Frangopol D.M., Lin K.Y. та Estes A.C. .

Найбільш поширеним в Україні є підхід запропонований Ржаніциним О.Р. . Він розділив усі величини, що приймають участь у розрахунку, на дві групи: параметри міцності \tilde{R} , які характеризують внутрішні властивості матеріалів (їх фізико-механічні характеристики) та параметри навантаження \tilde{Q} , що описують зовнішні впливи на конструкцію, яка розглядається. При цьому різниця між ними буде складати запас міцності:

$$\tilde{S} = \tilde{R} - \tilde{Q}. \quad (2.1)$$

Розвиваючи методи визначення надійності конструкцій Барашиков А.Я. та Кінаш Р.І. запропонували метод лінеаризації що полягає в заміні кривої на пряму у місцях незначних відхилень даних. Для лінеаризації поблизу математичного очікування функцію розкладають у ряд Тейлора та відкидають нелінійні члени.

Інтервальні методи розрахунку надійності глибоко опрацьовані в роботі Кінаша Р.І. . Використовуючи запропоновану ним методику, можна виконати

оцінювання надійності окремих конструкцій при частково відомому розподілу навантаження на нього.

Запропонований Ржаніциним О.Р. та розвинутий іншими авторами підхід, має ряд недоліків. Використовуючи його, не можна проектувати елементи та конструкції з наперед заданою надійністю та терміном служби (встановлювати початковий ресурс системи), виникають складнощі з визначенням залишкового ресурсу в процесі експлуатації, тобто коли ($t > 0$).

Лантух-Лященко А.І. , використовуючи основні положення теорії надійності будівельних конструкцій, розробив методика оцінювання надійності та довговічності прогонових конструкцій автодорожніх мостів. Залежно від прийнятих в імовірнісних розрахунках гіпотез автор розглядає три рівні класифікації значення надійності елементів.

На першому (класичному) рівні значення характеристик міцності R та навантаження Q – приймаються детермінованими. При цьому для нормальної експлуатації повинна виконуватися нерівність (для k випадків небезпечних сполучень навантажень):

$$S < (R - Q)|_k. \quad (2.2)$$

На другому рівні функції S, R, Q є залежними від двох функцій розподілу – узагальненого опору та навантаження.

Третій рівень орієнтований на визначення надійності в рамках розрахунків за методом граничних станів. Надійність при цьому визначається у вигляді n – кратного інтеграла:

$$P_s = P[S(x) \leq 0] = \int_{D \leq 0} \dots \int p_x(x) dx, \quad (2.3)$$

де x – n – мірний вектор незалежних змінних величин – параметрів навантаження та конструкції; $p_x(x)$ – спільна щільність розподілу вектора незалежних випадкових величин; D – область інтегрування, для якої $S(x) \leq 0$.

Такий вираз аналітично не інтегрується, але в разі незалежності змінних величин, можна отримати інтеграл в числовому вигляді і в результаті обчислювань визначити ймовірність перевищення конструкцією граничного стану.

Запропоновані методи розроблені та можуть використовуватися лише для мостових споруд, які мають (при усій широті номенклатури мостів) досить вузьку різноманітність, тому використання їх для усіх залізобетонних конструкцій викликає певні складнощі.

Дослідник із Фінляндії Аско Сар'я проаналізував Європейські норми щодо проектування довговічності. Ним зроблені висновки, що конструкції слід розраховувати, а значить і оцінювати технічний стан, за трьома видами граничних станів: фізичний технічний стан; граничний стан за довговічністю під дією фізичних, хімічних та біологічних факторів; граничний стан за експлуатаційною придатністю з урахуванням морального зносу. Якщо розрахунки за першим із запропонованих технічних станів уже реалізовані в нормах Європейських країн, то впровадження проектування за другим технічним станом рекомендується виконувати згідно розробок Савицький М.В., його співавтори при виробленні чітких критеріїв

оцінювання технічного стану застосували параметричний метод. Вони отримали коректні кількісні оцінки технічного стану на підставі імовірнісної оцінки можливості відмов конструкцій за тим чи іншим граничним станом. У результаті ранжирування факторів, що впливають на технічний стан, визначалася „вага“ кожного з них.

Методом параметричної ідентифікації скористувалися Салов П.Н. та Бабаченко М.І. при оцінюванні технічного стану конструкцій за результатами неруйнуючих випробувань та обстежень будівель.

Зверьков А.А. запропонував використовувати параметричний метод для оцінювання технічного стану статично невизначених залізобетонних конструкцій. Величину вкладу кожного фактора він пропонує оцінювати, як відношення величини зниження несучої здатності конструкцій з пошкодженнями до несучої здатності неушкоджених конструкцій (за кожним елементом). На підставі цього створюється „матриця ранжирування“, аналіз якої проводиться методом експертних оцінок. Це дає можливість визначити перелік найбільш відповідальних факторів за несучу здатність конструкції.

Такі ж питання надійності статично невизначених залізобетонних елементів вивчав Онищенко Д.А. . Ним визначена ймовірність відмови усієї системи з руйнуванням певної кількості елементів статично невизначеної конструкції.

Лучко Й.Й. та його колеги пропонують оцінювати стан конструкцій за допомогою теорії катастроф . Пропозиції розроблені для ідеального однорідного циліндра та носять в даний час більш теоретичний ніж практичний інтерес.

В роботі Звезда О.І. бетон розглядається як фактор забезпечення безпеки середовища перебування людей, оскільки 80% свого життя людина проводить в штучному середовищі, а щорічне виробництво бетону в світі перевищує 4 млрд. м³. Виходячи з цього, гостро стоїть проблема нормативного забезпечення довговічності такого будівельного матеріалу. Але конкретних пропозицій щодо вирішення поставленого питання автор не наводить.

Бабич Є.М. та його колеги визначили характеристики доволі великої вибірки міцності бетону залізобетонних конструкцій кріплення укосів гідротехнічних споруд, а також розробили критерії віднесення окремих елементів та конструкцій до одного з чотирьох технічних станів. Такий підхід можна використовувати лише для конструкцій, що розглядаються, але за умов великої вибірки таких конструкцій метод оправданий та може успішно використовуватися в практиці обстеження та визначення технічного стану.

Прокопович А.А., Репекто В.В., Гімадетдінов К.И. та Філатов В.Б. вважають, що основним фактором, який визначає технічний стан конструкцій, є дефект або комбінація дефектів, а основним критерієм віднесення конструкції до того чи іншого технічного стану – ступінь впливу даних дефектів. Цей ступінь оцінюється коефіцієнтом впливу k_q , що визначається на підставі розрахунків за чинними нормами. При цьому розглядається чотири технічних стани:

- $k_q = 1$ – нормальний стан;
- $k_q = 1$ – нормальний стан, але можливе зниження довговічності;
- $0,8 \leq k_q < 1$ – непридатний до нормальної експлуатації;

- $k_q < 0,8$ – аварійний.

Такий підхід досить вольовий та науково не обґрунтований, тому не може використовуватися для розробки загального підходу визначення технічного стану.

Косяк В.М. розглядає фактори, що впливають на технічний стан сталевих мостів на залізниці. Нею проаналізовані можливі дефекти таких конструкцій та розділено їх на чотири групи за наслідками впливу на конструкції. В свою чергу, усі мости розділені (за вантажопідйомністю) на п'ять груп. Для оцінювання технічного стану пропонується використовувати розроблену програму „РЕРКА“, яка реалізовує метод скінченних елементів та дає можливість оцінювати можливість переходу конструкцій споруди до іншого технічного стану, як в детермінованій постановці, так і в стохастичній. Однак цю розробку можна використовувати лише для обмеженого (хоча і багато чисельного) указанного вище класу споруд.

Значна кількість публікацій в наукових виданнях присвячена визначенню технічного стану окремих конструкцій в конкретних умовах експлуатації. Такі публікації сприяють накопиченню інформації щодо роботи конструкцій та характеру зміни їх параметрів протягом терміну експлуатації. В кінцевому результаті ці дослідження накопичують знання для якісного переходу з метою створення загальної методології оцінювання технічного стану.

Велику за обсягом роботу щодо оцінювання технічного стану конструкцій сільськогосподарських будівель та споруд, що експлуатуються, як відомо, в агресивному середовищі, провели прибалтійські вчені. Ними обстежено 85 будівель тваринницького призначення для утримання великої рогатої худоби. У цих будівлях ступінь корозії визначався за внутрішніми признаками (ступінь пошкодження корозією поздовжньої робочої арматури; глибина карбонізації бетону захисного шару) для основних елементів несучої системи – колон, балок покриття, ребристих плит покриття. Ними ж обстежено 183 будівлі, де оцінювали технічний стан за зовнішніми ознаками (пошкодженість захисного шару та ступінь корозії арматури). Дослідниками розроблена система оцінювання ступеню деградації конструкцій. Ними обстежено більше ніж 12 тисяч плит покриття, колон та балок, оброблені отримані результати і зроблені висновки щодо причин прискореного зносу конструкцій та рекомендації для подовження їх ресурсу.

Статистичні дані щодо технічного стану мостів та шляхопроводів України наведені Ковалем П.М. Розглядається п'ять технічних станів мостових конструкцій (справний; обмежено справний; працездатний; обмежено працездатний та непрацездатний). Встановлено, що на даний час стан 330 мостів в країні не відповідає умовам їх експлуатації. Автором також зроблений важливий висновок, що випадкові зовнішні зусилля (ударні, малоциклові, внаслідок стихійного лиха тощо) мають вельми невеликий вплив на ушкодження мостових споруд.

Імовірнісний розрахунок надійності мостових споруд із залізобетону, а значить і оцінювання їх технічного стану, пропонується використовувати в роботі Страхова Н.Є та Холодьона Т.М. Надійність конструкції визначається традиційним способом – через визначення статистичних показників характеристики безпеки.

Значний обсяг досліджень визначення технічного стану залізобетонних конструкцій при дії навантаження та одночасного впливу агресивного середовища

виконаний Бліхарським З.Я. та його співробітниками і учнями Ними оцінено вплив агресивного середовища на технічний стан бетонних і залізобетонних конструкцій та розроблені методи врахування його. Пропозиції базуються на основних положеннях чинних норм та розширюють їх дію на розрахунок пошкоджених залізобетонних конструкцій.

Бондар В.А. та Павліков А.М. пропонують визначати технічний стан за швидкістю корозії арматури. Критерієм при цьому приймається показник k – „модуль поверхні“ – відношення площі поверхні робочої арматури до зовнішньої площі поверхні бетону конструкції. За рівномірної корозії цей показник зменшується. Однак такий підхід до визначення технічного стану може бути використаний лише для одного з багаточисельних показників експлуатаційної придатності залізобетонних конструкцій, а саме – площі поперечного перерізу робочої арматури.

Бондар В.А. та Степова В.О. оцінили вплив ширини розкриття тріщин на швидкість протікання корозії арматурної сталі.

Зубков А.Н. та Маслов Б.Є. пропонують описувати зниження міцності бетону за експоненціальним законом та під час оцінювання технічного стану враховувати накопичення пошкоджень. Розглядається імовірнісний підхід до процесу визначення технічного стану.

Кроїтору Г. визначає один з показників експлуатаційної придатності – площу поперечного перерізу поздовжньої робочої арматури через швидкість її деградації. Остання, в свою чергу, залежить від квадрату концентрації хімічних елементів в сталі, тобто від її хімічного складу. Пасивуючий вплив проявляється лише в першому ступеню відносно концентрації. Досліди проводилися в досить обмежених умовах промислової забудови та приморського клімату, що суттєво звужує область використання отриманих результатів.

Статистичні показники фізико-механічних характеристик нових класів арматурної сталі, які суттєво впливають на технічний стан залізобетонних конструкцій при стохастичному підході до його визначення, досліджувалися Падіним О.І. . Ним встановлено, що коефіцієнт варіації нормативної міцності змінюється досить в широких межах: від 0,030 до 0,116, що слід враховувати в процесі оцінювання технічного стану.

Молодченко Г.А. та його учні оцінюють технічний стан будівель та споруд на підставі їх комплексного розрахунку з використанням методу скінченних елементів та реальних фізико-механічних властивостей матеріалів. Такий підхід дає досить точні результати, але придатний лише для конкретних об'єктів, тобто не носить універсального характеру.

Скоробогатов С.М. робить висновок, що в результаті натурних обстежень важко отримати параметри корозії як арматури, так і бетону. Інтегральною характеристикою живучості конструкції є ширина розкриття тріщин (a_{crc}) та робоча висота розтягнутої зони бетону (x_{crc}) – відстань від центру мас розтягнутої арматури до нейтральної осі перерізу. Використовуючи криву деформування бетону, рекомендовану ФІП-ЄКБ, дослідник отримав узагальнену характеристику напружено-деформованого стану, що і є критерієм руйнування. Однак, рекомендації

надаються лише для обмеженого кола залізобетонних конструкцій – для тих, що згинаються та не мають стиснутої арматури.

Автори на підставі дослідження роботи залізобетонних конструкцій, просочених нафтопродуктами, пропонують визначати технічний стан використовуючи міру деструкції матеріалу. Викладені рекомендації щодо визначення цієї характеристики для бетонів з різними значеннями водо-цементного відношення.

Питанням діагностики роботи та оцінювання технічного стану присвячена робота Романова А.А., Мішутіна А.В., Усаченка Б.М., Сергієнка В.М. . Вони пропонують комплексний метод обстеження, додаючи до загальноприйнятих візуального та інструментального обстеження вібраційну діагностику. Технічний стан конструкцій визначається на співставленні отриманих результатів з „еталонним зразком“.

Барашиков А.Я., Гомілко В.О. та Малишев О.М. визначають технічний стан на основі проведених натурних візуальних та інструментальних обстежень, а також – перевірочних розрахунків конструкцій на дію фактичних навантажень та впливів.

Питання удосконалення методів оцінювання якості залізобетонних конструкцій вивчалось Кузнецовим І.М. та Личовим О.С. Ними оцінені дефекти та пошкодження залізобетонних конструкцій за їх впливом на надійність. Проведені статистичні дослідження таких дефектів окремих залізобетонних конструкцій та оцінена вартість виправлення таких дефектів.

Кретов В.І. та Ярмульник Ф.В. розглядають зворотну задачу. Вони визначають з досліду (під час пробного завантаження конструкцій після їх реконструкції) необхідні дані для визначення напружено-деформованого стану залізобетонних елементів та їх технічного стану. Метод має високу надійність результатів, але через великі затрати може бути рекомендованим лише для окремих, частіше за все унікальних, об'єктів.

Роботи ряду дослідників направлені на визначення та уточнення статистичних характеристик дефектів та пошкоджень, а також визначенню надійності роботи пошкоджених елементів.

Конкретному випадку опису переходу конструкцій в аварійний стан присвячена робота . Хоча в статті не дається будь-яких рекомендацій щодо визначення технічного стану залізобетонних конструкцій, корисним є факт накопичення апостеріорної інформації про роботу широко розповсюджених залізобетонних плит покриття.

Оскільки досить часто оцінювання технічного стану будується на інформації, отриманій в результаті обстежень, то важливим є уточнення методики проведення цих робіт та удосконалення роботи персоналу зі збору інформації про роботу конструкцій .

Таким чином, підсумовуючи вищевикладене, можна констатувати, що практично усі рекомендації щодо визначення технічного стану окремих конструкцій та будівель і споруд у цілому базуються на інформації, отриманій в процесі обстеження цих об'єктів. Оскільки, в ході експлуатації проходить накопичення дефектів та пошкоджень, до того ж, пошкодження вносяться до моделі не постійно та рівномірно, а стрибкоподібно (в період обстежень), то необхідно від жорстких моделей переходити до м'яких .

2.2. Прогнозування технічного стану

Нормативні документи з питань обстежень, паспортизації, безпечної та надійної експлуатації виробничих будівель і споруд вимагають, щоб під час кожного обстеження для паспортизації спеціалізована організація вказувала термін наступного обстеження. При цьому за незмінних умов експлуатації ця організація несе відповідальність за те, щоб окрема конструкція, а значить і будівля чи споруда в цілому, не перейшли в гірший технічний стан. Проте жодних вказівок або рекомендацій щодо прогнозування роботи конструкції не наводиться.

Правила оцінювання фізичного зносу жилих будинків хоча і призначені, в тому числі і для проектування ремонтів та реконструкції, підходять до прогнозування технічного стану на підставі середніх значень зносу і таким чином не можуть бути корисними для визначення стану конструкцій в майбутньому.

Російські норми з цього питання указують, що під час визначення залишкового ресурсу можна використовувати спрощені методи та прогнозувати роботу конструкцій за одним параметром. При цьому сукупність об'єктів для яких виконується прогноз, обмежуються простими умовами експлуатації. В якості основного показника залишкового ресурсу повинен визначатися γ -відсотковий ресурс. Реалізації процесу прогнозування методичні вказівки не дають.

Таким чином, відсутність нормативної бази не дозволяє прогнозувати реальні зміни в роботі конструкцій в конкретних умовах та небезпеку переходу будівель (споруд) до іншого технічного стану. До аналогічного висновку прийшли і автори роботи.

Європейські норми для попередження аварій рекомендують проектувати конструкції таким чином, щоб відмова однієї з них не тягнула лавино подібного обвалення системи, або щоб руйнуванню передували яскраво виражені дефекти: тріщини, прогини тощо.

Залесов О.С. та Мухамедієв Т.А. відзначають що оцінка довговічності в нормах зараз виконується за непрямими показниками. Тому необхідно розробити загальний метод розрахунку довговічності залізобетонних конструкцій з прямим урахуванням фактору часу.

Дослідники як в Україні, так і за кордоном при розробленні рекомендацій щодо визначення залишкового ресурсу конструкцій, будівель та споруд (власне прогнозування безвідмовної роботи) використовують різні підходи.

Сухов Ю.Д. застосував імовірнісні методи на базі теорії надійності до розрахунку статично невизначених будівельних конструкцій. Пропонується проектувати конструкції з оптимальною надійністю – коли заданий рівень надійності забезпечується мінімумом витрат. При цьому платіжна функція прийнята у вигляді поліному. Автор розглядає поняття „нечіткої відмови“, як подію, що виключає з роботи один з елементів статично невизначеної конструкції. Крива експлуатації описується традиційно – експоненціальною залежністю. Учений розглядає обидві стратегії експлуатації (без відновлення та з нею). Відмова системи трактується в імовірнісній постановці.

Пірадов К.О., Пірадов О.Б., Марченко С.М. моделюють роботу конструкцій і прогнозують їх поведінку та технічний стан методами механіки руйнування, які досить детально розроблені для залізобетонних конструкцій. Складнощі використання такого підходу на практиці полягають у встановленні специфічних розрахункових характеристик бетону.

Дорофєєв В.С. та його учні вважають, що залишковий ресурс залізобетонних конструкцій, в тому числі і великих за об'ємом, слід визначати з врахування початкової (технологічної) та набутої в ході експлуатації пошкодженості бетону. Наводяться рекомендації щодо кількісного оцінювання пошкодженості.

Аналогічний підхід до визначення довговічності системи конструкції зроблено Єфловим В.Б. Він використав модель, що базується на аналізі феноменологічних диференціальних рівнянь, та проаналізував інтегральні оцінки границь часу до руйнування системи. Розв'язок отримано в рамках методу стохастичних диференціальних рівнянь, що є узагальненням моделі накопичення пошкоджень Качанова-Работнова. Робота доведена до чисельного прикладу, але її впровадження в практику експлуатації стримується обмеженою кількістю інформації про роботу конструкції в конкретних умовах.

Шавикіна М.В розробила методу прогнозування часу безпечної роботи конструкцій під час корозії арматури. При цьому забезпечується встановлений рівень надійності системи. Залишковий ресурс визначається на підставі композиції двох випадкових величин: часу карбонізації бетону захисного шару і часу корозії арматури до відмови конструкції.

Досліджуючи роботу сталевих резервуарів, Єгоров Є.А. та його колеги прийшли до загального для будівельних конструкцій висновку, що швидкість наближення конструкції до відмови визначається інтенсивністю корозійного зносу. При цьому у імовірнісній постановці враховувався також вплив величини напружень в матеріалі на процес протікання корозії.

Абовський Н.П. з колегами пропонують прогнозувати роботу складних статично невизначених систем, в тому числі і просторових, методом моделювання на ЕОМ з виключенням з розрахункової схеми елементів, які вичерпали свою несучу здатність та відмовили.

Мазуренко Л.В., розглядаючи роботу статично невизначених систем, розв'язав задачу визначення (прогнозування) роботи системи в цілому під час відмови окремих її складових елементів. За критерій руйнування залізобетонної конструкції прийнята гранична деформація.

Пічугін С.Ф. та Гнітько О.В. для урахування зменшення надійності усієї статично невизначеної металевої рами до рівня надійності окремого перерізу за рахунок зменшення несучої здатності усіх перерізів рекомендують вводити коефіцієнт системної надійності γ_s .

В роботі Забегаєва А.В. та Тамразяна А.Г. запропонована математична модель аварійності. Ці пропозиції носять, в основному, теоретичний інтерес та важно застосовуються в практиці експлуатації будівель і споруд.

Шугаєв В.В., Соколов Б.С. проаналізували причини аварій залізобетонних конструкцій та розробили ряд пропозицій щодо подовження ресурсу будівель і споруд.

Чернявський В.Л. і Ромасько В.С. на основі стохастичного підходу створили дворівневу модель опору бетону деформаціям. При цьому використовується експоненціальна крива зносу матеріалу та розглядаються Марковські процеси. В теорії в'язко-пружності еволюція стану системи враховується введенням параметра пошкодження матеріалу:

$$\Omega = \frac{\sigma_i^{(a)}}{\sigma_{i^*}^{(a)}}, \quad (2.4)$$

де в чисельнику – інтенсивність рівноважних напружень на мезоскопічному ієрархічному рівні, а в знаменнику – граничне значення таких напружень.

Широкому використанні цього підходу перешкоджає недостатня кількість апостеріорної інформації для достовірного статистичного опису роботи системи.

Автори роботи пропонують прогнозувати роботу чарунчастих бетонів на підставі результатів прискорених лабораторних випробувань. Рік роботи при цьому моделюється одинадцятьма циклами зволоження-висушування та дванадцятьма циклами поперемінного заморожування-відтаювання. Критерієм довговічності, тобто вичерпання ресурсу, є зниження початкового модуля пружності та розрахункового опору стиску бетону на 25% та більше.

Розвиток корозійних процесів у бетоні при від'ємних температурах вивчали Добрянський І. та Грицевич А. Дослідниками описані причини корозії бетону за низьких температур, види руйнування та надані пропозиції щодо прогнозування таких пошкоджень в процесі експлуатації.

Шевчук В.Р. прогнозує роботу об'єктів (автор розглядає геосинтетичні матеріали, але підходи, запропоновані ним, можна використовувати і для інших, наприклад залізобетонних конструкцій) на підставі результатів лабораторних досліджень, результати яких переносяться на реальні системи.

Шилін А.О. розглядає технічну експлуатацію як випадковий процес накопичення пошкодження (старіння) та їх усунення (ремонт), тобто як процес управління надійністю.

Автори вважають, що деградація конструкції проходить за експоненціальною залежністю, як це прийнято в машинобудуванні. При цьому така крива зносу приймається апріорі незалежно від стратегії експлуатації та передісторії навантаження.

Бліхарський З.Я. з колегами вивчаючи карбонізацію бетону в різних середовищах, прийшли до висновку, що з часом процес деструкції матеріалу затухає. В роботі наводяться дані щодо прогнозування цього процесу.

Hirne W.G. та Suchan M. вивчали вплив ширини розкриття тріщин в бетоні на швидкість корозії арматури. Ними та іншими ученими встановлено, що швидкість корозії тим інтенсивніша, чим більша ширина розкриття тріщин та вищий ступінь агресивності навколишнього середовища.

Лантух-Лященко А.І. на підставі запропонованого імовірнісного опису роботи конструкцій мостів під час їх експлуатації, з використанням Марковських процесів дає методика прогнозування зносу системи. Процес деградації при цьому описується показником інтенсивності відмов λ . На основі теоретичних розробок прогнозування роботи мостів в ДерждорНДІ розроблена автоматизована інформаційно-аналітична

система управління технічним станом мостів, труб і інших штучних споруд. Вона дає змогу накопичувати, систематизувати інформацію щодо окремих параметрів та системи в цілому і на цій основі прогнозувати роботу мостів і інших штучних споруд. В даній системі використовується апарат нечіткої логіки, що призводить до втрати точності визначення технічного стану, але робить задачу такою, що розв'язується.

Магомедов Р.М. до прогнозування технічного стану підійшов традиційно, описавши його експоненційною залежністю. Для опису впливу навколишнього середовища він увів параметр T_0 , який характеризує ступінь агресивності цього середовища.

Щербаков Є.Н. та Мамажанов Р. вивчали роботу залізобетонних конструкцій при режимних навантаженнях (наприклад, мостів). Вони прийшли до висновку, що має місце нелінійна залежність накопичування пошкоджень структури бетону у часі. За критерій руйнування бетону автори пропонують приймати межу витривалості.

Ернс Ю.А. і Коліс Й.А. , виконавши пофакторний аналіз, оцінили вклад кожного із значимих параметрів конструкції, що згинається, на її надійність. Ними визначена межа переармування балок в імовірнісній постановці. Встановлено, що при $\xi \leq 0,75\xi_R$ руйнування залізобетонного елемента буде проходити по арматурі.

На імовірнісному підході побудував пропозиції щодо прогнозування роботи залізобетонної конструкції Ахметзянов Ф.Х. . Він виконав пофакторний та дав рекомендації щодо виконання дисперсійного аналізу з критеріями, коли фактор слід враховувати, а коли його впливом можна знехтувати. Так, на міцність похилих перерізів суттєво впливає зміна поздовжнього армування в межах 2%. Встановлено також, що при усіх відсотках армування зміна величини відносного прольоту зрізу в межах ($a/h_0 = 1...3$) значуще впливає на несучу здатність конструкції, а при $\mu = 2\%$ і ($a/h_0 = 3...7$) та за $\mu = 3,7\%$ при відносному прольоті зрізу ($a/h_0 = 4...7$) – вплив не значимий. На указану міцність балок мало впливає також клас бетону на стиск, несуттєвим виявився так званий „нагельний ефект“ поздовжньої арматури. Такий підхід має достатню точність навіть при малих вибірках (до 30 подій).

Для числового моделювання авторами прийнята імовірнісно-детермінована модель.

Довговічність (T) розглядається у вигляді:

$$T = \frac{1}{D}, \quad (2.5)$$

де D – міра пошкодженості.

Викладена методика використана авторами для прогнозування роботи залізобетонних конструкцій при їх поперемінному заморожуванні-відтаюванні.

Губанов В.В. запропонував методику оцінювання залишкового ресурсу будівельних конструкцій (на прикладі витяжних веж) з урахуванням різного виду їх зносу. Для кожного виду зносу та за кожним значущим параметром обчислюють час до імовірної відмови елемента, а потім – і усієї системи.

Ряд дослідників вивчали поведінку будівельних конструкцій в конкретних умовах експлуатації. Так Сетков В.Ю., Шибанова І.С., Шумілкін Ю.А., Захаров В.З. вивчали довговічність залізобетонних балок перекриття виробничих

будівель Норільського гірничо-металургійного комбінату. Ними оцінений технічний стан конструкцій та розроблені пропозиції щодо захисту конструкцій.

Сетков В.Ю., Шибанова И.С. та Рисєва О.П. досліджували вплив вуглекислого газу на роботу залізобетонних конструкцій діючого підприємства. Ними було оцінено вплив цього фактора оточуючого середовища на корозію бетону. Використання отриманих експериментальних даних дає можливість на рівні експертних оцінок прогнозувати роботу конструкцій в агресивному середовищі.

Вивчаючи роботу ушкоджених залізобетонних циліндричних оболонок Овчинников І.Г. та Сабітов Х.А. розробили пропозиції щодо визначення та прогнозування технічного стану таких конструкцій залежно від напружено-деформованого стану їх. Автори статті дали рекомендації щодо врахування НДС під час оцінювання технічного стану.

Левін В.М. та Стеблинко Л.В. розробили рекомендації, які дають можливість моделювати роботу пошкодженого стиснутого елемента таврового профілю. Ними прийнята геометрично лінійна постановка проблеми. Лінеаризація виконується пошарово-ітераційним методом за спрощеним методом Ньютона. Авторами оцінена вплив розмірів поперечного перерізу на роботу полицки та ребра. Однак даний підхід справедливий лише для матеріалів, у яких суттєві пластичні деформації (наприклад сталевих), оскільки розподіл нормальних напружень по перетину прийнятий рівномірним. Практично завжди для залізобетонних конструкцій така передумова не може бути обґрунтована.

Дорф В.А. з колегами розглядали роботу та довговічність бетону будівель, розміщених на морському побережжі. Встановлено, що глибина нейтралізації бетону сягає 60...100 мм. При цьому короточасна міцність бетону зменшилася лише на 5...10%, а втомлювала міцність – на 2...3 порядки. Розглядається біологічна корозія анаеробними сульфат-генеруючими бактеріями, а також бактеріями циклу сірко-тіонових та іншими. Встановлені залежності зниження міцності від глибини залягання шару бетону у морській воді. На підставі дослідів розроблені рекомендації щодо врахування цих факторів під час прогнозування роботи залізобетонних конструкцій.

Корозію морських берегових споруд із залізобетону вивчав також Polder R.B.

Деструкцію бетону при біологічній корозії досліджували також Estoup J.M., Cabrilas R. [315] і Jasiczak J. Ними запропоновані механізми врахування даного фактору під час експлуатації будівельних конструкцій.

Пірадов К.О., Дудченко К.С., Марченко С.М. вивчали роботу бетону при дії радіоактивного опромінення. Ними було встановлено, що при досить потужних нейтронних потоках міцність бетону (в порівнянні з неопроміненим) збільшується. Величина такого збільшення сягає 20%. Даний факт дослідники описують в рамках розробленої ними теорії опису процесу експлуатації залізобетонних конструкцій, що базується на механіці руйнуванні твердих тіл. В рівняння моментів вводяться коефіцієнти інтенсивності напружень, які залежать від потужності опромінення та від часу експлуатації. Таким чином з'являється можливість прогнозувати роботу в часі залежно від сили радіаційного опромінення.

2.3. Регулювання технічного стану

Регулювання технічного стану окремих конструкцій, а значить і будівель та споруд у цілому, може виконуватися двома шляхами.

Перший з них – покращення параметрів конструкцій. Таке покращення відбувається під час капітального ремонту та реконструкції.

Другий – розширення допустимих значень параметрів, які встановлюються для нормального функціонування системи, шляхом вивчення дійсного напружено-деформованого стану конструкцій та розроблення методів розрахунку залізобетонних конструкцій, в тому числі і підсилених.

Практично усі дослідники будівельних конструкцій, приймали участь у розв’язанні цієї проблеми, тому в даному розділі наводяться лише основні підходи до цього та визначаються невирішені питання.

2.3.1. Підсилення конструкцій

З самого початку використання залізобетонних конструкцій виникла проблема їх експлуатації та підсилення. Але, через велику різноманітність конструкцій, умов експлуатації та видів їх пошкоджень, дослідження, що стосувалися підсилення, носили окремих характер, тобто не були узагальнюючими.

В даний час регулювання проектування, виконання та приймання робіт з ремонту і підсилення несучих і огорожуючих конструкцій регламентується ДБН . Метою підсилення, є приведення елементів будівель та споруд до стану, що відповідає вимогам чинних норм з несучої спроможності, експлуатаційної придатності та довговічності. Однак, методик розрахункового прогнозування технічного стану окремих конструкцій у цьому нормативному документу немає.

Публікації щодо відновлення та підсилення конструкцій з’явилися в період Другої світової війни через необхідність виконання таких робіт.

Одним із перших на теренах колишнього СРСР цілеспрямовані експериментально-теоретичні дослідження в напрямку розроблення методів підсилення та розрахунку таких конструкцій провів Онуфрієв М.М.. Ним розроблені прості методи підсилення, розрахунки яких базувалися на дії чинних на той час норм.

Тоді ж виникає нагальна проблема оцінювання технічного стану та відновлення будівель та споруд, що постраждали під час військових дій. В цей час даний напрямок розвивається, а головним науковим закладом стає Харківський Промбудндрпроект. Останньою розробкою цього інституту є рекомендації щодо оцінювання технічного стану конструкцій, захисту конструкцій та прогнозування їх роботи. Аналогічній проблематиці присвячені також рекомендації, розроблені Науково-дослідницьким інститутом будівельних конструкцій. Однак в цих документах наводяться лише схеми підсилення та рекомендації щодо технології виконання робіт. Розрахунок конструкцій рекомендувалося виконувати за чинними нормами, як для нових конструкцій. Мальгамов А.І., Плевков В.С., Поліщук А.І. не лише запропонували різноманітні методи підвищення показників експлуатаційної придатності пошкоджених будівельних конструкцій (ремонт, підсилення), в тому числі і залізобетонних, але і розробили методи їх розрахунку. Ці пропозиції базуються на чинних нормах розрахунку бетонних та залізобетонних конструкцій, але дають можливість враховувати особливості, властиві процесу експлуатації та реконструкції.

Автори рекомендують вести розрахунки за критерієм граничного стану, тобто таким чином, щоб конструкції, що підсилюються відповідали вимогам нових. Цей підхід дає можливість поліпшити експлуатаційні показники системи, але не дозволяє прогнозувати зміну показників та можливість переходу будівлі чи споруди в гірший технічний стан.

Зовсім інший підхід до розрахунку залізобетонних конструкцій при їх реконструкції розроблений Бондаренком С.В. та Санжаровським Р.С.. Учені пропонують виконувати найпростіші методи підсилення залізобетонних конструкцій за допомогою металевих пластин та сталевого прокату. Розглядаються стиснуті елементи. Метод розрахунку, запропонований авторами, дозволяє враховувати передісторію завантаження конструкцій, нелінійну роботу бетону та деформації повзучості. В указаному джерелі наводяться необхідні для розрахунку алгоритми та таблиці. Все це дає змогу скористуватися пропозиціями безпосередньо проектувальникам. Однак обмеження оглядом лише стиснутих елементів звужує область використання методики.

В роботі львівських учених систематизовані пропозиції щодо підсилення конструкцій та виконання ремонтів (капітальних та відновлюючих), однак жодних рекомендацій щодо оцінювання ступеню збільшення параметрів конструкцій авторами не наводиться.

Голишев О.Б., Ткаченко І.М. навпаки розглядають найбільш поширені види підсилення залізобетонних конструкцій та наводять методику їх розрахунку. Ця методика базується на основних положеннях розрахунку за граничними станами та чинних норм. Автори розглядають не лише першу групу граничних станів, як це робиться дослідниками традиційно, але – і другу. Особлива увага в роботі приділяється сумісній роботі бетону існуючої конструкції („старого“) та бетону системи підсилення („нового“). Ця проблема виникає під час підсилення залізобетонних конструкцій обіймами, сорочками тощо. Пропозиції, дозволяють розраховувати підсилені системи, виконані із бетонів з різними характеристиками міцності та деформативності.

Під час проектування комбінованих залізобетонних систем, які складаються із старого та нового бетонів, необхідно встановити міцність стику по їх контакту, що суттєво для забезпечення надійної роботи підсиленої конструкції. Це питання вирішене Дорофєєвим В.С. та Марченком Т.С. Ними показано, що монолітність стиків із різних бетонів може суттєво змінюватися залежно від рецептурно-технологічних та конструктивних рішень. Керуючи цими факторами, можна без додаткових конструктивних рішень та технологічних доробок досягти більшої міцності стику. Учені запропонували методику прогнозування контактної міцності, що враховує також величину технологічної ушкодженості бетону, за величиною масопоглинання. Указані пропозиції дозволяють не лише визначати міцність монолітних стиків, а значить і забезпечувати сумісну роботу конструкції, що підсилюється та елементів підсилення, але і регулювати цей процес.

Останнім часом ведуться інтенсивні дослідження роботи залізобетонних конструкцій під сумісною дією навколишнього середовища та навантаження. Бліхарський З., Хміль Р., Римар Я. розробили методику розрахунку підсилених залізобетонних конструкцій, пошкоджених внаслідок дії агресивного середовища. Ця

методика базується на загальних положеннях чинних норм та доповнює їх для указанного випадку. Автори розглядають приведений переріз, що складається із неушкодженого та ушкодженого бетонів. Ці матеріали мають різні властивості (деструкція бетону призводить до погіршення фізико-механічних властивостей його), що і враховується в пропозиціях. В іншій роботі Бліхарський З.Я., Римар Я.В. вивчали роботу залізобетонних конструкцій, підсилених шляхом нарощування поздовжньої робочої арматури під дією навантаження. Ними описаний напружено-деформований стан залізобетонного елемента на усіх стадіях, визначено вплив різного виду приварювання арматури підсилення на роботу та види руйнування підсилених систем, розроблені пропозиції щодо врахування даних факторів під час проектування підсилення конструкцій.

Аналогічні питання роботи залізобетонних елементів, що згинаються, вивчав Крамарчук А.П. . Він розглядає роботу підсилених конструкцій з додатковим армуванням та надає рекомендації щодо проектування таких конструкцій.

Корсун В.І., Губанов В.В. вивчали технічний стан промислових димових та вентиляційних труб. Ці конструкції досить поширені – в Україні їх налічується близько 5000, тому питання регулювання їх технічного стану є проблемою актуальною. Автори прийшли до висновку, що основною причиною аварійності споруд є порушення проектного температурно-вологісного режиму їх експлуатації. Запропоновані заходи, які при їх виконанні дадуть можливість суттєво зменшити швидкість деградації конструкцій та продовжити термін їх експлуатації.

Лучко Й.Й., Назарович Б.Л., Глагола І.І. розглядають різні види корозії залізобетонних конструкцій. Акцентується увага на тому, що внутрішні корозійні процеси в бетоні викликані використанням несумісних матеріалів (взаємодія лугів з реактивним заповнювачем). Авторами наводиться класифікація видів корозії за видом впливу на конструкцію; факторів, що призвели до цього процесу та описують спосіб дії факторів. Дослідники розробили методику діагностування пошкоджених залізобетонних конструкцій, а також детально описали технологію проведення ремонту пошкоджених елементів залежно від виду корозії.

Шилін А.О. обґрунтовує стратегію експлуатації залізобетонних конструкцій підземних тунелів при заданому рівні надійності. Технічна експлуатація розглядається як випадковий процес накопичення руйнувань (старіння) та їх усунення (ремонт), тобто як процес управління надійністю. Дослідник класифікує конструкції підземних споруд за відповідальністю та імовірністю пошкодження. Встановлено, що плити перекриття є найслабшою ланкою в системі, тому їх приймають за критерій надійності за безвідмовністю. Конструкції пропонується розділяти на п'ять технічних станів (віднесення до кожного з них виконується за ступенем корозійного ушкодження арматури). Керування технічним станом пропонується реалізовувати шляхом проведення ремонтів. Види ремонтів (своєчасний або профілактичний; відсунутий; попереджуючий) та їх зміст залежить від технічного стану, в якому перебуває конструкція. Пропонуються, розроблені під керівництвом Шиліна А.О., конформативні технології управління станом конструкцій – комплекс спеціальних технологічних операцій, пристосованих до конкретних умов експлуатації, які забезпечують підтримання конструкцій на заданому рівні надійності.

Новим технологіям ремонту та відновлення конструкцій житлових будинків перших масових серій на базі проведення сучасних інструментальних досліджень та експертних висновків присвячена робота Чесанова Л.Г., Петренка В.О. та Петренка А.О..

Картузов Д.В. виходячи з того, що кількість відмов будівельних конструкцій постійно зростає, а значить збільшується кількість об'єктів, що потребують ремонту, пропонує регулювати фактичний технічний стан конструкцій шляхом підсилення залізобетонних конструкцій композитними матеріалами. В роботі наводяться характерні схеми підсилення та даються вказівки щодо виконання робіт.

Дослідники рекомендують регулювати технічний стан залізобетонних конструкцій шляхом відновлення їх монолітності. Для цього в утворені тріщини закачується полімерний розчин на базі епоксидних в'язучих. В роботі надаються оптимальні склади розчинів та опис технології виконання робіт. Недоліком є те, що в своїй розробці автори не оцінюють ступінь впливу усадки полімеррозчину, яка залежить від ширини тріщини, що ремонтується, та може бути суттєвою.

Яцкевич М.Г розробив класифікацію дефектів та пошкоджень залізобетонних конструкцій за часом виникнення та походженням. Він виділяє ушкодження, що впливають на основні параметри системи (міцність, деформативність, тріщиностійкість тощо) та загрожують цілості конструкції; дефекти, що не викликають руйнування системи та дефекти, які зменшують довговічність. Виходячи з наведеної класифікації Яцкевич М.Г. пропонує заходи впливу (ремонту) на конструкції.

Попеско А.І., Анцигін О.І., Дайлов А.А. розробили метод розрахунку стиснутих залізобетонних конструкцій, підсиленних під навантаженням. Цей метод враховує нелінійність деформування бетону та арматури, а також наявність пошкоджень сталі корозією. При цьому виділяється чотири стани пошкодження корозією. Методологічні підходи, викладені в статті, можуть бути використані й для розрахунку елементів, що згинаються.

Ефективна експлуатація будівель та споруд, з точки зору Кириленка А.М. можлива лише на підставі даних отриманих в ході моніторингу будівельних конструкцій. Базовим елементом системи моніторингу автор вважає класифікацію технічного стану та прийнята модель прогнозування залишкового ресурсу. Автором пропонується використання динамічного підходу до оцінювання технічного стану. На прикладі експлуатації конструкцій тунелів інженерних комунікацій Кириленко А.М. показує, що дискретний моніторинг – статистично недостовірний, а безперервний – надто дорогий. Вихід з цього положення дослідник вбачає у використанні байєсовських підходів, як методологічну основу для переходу від апріорної інформації до апостеріорної.

Аналогічний підхід до цього процесу використав Семко О.В. під час дослідження надійності сталезалізобетонних конструкцій.

Організаційним питанням регулювання технічного стану присвячена робота Меженського О.М. та Уварова Є.В. Пропонується змістити акценти на грамотну експлуатацію конструкцій, а проектування виконувати на підставі досвіду експлуатації. Перехід до системи гарантій інноваційної якості в будівництві при реконструкції неможливий без якісного та предметного обстеження конструкцій,

установлення їх технічного стану та прогнозування їх роботи в майбутньому. Даються структурно-логічні схеми, які дозволяють реалізувати поставлену мету.

Радкевич О.В. використовуючи математичний апарат системотехніки та системний підхід до створення оптимальної організаційно-технологічної моделі відновлення об'єктів транспортного комплексу, в якості критерію оптимального рішення визначив мінімальну вартість. Недоліком такого підходу є усунення із розрахункової моделі характеристик технічного стану конструкцій.

2.3.2. Розширення допустимих значень показників експлуатаційної придатності

Уточнення розрахунків будівельних конструкцій, як уже відзначалося, призводить до розширення області якості, тобто, власне кажучи, збільшує термін подальшої експлуатації. Строго кажучи, цей процес може буди і зворотнім, тобто область якості може звужуватися. Тоді, навпаки, залишковий ресурс зменшується, але на підставі отриманих даних ми можемо визначити дійсне його значення та попередити перехід конструкції до гіршого технічного стану.

Одним із способів розширення області допустимих значень показників експлуатаційної придатності, тобто нормованих параметрів конструкцій, є врахування відповідальності будівель та споруд. В статті Отставнова В.А., Кайзера В.Д. та Сухова Ю.Д. обґрунтовуються значення коефіцієнтів надійності за призначенням будівель (споруд), які введені в чинні норми проектування.

Ахметзянов Ф.Х. та Кринкін І.Л. констатують факт, що методи кількісної оцінки ступеню впливу різних дефектів на несучу здатність конструкції ще не розроблені. На прикладі розгляду параметрів 18-ти метрової попередньо напруженої залізобетонної балки, показаний вплив різних факторів (нерівномірність натягу арматури, концентрації напружень в місцях зміни поперечного перерізу тощо) на роботу конструкції, а в кінцевому рахунку – на її надійність.

Вплив початкової технологічної пошкодженості залізобетонних конструкцій вивчали Дорофєєв В.С., Вировий В.М. та їх колеги і учні. Вони встановили вплив такої пошкодженості на фізико-механічні властивості складових матеріалів та на роботу (а значить, і розрахунок) залізобетонних конструкцій, що зазнають різного виду навантажень, у цілому. Запропоновані поправки до розрахунку будівельних конструкцій дозволяють оцінювати такі дефекти, а рекомендації щодо керування складом бетонної суміші під час виготовлення – керувати якістю конструкції під час її експлуатації.

Личов О.С. на прикладі оцінювання коефіцієнта варіації характеристик міцності бетону та арматури показав, що при заданій надійності залізобетонної конструкції як системи, можливе зменшення розходу матеріалів на виготовлення виробів. Таким чином автор регулює технічний стан конструкцій на базі статистичних розрахунків. Запропонований алгоритм дає можливість методом перебору запроєктувати залізобетонний елемент оптимальний з точки зору економічності та з наперед заданими параметрами надійності. Використання цієї методики в практиці проектування стримується відсутністю вибірки для визначення статистичних характеристик.

Методика розрахунку залізобетонних конструкцій, що знаходяться в агресивному середовищі, під дією зовнішнього навантаження як за першою, так і за другою групою граничних станів розробляється Бліхарським З.Я. та його учнями. Пропозиції щодо розрахунку таких конструкцій суттєво уточнюють наші уявлення про напружено-деформований стан та роботу залізобетонних елементів та значно розширюють область якості, тим самим дають змогу регулювати технічний стан будівель та споруд у цілому.

Аналогічними питаннями вивчення роботи залізобетонних конструкцій при сумісній дії силового навантаження там агресивного навколишнього середовища займалися також Fu X., Chung D.D.L. Наряду з іншими факторами, цими вченими вивчався вплив корозійних процесів на зчеплення сталеві арматури з бетоном.

Бамбура А.М. з колегами на основі рекомендацій щодо визначення показників експлуатаційної придатності залізобетонних колон, підсилених монолітною залізобетонною сорочкою, розробили пропозиції щодо оцінювання несучої здатності стиснутих елементів, підсилених при дії зовнішнього навантаження. При цьому враховувалася нелінійна робота бетону.

Шагін О.Л. та Ізбаш М.Ю. запропонували локальний метод підсилення балкових конструкцій, що експлуатуються, шляхом постановки додаткової зовнішньої поперечно напруженої арматури. Авторами також розроблений метод розрахунку таких систем.

Горохов Є.В. та його співробітники розробили систему управління технічним станом сталевих опор ліній електропередачі. Метод розрахунку за граничними станами скориговано для розрахунку на стадії експлуатації. Авторами розглядається декілька видів втручань в роботу конструкцій:

- превентивно активний (постійний моніторинг стану, плавка льоду тощо);
- превентивно пасивний (підсилення конструкцій для можливості сприйняття навантаження в повному обсязі);
- заходи-наслідки (за результатами аварій чи поломок конструкцій).

Розроблена науковцями логічна схема проведення заходів щодо проведення спостережень та реконструкції має замкнутий характер, тобто діє до того часу, поки власник не прийме рішення щодо знесення лінії без її заміни.

Стороженко Л.І., Семко О.В. Воскобійник О.П. до оцінювання несучої здатності коротких та довгих трубобетонних елементів підійшли на імовірнісній основі.

Голоднов О.І. розробив методику впливу початкових температурних впливів, що виникають під час зварювання будівельних конструкцій на напружено-деформований стан та параметри таких конструкцій. Напружено-деформований стан автор моделює методом скінченних елементів. На прикладі двох будівель, технічний стан яких визначався та корегувався, показана можливість використання наданих пропозицій на практиці.

Одним із методів визначення області якості конструкцій є уточнення параметрів системи в ході натурних інструментальних обстежень. Такі обстеження носять конкретний характер, їх результати можуть бути використані, в основному,

лише на даному об'єкті. Але в ході таких досліджень, по-перше накопичується інформація про роботу залізобетонних конструкцій, по-друге з'являється можливість переносу результатів на інші об'єкти, аналогічні тому, що обстежується. Детальні інструментальні обстеження показали, що коефіцієнт варіації бетону становить 0,065 (при прийнятому стандартному 0,135). Таким чином обґрунтовано вдалося підвищити розрахункову міцність бетону та виявити резерви міцності, тобто розширити область якості системи будівлі.

До таких же, але більш об'ємних відносяться досліди [250], оскільки об'єктом дослідів було декілька залізобетонних гребель Ангарського каскаду. В результаті встановлено, що 30...40-річна експлуатація в агресивному середовищі призводить до локального руйнування бетону та його деструкції. Так коефіцієнт варіації бетону гребель сягає 0,267, що значно вище середнього загальноприйнятого.

Чайка В.П. запропонував аналітичний вираз для визначення міцності бетону на стиск за градієнтом напружень. Автор приходить до висновку, що таке визначення міцності та пружно-пластичних властивостей бетону більш точне ніж за експериментальними кривими деформування бетону. Використовуючи запропонований підхід можна уточнити (розширити) область якості конструкцій та збільшити їх ресурс. Однак, методика потребує достовірної експериментальної перевірки.

Крамарчук А.П. провів експериментально-теоретичні дослідження залізобетонних елементів, підсилених під навантаженням шляхом постановки в розтягнутій зоні додаткової поздовжньої арматури. Автором встановлено, що ефективність арматури підсилення тим вища, чим менший рівень напружень в існуючих стержнях. Таким чином, використовуючи отримані результати можна визначити параметри залізобетонних конструкцій після її підсилення.

Штерн О.І. та Штерн В.О. вивчали роботу похилих перерізів балок із керамзитобетону. Ними встановлена залежність між несучою здатністю та відносним прольотом зрізу. Така залежність дещо інша ніж в балках з важкого бетону. Автори прийшли до висновку, що розрахункову модель балки може розглядатися як арка з затяжкою. Руйнування такої системи відбувається або від роздроблення бетону стиснуто-зрізуваної зони, або від виривання арматури із опорного блоку.

Москвін В.М., Агаджамов В.І. та Гузєєв Є.А. стверджують, що збільшити ресурс конструкцій, що експлуатуються в агресивному середовищі можна лише за умови виконання наступного: якісному та грамотному проектуванню; зменшення агресивності середовища (витяжки, закриті системи тощо); захист конструкцій; кваліфікована експлуатація. Це, звичайно, потребує збільшення початкових витрат, але окупається в процесі експлуатації.

Одним із способів захисту конструкцій є карбонізація поверхневого шару бетону.

Добавка до складу бетону хлористого заліза підвищує водонепроникність бетону та суттєво зменшує можливість його корозії. Однак, в цьому випадку активізується корозія сталевих арматур залізобетонних конструкцій.

Різними вченими досліджувалися питання впливу на бетонний камінь агресивного середовища, що вміщує найбільш поширені реагенти CO_2 та H_2CO_3 . В результаті проведених дослідів встановлено, що найбільш стійкими в розчинних

кислотах є бетони з використанням кислотостійких цементів та полімерів. Основним недоліком таких матеріалів є їх висока вартість. Карташов К.М., Гіндоян А.Г. та Бутлицький О.Е. ставлять проблему удосконалення усього процесу від проектування до закінчення терміну експлуатації будівель та споруд, в яких має місце агресивне середовище. В таких будівлях процес зносу проходить в декілька разів швидше ніж в звичайних умовах. В зв'язку з цим зменшується міжремонтний термін та зростають витрати на експлуатацію. Автори відзначають недосконалість нормативних документів в частині недостатньої вимогливості їх до захисту конструкцій від дії агресивного середовища. Критерієм ефективності проектних рішень повинен бути досвід експлуатації аналогічних будівель та споруд. Суттєві недоліки мають місце і в організації служби спостереження за станом будівель та споруд. Вони, з точки зору авторів статті, повинні:

- здійснювати технічний нагляд за конструкціями та середовищем;
- забезпечувати своєчасні адекватні втручання процес експлуатації;
- визначати ступінь фізичного зносу конструкцій (під час переоцінювання основних засобів);
- вести постійний облік даних щодо експлуатації будівель та споруд, необхідного для нормальної експлуатації та накопичення статистичних даних для висновків щодо умов роботи конструкцій та їх технічного стану.

Дані про роботу конструкцій повинні бути зосереджені та мати співставний характер. Автори наводять рекомендації щодо поліпшення процесу проектування та експлуатації будівель і споруд промислових підприємств.

2.4. Висновки за розділом

1. Аналіз проведених в Україні та за кордоном досліджень, направлених на оцінювання технічного стану, його прогнозування та регулювання, показує, що в даний час є досить багато напрацювань в даному напрямку. Нормами встановлена кількість технічних станів та критерії віднесення конструкцій до кожного з них. Однак, для конструкцій із різних матеріалів і навіть для різних видів конструкцій технічні стани визначаються по-різному. Норми не дають рекомендацій щодо прогнозування технічного стану, а керування ним здійснюється, як для нових конструкцій, що в ряді випадків не відповідає реальній роботі конструкцій, які експлуатуються певний час.

2. Експериментально-теоретичні дослідження в даному напрямку носять розрізнений характер. Дослідники пропонують різні підходи, як до оцінювання технічного стану конструкцій, так і до процесу прогнозування та регулювання його. Немає однастайності і щодо визначення технічного стану будівлі чи споруди в цілому. В даний час відсутні комплексні дослідження в цьому напрямку.

3. Відсутність єдиної методології до визначення, прогнозування та регулювання технічного стану будівельних конструкцій та будівель і споруд у цілому

робить цей процес неформалізованим, таким, що базується, в основному, на методі експертних оцінок. Для надійної нормальної експлуатації будівель та споруд необхідно розробити таку загальну методологію, яка б базувалась на загальних підходах до кожного з перерахованих питань, була достовірною та базувалась на реальних даних щодо роботи конструкцій.

4. Виходячи з вище викладеного, в даній роботі поставлені наступні задачі досліджень:

- виконати комплексний аналіз характерних дефектів та пошкоджень залізобетонних конструкцій, що експлуатуються, та їх вплив на показники експлуатаційної придатності;
- розробити метод визначення технічного стану окремих будівельних конструкцій та будівель і споруд у цілому;
- розробити методи визначення основних показників експлуатаційної придатності (міцності) пошкоджених в процесі експлуатації конструкцій, які відсутні в чинних нормах;
- розробити метод визначення початкового та залишкового ресурсу системи будівлі чи споруди в будь-який момент її експлуатації;
- створити математичну модель експлуатації будівлі, яка давала б можливість прогнозувати та регулювати роботу будівлі (споруди) як складної системи;
- розробити методи регулювання технічного стану будівельних залізобетонних конструкцій (на прикладі елементів, що згинаються);
- на основі розробленої математичної моделі запропонувати методику моніторингу будівельних конструкцій, оптимальну за критерієм витрат;
- впровадити результати досліджень в практику проектування та спостереження за будівлями та спорудами.

3. АРХІТЕКТУРНА ЧАСТИНА

3.1. Вихідні дані для проектування

Місце будівництва 24-х поверхового житлового будинку – вул. Дружківська м. Київ. Місто Київ відноситься до V району по значенню снігового навантаження ($S_0=1550$ Па); значення тиску вітру для I вітрового району ($W_0=370$ Па). Розрахункова зимова температура найбільш холодної доби: -29°C . Середня температура найбільш холодної п'ятиденки: -25°C . Кліматичний район будівництва – I згідно . Кількість градусо-днів опалювального періоду для I температурної зони – $D_0 = 3750$ $^{\circ}\text{C}\cdot\text{днів}$. Згідно [16] тривалість опалювального періоду для Києва є $Z_{оп} = 187$ днів, середня температура зовнішнього повітря в опалювальний період $t_{оп з} = -1,1^{\circ}\text{C}$. Існуюча площадка відведена під будівництво житлового будинку має спокійний рельєф без чітко визначеного загального ухилу. Агресивні дії технологічних процесів на будівельні конструкції відсутні.

Характеристики будівлі:

Клас будівлі – 1.

Ступінь довговічності – 1.

Ступінь вогнестійкості – 1.

3.2. Генеральний план ділянки. Благоустрій

Проектований багатопверховий житловий будинок розташований в місті Київ. Генеральний план житлового будинку розроблений на підставі завдання на проектування, архітектурно-планувального завдання та відповідно ДБН 360-92** "Містобудування. Планування і забудова міських і сільських поселень". Генеральний план виконаний по топографічній зйомці в масштабі 1:500. Планувальні рішення багатопверхового житлового будинку визначені вимогами санітарних та протипожежних норм, а також вимогами технічних умов. Форма будинку і його розташування забезпечує захист дворової частини будинку від холодних північних вітрів і покращує мікроклімат кварталу.

Вздовж головного фасаду передбачений тротуар для пересування людей, дорога для проїзду автотранспорту, а також стоянки для автомобілів. Між ними запроектовані посадки дерев, чагарників, газони, що збільшує шумопоглинання, покращує екологічне середовище міста і безсумнівно пожвавлює зовнішній вигляд району і надає йому новий сучасний вигляд. Приємний асортимент зелених насаджень стійкий до місцевих кліматичних умов і підібраний з урахуванням можливостей місцевих розплідників.

Таблиця 3.1

Техніко-економічні показники генерального плану

№ п/п	Найменування	Одиниця виміру	Кількість
1	Площа використаної території	га	10,20
2	Площа забудови	м ²	6,46

3	Густина забудови	-	0,63
4	Площа автодоріг і майданчиків	м ²	2,60
5	Площа озеленення	м ²	1,14
6	Коефіцієнт озеленення	-	0,11

Благоустрій

Запроектована житлова будівля не має негативної дії на навколишнє середовище. Вона будується на території існуючого мікрорайону. Асортимент порід дерев і чагарників підібраний з урахуванням екологічних умов росту рослин і ґрунтово-кліматичних умов району. Групові і поодинокі насадження густокронних дерев пропонується для створення комфортних умов на майданчиках для відпочинку. Зелені насадження, які розташовуються на майданчику піддаються викорчовуванню. Передбачається посадка газонів, молодих саджанців дерев після закінчення будівництва і впорядкування території.. Вздовж проїздів насаджуються дерева та кущі. Тротуари влаштовуються із плиток типу ФЕМ. Встановлюються лави для сидіння та урни для сміття.

Технологічні процеси, що протікають в будівлі, є безпечними для навколишнього середовища і жителів міста.

Вжиті конструктивні заходи, матеріали для обробки приміщень, існуючі системи протипожежної сигналізації дозволяють вчасно вжити заходи по локалізації можливого джерела спалаху і гасінню пожежі. Технологічне устаткування і побутові прилади заводського виготовлення забезпечують безпеку персоналу, мешканців та майна, що зберігається, за умови забезпечення правильної експлуатації. Зберігання вибухонебезпечних речовин в приміщеннях будівлі не передбачається.

Системи водопостачання, каналізації, тепlopостачання, вентиляції і електропостачання не є небезпечними для персоналу і мешканців будівлі за умови правильної експлуатації.

3.3. Архітектурно-планувальні рішення

3.3.1. Загальні положення

В мірі розвитку типізації проектування і індустріалізації будівництво житлових будинків має дуже великі масштаби. Вирішується одна із головних задач соціальної важливості - забезпечити кожну сім'ю власною квартирою. При цьому житлове будівництво здійснюється в комплексі з установами повсякденного культурно-побутового обслуговування. Межею мікрорайонів є вулиці. Тому при проектуванні житлової будівлі передбачаються широкі вулиці, тротуари, що забезпечують вільний прохід людей, а також на випадок пожежі проїзд пожежних машин. В цілях економії земельних ділянок міста запроєктований 24-поверховий житловий будинок секційного типу. У будинку кожна квартира складається з наступних приміщень: житлові кімнати, кухня, коридор, ванна, санвузол, балкон.

Будівля має складну форму в плані.

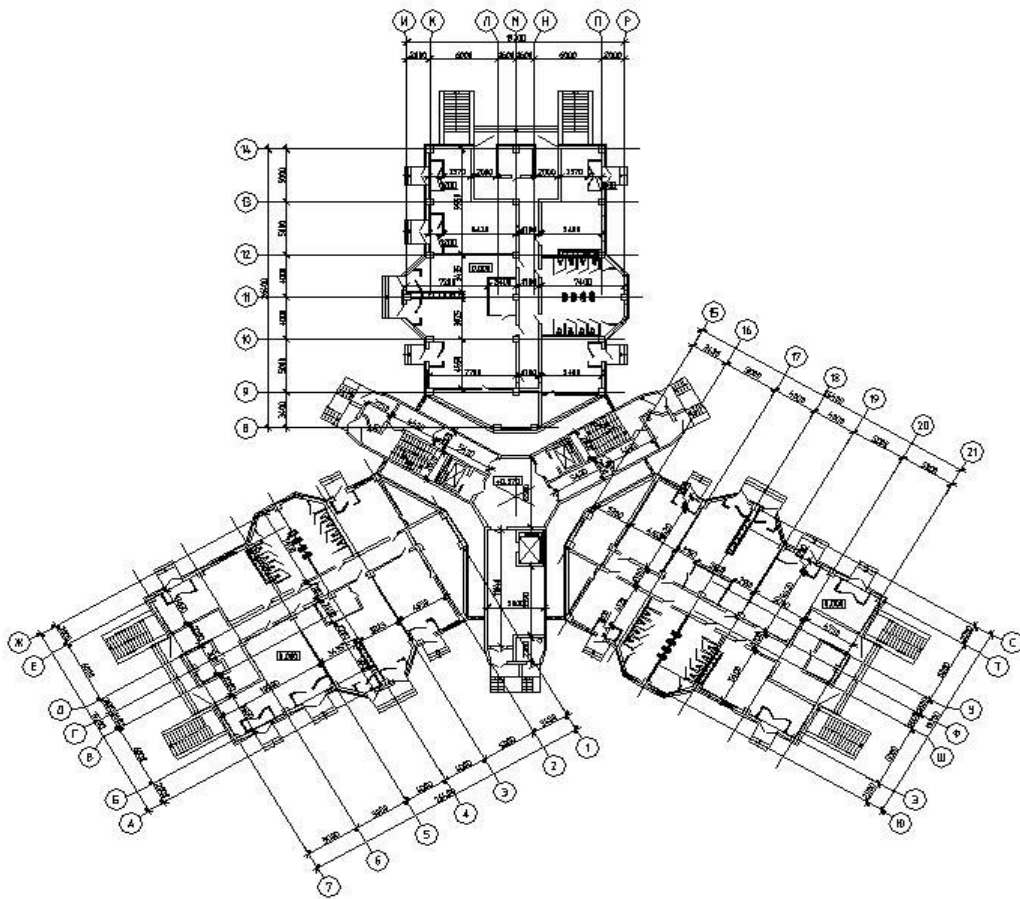


Рис.3.1. План 1-го поверху

Будівля складається з трьох однакових секцій, повернутих один до одного на 120° і сходово-ліфтової клітини у центрі. Довжина однієї секції будівлі 26,4 м, ширина іншої секції – 19,2 м. Кількість поверхів - 24. Висота першого поверху складає 3,8 м., типового поверху – 3,15 м. Підвал розташований на рівні (- 3,0 м.).

До будівлі входять трикімнатні квартири. У кожній квартирі запроєктовані роздільні санвузли, які задовольняють фізико-гігієнічні потреби мешканців. Також запроєктовані кухні для приготування і споживання їжі. Площі даних кімнат достатньо великі, що дозволяє швидко, комфортно та безперешкодно пересуватися.

Кількість житлових кімнат визначається бажаннями та потребами людей. Передбачені вітальня, декілька спалень, кухня, а також комора. Кількість кімнат кожного виду різне залежно від квартири.

Вітальня призначена для прийому гостей, спілкування, відпочинку. Спальня – для сну і відпочинку власників квартири. Комора необхідна для зберігання різних інструментів та господарських приладів власників.

Планування квартир і характер кімнат узгоджується з потребами замовників.

3.3.2. Функціональний процес

Запроєктований 24-поверховий житловий будинок з вбудовано-прибудованою крамницею призначений для кращого використання площі. У

підвалі та на першому поверсі передбачається першому поверсі розміщення магазинів першому поверсі продовольчих товарів, в яких відбувається першому поверсі продаж різного виду першому поверсі товарів і робота першому поверсі управлінського персоналу магазинів.

Типові першому поверсі поверхи займають першому поверсі житлові квартири. Кожна квартира першому поверсі однієї секції має першому поверсі індивідуальне планування, можлива першому поверсі також розробка планування за першому поверсі бажанням та відповідно до особливостей і бажань кожного власника.

До складу приміщень багатоповерхового житлового будинку окрім основного елементу - квартир запроектовані вбудовані приміщення:

- магазини
- приміщення для продовольчих товарів.

Позитивна сторона такого рішення - це максимальне наближення до житлової зони об'єктів соціальної інфраструктури, що призводить до комфортності обслуговування населення, скорочує витрати на будівництво. Магазини, що з іншого боку знаходяться в будівлі, та інші вбудовані приміщення сконцентровують людські потоки, автотранспорт; своєю діяльністю підвищують шуми і мимоволі засмічують прилеглу територію відходами свого виробництва.

Багатоповерхові житлові будинки є основним типом житла в містах нашої країни. Такі будинки дозволяють раціонально використовувати територію, скорочують протяжність інженерних мереж, вулиць, споруд міського транспорту. Значне збільшення щільності житлового фонду (кількість житлової площі (m^2), що доводиться на 1га забудовуваної території) при багатоповерховій забудові дає відчутний економічний ефект. Крім того, їх висотна композиція сприяє створенню виразного силуету забудови. Правильний вибір поверховості забудови визначає її економічність.

Одночасно використання в забудові тільки багатоповерхових будинків приводить до одноманітності, втраті масштабності і навіть не дозволяє досягти надвисокої щільності забудови, оскільки при збільшенні поверховості підвищуються і санітарні розриви між будівлями. Тому міста доречно забудовувати не тільки багатоповерховими будинками, але і будинками середньої поверховості.

3.4. Архітектурно-конструктивне рішення

Конструктивна система будівлі – каркасна. Несучий каркас будинку виконується з монолітного залізобетону в будівельних умовах. Вибір монолітного каркаса аргументований тим, що не потрібно використовувати елементи заводської готовності, відповідно, збільшуються можливості об'ємно-планувального рішення будівлі. Застосування монолітного каркаса доцільно тому що у м. Києві накопичений великий досвід монолітного будівництва, отже є готова база необхідної номенклатури виробів та матеріалів (добавки в бетон,

опалубка і т. д.), механізмів і машин (бетононасоси, домкрати, і т. д.). В якості матеріала каркаса був обраний залізобетон. Оскільки він володіє великою вогнестійкістю і, отже, відповідає протипожежним нормам, що особливо актуально при висотному житловому будівництві (час евакуації значно зростає).

Фундаменти

Фундамент в будівлі передбачається плитний монолітний залізобетонний з бетону класу С20/25.

Колони

Залізобетонні колони мають квадратний постійний по висоті перетин. Передбачається використовувати колони залізобетонні з бетону класу С20/25. Розміри колони в плані 600 х 600 мм. У плані мають осьову прив'язку. Призначені для сприйняття навантаження від перекриття та передачі його на нижче лежачі конструкції.

Перекриття

Перекриття виконується монолітне товщиною 170 мм. Клас бетону С20/25. Армування арматурою класу А240С (діаметром 18-24мм). Для армування передбачається застосовувати зварні сітки, об'єднані в просторові каркаси.

Стіни і перегородки

Зовнішні стіни житлового будинку запроектовані із заповненням з пінобетону і подальшим облицюванням жорсткими мінераловатними плитами завтовшки 100 мм, і оштукатурюванням по сітці. Товщина зовнішніх стін складає 400 мм. У будівлі також передбачаються стіни завтовшки 640 мм, у яких розміщені вентиляційні та димові канали. Перегородки виконуються з гіпсокартону, товщиною 100 мм.

Сходи

Для сполучення між поверхами і для евакуації людей в надзвичайних ситуаціях служать сходи типа Н-2. Конструкція сходів монолітна або із збірного залізобетону. Сходи запроектовані так, що вхід в підвальні приміщення виконується зі сходової клітки. Вхід в під'їзд будівлі здійснюється через крильце. Сполучення між приміщеннями магазинів та підвальними здійснюється за допомогою прибудованого тамбуру.

Вихід на горище забезпечують металеві драбини.

Вікна

Скління передбачається виконати пластикове. Вікна в будівлі запроектовані з потрійним склінням.

Двері

Зовнішні двері в будинку запроектовані дерев'яними типу ДО 24-10 по ДБН В.2.2-15-2005. Внутрішні двері - дерев'яні різних типорозмірів по ДБН В.2.2-15-2005. Дерев'яні двері покриваються атмосферостійкими лаками.

Підлога

У будинку передбачено два типи підлоги. Підлога прийнята залежно від призначення приміщень: з керамічної плитки або лінолеумна. Підлога в приміщеннях повинна задовольняти умовам міцності, достатньої еластичності, опору зносу, зручності прибирання, безшумності.

Покрівля

Покрівля будівлі приймається плоска з внутрішнім організованим водостоком. Несучим елементом покрівлі є монолітне залізобетонне перекриття, по якому виконується укладання утеплювача, пристрій стягування та наклейка рулонного килима.

3.5. Ліфтове устаткування

Ліфти, їх обладнання, розміщення машинного приміщення та сходів між цими приміщеннями зроблені відповідно до вимог НПАОП 0.00-1.02-08 і ДСТУ Б В.2.6-52:2008. Шахта і машинне приміщення ліфтів не озташовані безпосередньо над житловими кімнатами, суміжно з ними або під ними. З підвалом ліфт не з'єднується. Двері машинного приміщення прийняті суцільні металеві, відкриваються назовні й закриваються замком. Розміри полотна дверей в машинному приміщенні не менше 800 x 1800 мм (ширина і висота). Підлога машинного приміщення має неслизьке покриття, не створюючи пил (бетонний). Стіни і стеля машинного приміщення пофарбовані світлою масляною фарбою. Допускається фарбування стін і підлоги на висоті більше 2000 мм проводити світлою клейовою або водоемульсивною фарбами. У машинному приміщенні передбачена природна вентиляція. Машинне приміщення має висоту від рівня чистої підлоги до найнижчих частин перекриття більше 2200 мм. Навколо отворів для пропуску канатів крізь підлогу машинного приміщення влаштовані борти заввишки не менше 50 мм. Ширина проходів з боку обслуговування контролера не менше 750 мм, а висота - не менше 2000 мм. В машинному приміщенні при вході передбачено вільний простір заввишки більше 2000 мм і розмірами підстави не менше 1000 x 1000 мм. У машинному приміщенні ліфта встановлено пристрій (монорельс) для підвіски вантажопідйомного засобу, призначеного для проведення ремонтних робіт. На цьому пристрої або поряд з ним повинна бути вказана його вантажопідйомність. Підлоги машинного приміщення і підходу до нього розташовані на різних рівнях з перепадом 1100 мм. Для входу в машинне приміщення влаштовані стаціонарні сходи з кутом нахилу до горизонталі не більш 60°. Машинне приміщення, проходи і коридори, що ведуть до цього приміщення і майданчиків, обладнані стаціонарним електричним освітленням від

освітлювальної мережі будівлі. Машинне приміщення має також природне освітлення.

Ліфтова шахта захищена з усіх сторін, має підлогу і верхнє перекриття. Запроектована глуха шахта (з суцільною огорожею). Прямок глибиною 1500 мм має скоби для доступу в пряминок та виходу з нього. Прямок захищений від попадання в нього стічних і ґрунтових вод.

3.6. Інженерно-технічне устаткування

Водопостачання і каналізація

Проект системи внутрішнього водопостачання і каналізації житлового будинку виконаний відповідно до вимог ДСТУ Б А.2.4-31:2008.

Житловий будинок обладнується системами господарсько-питного, протипожежного водопостачання і системою побутової каналізації. Системи протипожежного водопроводу, господарсько-питного, протипожежного водопроводу і побутової каналізації приєднуються до існуючих зовнішніх мереж міста Києва.

У житловому будинку передбачено сполучена система господарсько-питного і протипожежного водопроводу. Вода подається досанітарних приладів і пожежних кранів. Мінімальна витрата води на внутрішнє пожежегасіння на один струмінь дорівнює 2,5 л/с.

Розводка до санітарних приладів холодного і гарячого водопостачання виконується з пластикових труб $d_y = 25-15$ мм "ЕКОPLASTІК" (Чехія).

У точках підключення до водопровідних стояків встановлюються лічильники обліку води КВ-1,5 у кожній квартирі. Відведення стоків від санітарних приладів виконується самоплив в проектовану каналізаційну мережу.

Електропостачання

Проект електропостачання будівлі передбачає пристрій внутрішньої і зовнішньої мережі електропостачання від електрощитової до кожної квартири. У приміщенні електрощитової встановлюється ввідний щит з приладами розрахункового обліку електроенергії та захистом від струмів короткого замикання.

Силова мережа виконується кабелем марки КЛ-0,4 кВ розрахункового перетину дротом марки ВВП і кабелем марки ВВГ по стінах в металорукаві, в штрабах, підготовці підлоги та ін.

Усі металеві неструмоведучі частини електроустаткування, які не знаходяться нормально під напругою, але можуть опинитися під таким у разі порушення ізоляції, підлягають заземленню та зануленню шляхом з'єднання з нульовим робочим дротом мережі.

У проекті передбачається аварійне, робоче і евакуаційне освітлення. Напруга в мережі аварійного, робочого і евакуаційного освітлення становить $\sim 380/220$ В, напруга у лампах - 220 В.

Освітленість приміщень залежно від їх призначення відповідає вимогам ДБН В.2.5-28-2006. Типи світильників обрані відповідно до призначення світильників і характеристики середовища їх використання. Вибір кількості світильників та потужності ламп в них проведений на підставі світлотехнічних розрахунків. Світильники з люмінесцентними лампами типу ЛСП - 2×40 та світильники з лампами накаливання типу НПП - 03×100 (або світильники подібні за показниками) прийняті в якості освітлювальної техніки.

Газопостачання

Газопостачання будівлі проектується від існуючого підземного газопроводу низького тиску. Запроектований газопровід низького тиску прокладається підземний. Після виходу газопроводу із землі - надземний по зовнішній стіні житлового будинку вище за вікна першого поверху. Газопровід прокладається із сталевих електрозварних труб Ø76 мм у траншеї на піщану основу товщиною 200 мм і засипається піском на 300 мм вище за верх труби. Контрольна трубка встановлюється для виявлення витoku газу на місці газопроводу, а в місці виходу газопроводу із землі – газовідвідна сталева трубка. На кожен житлову секцію передбачається окреме введення газопроводу. Газові крани встановлюються на кожному введенні та перед кожним газовим приладом.

Інженерне обладнання

Для забезпечення технологічних процесів, що протікають в будівлі, передбачається установка системи витяжної вентиляції з природним імпульсом і системи пожежно-охоронної сигналізації в приміщеннях гаража. У квартирах запланована установка побутових приладів й обладнання заводського виготовлення.

Сміттепровід

Житловий будинок обладнаний сміттепроводом. Стовбур сміттепроводу запроектований з азбестоцементних труб. Сміттепровід закінчується в сміттекамері шибером та не примикається до житлових приміщень. Сміття, яке накопичується в бункері висипається у сміттеві візки, занурюється в сміттезбірні машини і вивозиться на міське звалище відходів. У сміттекамері передбачені холодний та гарячий водопровід із змішувачем для промивки сміттепроводу, устаткування і приміщення сміттекамери. Сміттекамера обладнана трапом із зливом води в хозфекальну каналізацію. Сміттезбірна камера має самостійний вхід з дверима, які ізольовані від входу в будинок і вікон глухою стінкою, що відкриваються назовні (екраном). Сміттепровід закінчується вентиляційним виходом над крівлею для провітрювання сміттекамери.

3.7. Оздоблення

Оздоблення фасаду будівлі проводиться облицьовуванням силікатною червоною і білою керамічною цеглою. Також обробка фасаду виконується дрібними архітектурними елементами. Цокольна частина об'єкту утепляється пінополістеролом завтовшки 100 мм і обштукатурюється цементно-піщаним розчином завтовшки 30 мм по сітці. Віконні блоки металопластикові із заповненням отворів двокамерними склопакетами. Внутрішнє оздоблення кімнат здійснюється індивідуально власниками квартир і магазинів згідно з діючими нормами.

Усі обробні матеріали повинні мати сертифікати якості та відповідати вимогам діючих нормативних документів.

3.8. Телебачення і телефонізація

Телебачення

Телевізійні антени монтуються на всіх блок - секціях, з їх орієнтацією на телецентр і установкою підсилювача телевізійного сигналу. Проектом передбачено встановлення телевізійних антен колективного користування.

Телефонізація

До кожної блок-секції будинку з внутрішньоквартальної телефонної мережі підводиться телефонний кабель. Залежно від можливості міської телефонної станції здійснюється підключення абонентів до міської телефонної мережі.

3.9. Теплотехнічний розрахунок огорожувальних конструкцій стін

Необхідний опір теплопередачі стінових огорожувальних конструкцій (газобетонні блоки з мінераловатними плитами), які відповідають санітарно-гігієнічним і комфортним умовам, визначають за формулою:

$$R_0^{mp} = \frac{n \cdot (t_g - t_n)}{\Delta t^n \cdot \alpha_g} = \frac{1 \cdot (16 + 15)}{4,43 \cdot 8,7} = 0,804$$

де $n = 1$ – коефіцієнт, що приймається в залежності від положення зовнішньої поверхні огорожувальних конструкцій по відношенню до зовнішнього повітря;

$t_g = 20^\circ\text{C}$ – розрахункова температура внутрішнього повітря, яка приймається згідно з табл. Г.2 ДБН В.2.6-31:2006 і нормам проектування відповідних будинків і споруд;

$t_n = -15^\circ\text{C}$ – розрахункова зимова температура зовнішнього повітря, що дорівнює середній температурі найбільш холодної п'ятиденки забезпеченістю 0,92 ;

$\Delta t^H = 4,43$ – нормативний температурний перепад між температурою внутрішнього повітря і температурою внутрішньої поверхні огорожувальної конструкції, що приймається за табл. 3 ДБН В.2.6-31:2006.

$\alpha_в = 8,7$ – коефіцієнт тепловіддачі внутрішньої поверхні огорожувальних конструкцій, приймається за додатком Е ДБН В.2.6-31:2006.

Опір теплопередачі R_o , $\text{м}^2 \cdot \text{°C} / \text{Вт}$, огорожувальної конструкції слід визначати за формулою:

$$R_o = \frac{1}{\alpha_в} + R_k + \frac{1}{\alpha_H},$$

де R_k – термічний опір огорожувальної конструкції, $\text{м}^2 \cdot \text{°C} / \text{Вт}$, визначається за формулою:

$$R_k = R_1 + R_2 + \dots + R_n,$$

де R_1, R_2, \dots, R_n – термічні опори окремих шарів огорожувальної конструкції, $\text{м}^2 \cdot \text{°C} / \text{Вт}$, що визначаються за формулою:

$$R = \frac{\delta}{\lambda}$$

де δ – товщина шару, м;

λ – розрахунковий коефіцієнт теплопровідності матеріалу шару, $\text{Вт} / (\text{м} \cdot \text{°C})$,

$\alpha_H = 23 \text{ Вт} / (\text{м} \cdot \text{°C})$ – коефіцієнт тепловіддачі (для зимових умов) зовнішньої поверхні огорожувальної конструкції. (ДБН В.2.6-31:2006)

$$R_o^{mp} = \frac{1}{\alpha_в} + \frac{\delta_1}{\lambda_1} + \frac{\delta_{ym}}{\lambda_{ym}} + \frac{\delta_2}{\lambda_2} + \frac{1}{\alpha_H}$$

Захисна конструкція складається їх трьох шарів:

– оцинкована сталь товщиною $\delta_1 = 0,5 \text{ мм}$ і з коефіцієнтом теплопровідності $\lambda_1 = 58 \text{ Вт} / (\text{м} \cdot \text{°C})$

– утеплюючий шар базальтова мінеральна вата з коефіцієнтом теплопровідності $\lambda_2 = 0,041 \text{ Вт} / (\text{м} \cdot \text{°C})$.

– оцинкована сталь товщиною $\delta_2 = 0,5 \text{ мм}$ і з коефіцієнтом теплопровідності $\lambda_1 = 58 \text{ Вт} / (\text{м} \cdot \text{°C})$

$$\delta_{ym} = \left(R_o^{mp} - \frac{1}{\alpha_в} - \frac{\delta_1}{\lambda_1} - \frac{\delta_2}{\lambda_2} - \frac{1}{\alpha_H} \right) \cdot \lambda_{ym}$$

$$\delta_{ym} = \left(0,804 - \frac{1}{8,7} - \frac{0,0005}{58} - \frac{0,0005}{58} - \frac{1}{23} \right) \cdot 0,041 = 0,041 \text{ м} = 41 \text{ мм}$$

Приймаємо базальтовий мінераловатний утеплювач товщиною 100 мм відповідно до конструкції віконних плетинь і забезпечення жорсткості стін.

РОЗДІЛ 4 РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНА ЧАСТИНА

4.1. Розрахунок просторової моделі 24-х поверхової житлової будівлі в програмному комплексі «МОНОМАХ 2013».

Розрахунок просторової скінченно-елементної моделі 24-х поверхової житлової будівлі виконаний в програмному комплексі «МОНОМАХ 2013».

4.1.1. Вихідні дані для розрахунку

- Важкий бетон класу C20/25; коефіцієнт умов роботи $\gamma_{b2}=0,9$ ($R_b=17\cdot 0,9=15,3$ МПа, $R_{b,t}=1,2\cdot 0,9=1,08$ МПа, $R_{b,ser}=22$ МПа, $R_{bt,ser}=1,80$ МПа; $E_b=27\cdot 10^3$ МПа).
- Робоча арматура плити – зі сталі класу A400C, $R_s=365$ МПа; монтажна (конструктивна) арматура класу A240C, $R_s=225$ МПа.

Загальний розрахунок будівлі у ПК МОНОМАХ (рис. 4.1 – рис. 4.4).

Для виконання розрахунку всієї будівлі у ПК МОНОМАХ було використано наступні вихідні дані: бетон класу С20/25, арматура класу А240С, А400С різних діаметрів. Товщина плити перекриття задано – 250 мм.

Навантаження, що діють на будівлю: вага конструкцій (власна вага), «пиріг» підлог (постійне навантаження), короткочасне навантаження – 1 кН/м^2 , снігове навантаження відповідно до нормативної документації 1600Па. Вітрове навантаження, що дорівнює 370 (518 – розрах.) кг/м^2 .

Розрахунок здійснюється в ПК Мономах, в якому власна вага несучих конструкцій задається автоматично, тому там врахуємо тільки навантаження від шарів покриття та перекриття.

Вітрові та сейсмічні навантаження можна не вираховувати, а просто задати нормативні данні вітрового району та клас району території за ґрунтом, на якій розташований об'єкт будівництва.

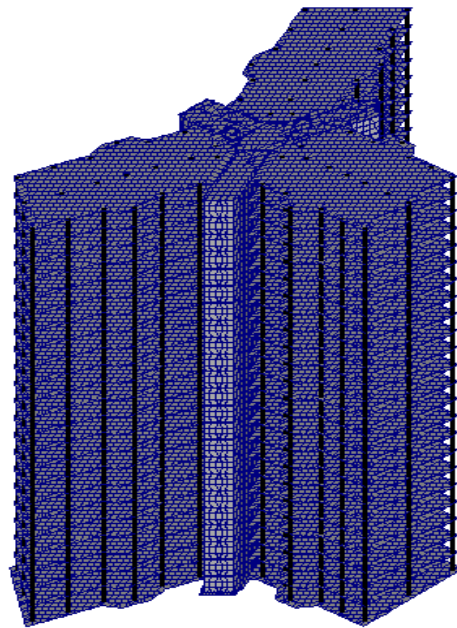


Рис. 4.1. Розрахункова схема будівлі в ПК МОНОМАХ

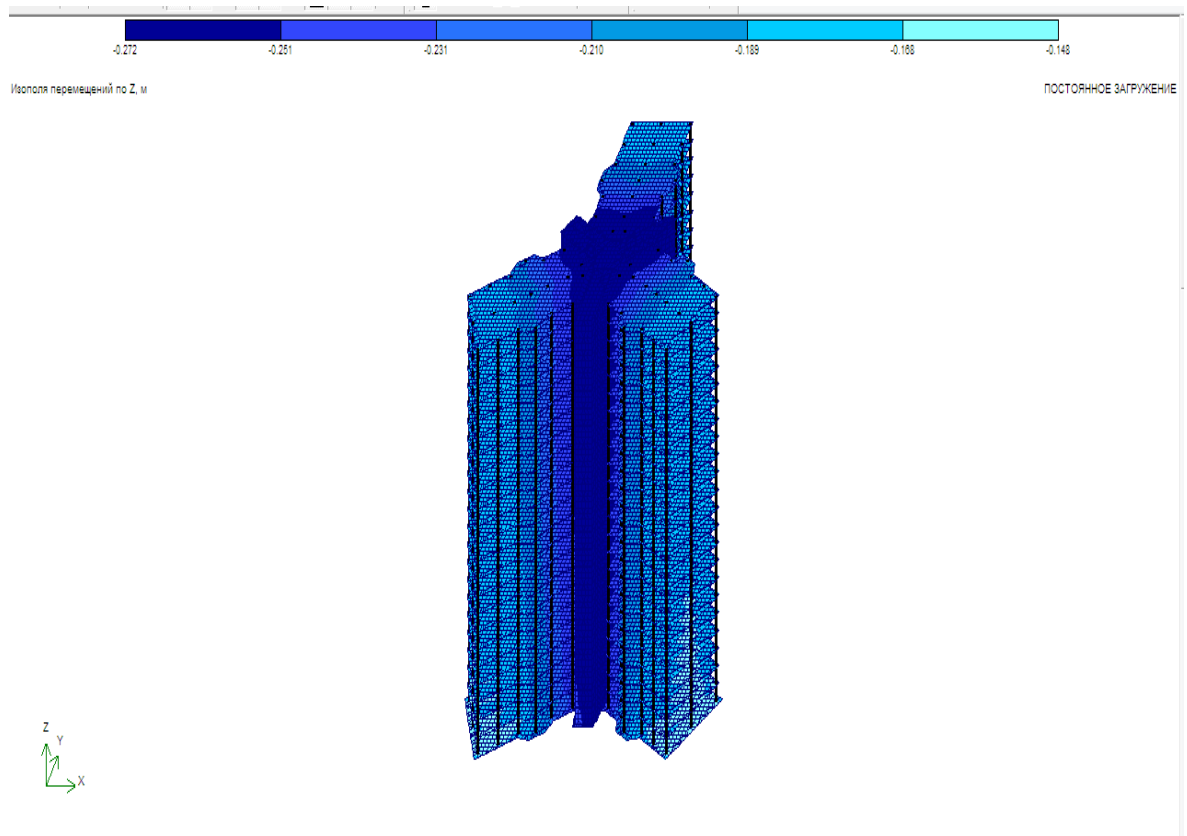


Рис. 4.2. Изополюс перемещень по Z

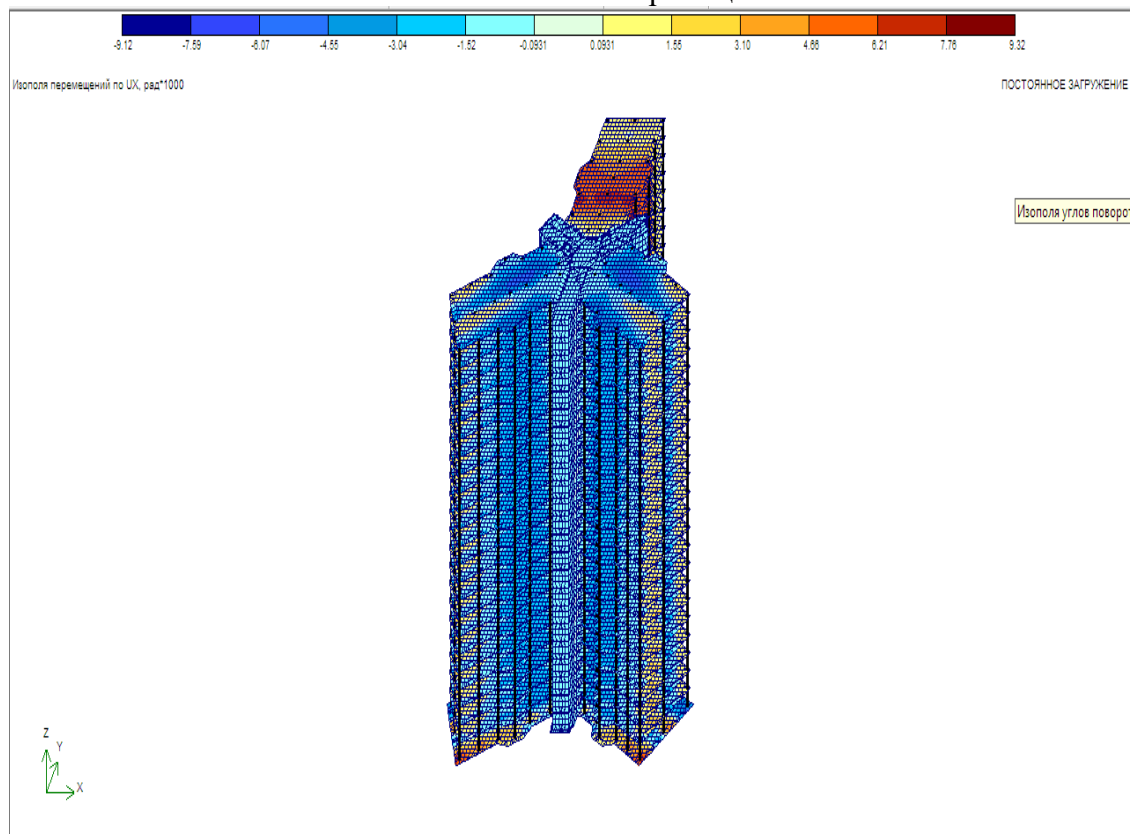


Рис. 4.3. Изополюс перемещень по UX

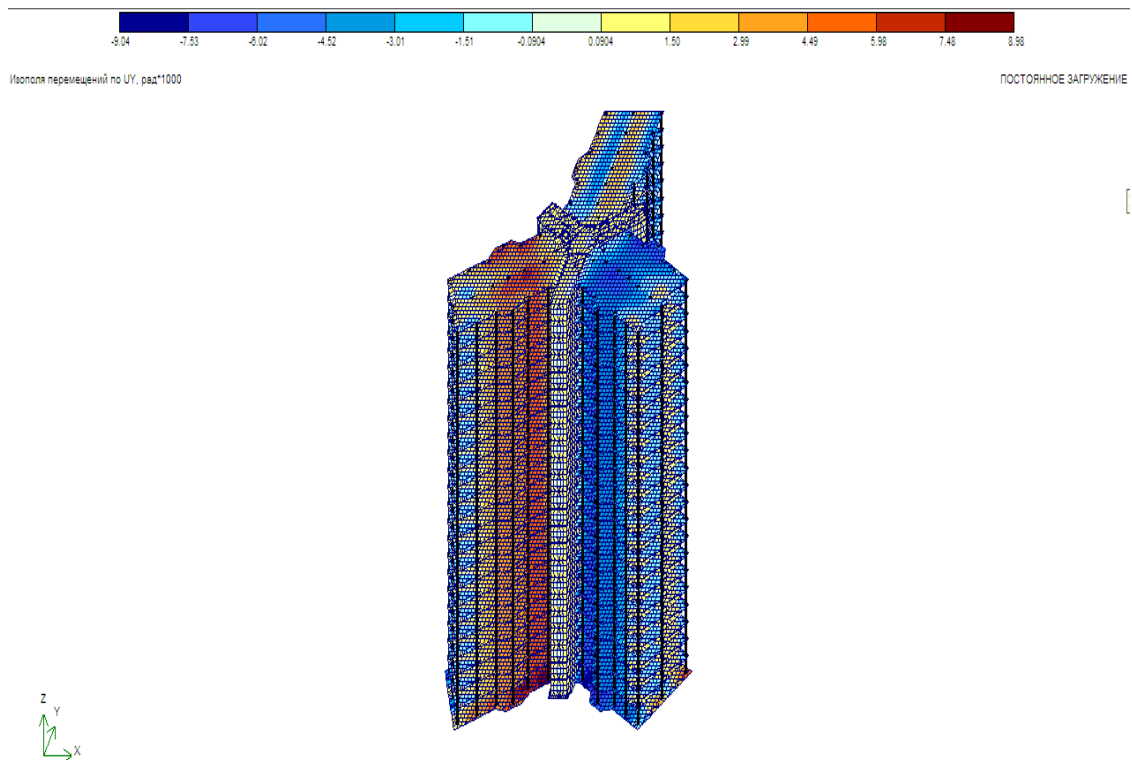


Рис. 4.4. Изополю перемещень по UY

4.2. Розрахунок плити перекриття 24-х поверхової житлової будівлі

Міжповерхові перекриття влаштовуються між поверхами.

У житловому будинку такі перекриття повинні витримувати навантаження від меблів, устаткування, людей, речей. Підвальні перекриття поділяють на приміщення нульового циклу: підвали, гаражі, і перший поверх житлового будинку. За навантаженням, міцності, жорсткості до таких перекриттів вимоги як і для міжповерхових. Важливим для таких конструкцій є утеплення перекриттів.

Горищні перекриття відокремлюють останній поверх будинку та горищне приміщення. Для експлуатованого горища в житловому будинку, якщо немає там житлових кімнат, підійдуть залізобетонні плити перекриттів, що витримують навантаження 400 кг/м^2 . Міжповерхове перекриття - один з основних елементів багатоповерхової промислової і цивільної будівлі. Найбільш поширений тип капітального перекриття - залізобетонне, яке може бути збірним, монолітним або збірно-монолітним. Матеріалом для залізобетонного перекриття служить звичайний важкий бетон, легкий бетон на пористих заповнювачах (керамзитобетон), або комбінований бетон, що складається з важкого і легкого. По конструктивній схемі перекриття підрозділяються на балочні (розрізні, нерозрізні, консольні) і безбалочні, коли плити спираються безпосередньо на колони. У балочних перекриттях балки розташовуються в одному або в двох напрямках. Залежно від відстані між балками перекриття розглядається як ребристе з балочними плитами або з плитами, опертими по контуру.

Усі елементи перекриття працюють на вигин.

Балочними плити вважаються в тому випадку, якщо зусилля, що діють в одному з напрямів, набагато менше в порівнянні із зусиллями, що діють в іншому напрямі. До балочних відносяться: прямокутні рівномірно навантажені плоскі плити, оперті по двох протилежних сторонах; плити, оперті по контуру або затиснені по трьох сторонах при співвідношенні сторін (прольотів), більше певного значення.

Плити, які працюють в двох напрямках вважаються такі: прямокутні при нерівномірному навантаженні; прямокутні рівномірно навантажені оперті по контуру

(затиснені по трьох сторонах), при співвідношенні сторін меншому або рівнішому граничному; не прямокутні в плані (круглі, кільцеві). Конструктивна схема перекриття вибирається з урахуванням призначення будівлі, величини і виду діючих навантажень, наявності місцевих матеріалів і т.д.

У дипломній роботі товщина перекриття прийнята 200мм. Клас бетону С20/25. Захисний шар бетону 30 мм. Арматура класів А240С, А400С.

Армування перекриття проводиться зварними і в'язаними сітками (в місцях складної конфігурації та отворів).

Розрахунок безбалкових конструкцій проводиться відповідно до вимог діючих нормативних документів. Безбалкову конструкцію розраховуємо на навантаження, рівномірно розподілені по всьому перекриття.

Міцність перекриття на продавлювання в перетинах без поперечної арматури перевіряється за формулою

$$P \leq k R_p h_0 b_{cp}, \quad (4.1)$$

де P – розрахункова продавлююча сила, що визначається при коефіцієнті перевантаження $n > 1$; h_0 - робоча висота перерізу;

$$h_0 = \frac{h_{0x} + h_{0y}}{2}; \quad (4.2)$$

R_p - розрахунковий опір бетону розтягуванню; k - коефіцієнт, що дорівнює 1 для важких бетонів;

b_{cp} - середнє арифметичне між величинами периметрів верхньої і нижньої основ піраміди, що утворюється при продавлюванні в межах робочої висоти перерізу h_0 .

При розрахунку на продавлювання, величина сили P приймається рівною сумі сил, що передаються через перекриття на колону, за вирахуванням навантажень, прикладених до верхньої підстави піраміди продавлювання (рахуючи до площини розташування верхньої арматури).

При установці в межах піраміди продавлювання поперечної арматури розрахунок проводиться з умови:

$$P \leq k R_p h_0 b_{cp} + 0,4 F_{x.n} R_{ax}, \quad (4.3)$$

де $F_{x.n}$ - площа поперечної арматури, що перетинає бічні грані піраміди продавлювання і надійно заанкерованою в бетоні.

$$F_{x.n} = \frac{P}{R_{ax}}; \quad (4.4)$$

R_{ax} - розрахунковий опір поперечної арматури розтягування при розрахунку на поперечну силу; k, h, R_p , і b_{cp} мають ті ж значення, що і у попередній формулі.

Розрахунок на продавлювання плиткових конструкцій від дії сил, рівномірно розподілених на обмеженій площі, повинен виконуватися з умови

$$F \leq \alpha R_{bt} u_m h_0 \quad (4.5)$$

де F - продавлююча сила;

α - коефіцієнт, що приймається рівним для бетону:

важкого	1,00
дрібнозернистого	0,85
легкого	0,80

u_m - середньоарифметичне значень периметрів верхнього і нижнього підстав піраміди, що утворюється при продавлюванні в межах робочої висоти перерізу.

При визначенні u_m і F передбачається, що продавлювання відбувається по бічній поверхні піраміди, меншою підставою якої служить площа дії продавлюючої сили, а бічні грані нахилені під кутом 45° до горизонталі.

Продавлююча сила F приймається рівній силі, яка діє на піраміду продавлювання, за вирахуванням навантажень, що прикладені до більшої основи піраміди продавлювання (вважаючи по площині розташування розтягнутої арматури) і чинять опір продавлюванню.

4.2.1. Розрахунок конструкцій за деформаціями

Деформації (прогини) елементів безбалкових конструкцій обчислюються за зусиллям зі статичного розрахунку каркаса на розрахункові навантаження, що визначаються при коефіцієнті перевантаження, що дорівнює одиниці.

Стадія роботи конструкції, по якій повинна проводитися перевірка прогину перекриття, встановлюється розрахунком на утворення тріщин.

При необхідності розрахунку на утворення тріщин в розтягнутій зоні бетону плоскою, суцільного перерізу плити безбалкового перекриття слід користуватися формулою:

$$M_T = \frac{R_{pII} h_n^2}{3,5}, \quad (4.6)$$

де M_T - момент на одиницю ширини плити; h_n - товщина плити.

Прогини перекриттів, що не мають тріщин в розтягнутій зоні бетону, можуть обчислюватися методами теорії пружності.

Для безбалкових перекриттів, що мають тріщини, максимальний прогин рекомендується визначати наближено по лінійній інтерполяції між прогином, що відповідає утворення перших тріщин, і прогином в момент, що безпосередньо передувє вичерпання несучої здатності перекриття, за формулою:

$$f = f_T + (f_n - f_T) \frac{p - p_T}{p_n - p_T}, \quad (4.7)$$

де $p_T < p < p_n$; i p_T - прогин і навантаження при утворенні перших тріщин; f_n і p_n - прогин і навантаження, відповідні граничного стану по міцності при характеристиках матеріалів R_{aII} , R_{npII} , p - діюче розрахункове рівномірно розподілене навантаження при коефіцієнті перевантаження, що дорівнює одиниці.

Для монолітних безбалкових перекриттів при прямокутній сітці колон каркаса прогин f_n в центрі панелі виражається формулою

$$f_n = 0,1 l_1 (0,5l - c) \frac{1}{p_n}, \quad (4.8)$$

де l_1 - проліт плити в чистоті між колонами;

l - проліт перекриття по осях колон; $\frac{1}{p_n}$ - кривизна, що визначається за формулою:

$$\frac{1}{p_n} = \frac{R_{aII}}{h_0 E_a} \left(1 + \frac{0,9 \mu p}{\xi_m \nu} \right); \quad \mu = \frac{F_a}{b h_0}; \quad n = \frac{E_a}{E_c}, \quad (4.9)$$

де n - коефіцієнт, що характеризує пружнопластичний стан бетону стиснутої зони.

X_m - відносна висота стиснутої зони бетону, що визначається як для плити прямокутного перерізу без попереднього напруження в стадії, безпосередньо попередньої вичерпання несучої здатності за формулою

$$\xi_T = 0,1 + 0,5 \xi_p, \quad (4.10)$$

$$\xi_p = \mu \frac{R_{aII}}{R_{npII}}. \quad (4.11)$$

Несуча здатність квадратної панелі монолітного безбалкового перекриття, однаково армованого в обох напрямках, при одночасному зламі суміжних панелей різних рядів виражається формулою:

$$P_n = \frac{24(M_n + M_{on})l}{3l^2(l - 2\bar{c}) + 4\bar{c}^3} = \frac{8R_{st}(F_n z_n + F_k z_k)}{l^3 \left[1 - 2\frac{\bar{c}}{l} + \frac{4}{3}\left(\frac{\bar{c}}{l}\right)^3 \right]}, \quad (4.11)$$

де M_n – граничний момент на одиницю довжини прогонової пластичного шарніра;
 M_{on} – граничний момент на одиницю довжини опорного пластичного шарніра.
 \bar{c} – катет прямокутного трикутника, відламуються від панелі в межах колони;
 F_n – перетин нижньої арматури в прольоті нагширину панелі;
 F_k – перетин верхньої арматури в опорному пластичному шарнірі на ширину панелі;
 z_n – плечевнутрішньої паригвпрогоновихгпластичномугшарнірі;
 z_k – плече внутрішньої паригв опорному пластичному шарнірі.
 При визначенні плеча z до слід враховувати, що стиснута зона бетону в опорному пластичному шарнірі може виявитися цілком поза плитою.

4.2.2. Вихідні дані для розрахунку монолітного залізобетонного перекриття

- Перекриття з розмірами 9700x8000 мм
- Робоча арматура класу А400С
- $R_s = R_{sc} = 365 \text{ МПа}; E_s = 200000 \text{ МПа}; \alpha_s = 6,9;$
- Розподільна арматура класу А240С $R_s = 225 \text{ МПа};$
- Арматурна сітка типу К-7
- $d = 15 \text{ мм}; R_s = 1080 \text{ МПа}; R_{sc} = 400 \text{ МПа}; R_{s,ser} = 1295 \text{ МПа}; E_s = 200000 \text{ МПа};$

Для зв'язування сіток – проволока класу Вр-І.

$d = 3 \text{ мм} :$

$R_s = R_{sc} = 375 \text{ МПа}; R_{sw} = 270 \text{ МПа}; E_s = 1,7 \cdot 10^5 \text{ МПа};$

$d = 4 \text{ мм} :$

$R_s = R_{sc} = 365 \text{ МПа}; R_{sw} = 265 \text{ МПа}; E_s = 1,7 \cdot 10^5 \text{ МПа};$

- Бетон С20/25

$R_b = 15.5 \text{ МПа}; R_{bt} = 1,1 \text{ МПа}; E_b = 32500 \text{ МПа}; R_{bt,ser} = 1,65 \text{ МПа}; R_{b,ser} = 20 \text{ МПа};$

- Коефіцієнт надійності $\gamma_n = 0,95.$

Збір навантажень

Навантаження, що діє на перекриття

Постійне навантаження, що діє на перекриття, розраховано в таблиці. Тимчасового навантаження на плиту перекриття нема. Розраховуємо:

а) проектне навантаження, що діє на плиту перекриття:

- $q_n = g \cdot b = 799 \cdot 8 = 6392 \text{ кг/м} = 63,9 \text{ кН/м};$

а) нормативне навантаження, що діє на плиту перекриття:

- $q_n = g \cdot b = 646 \cdot 8 = 5168 \text{ кг/м} = 51,68 \text{ кН/м};$

Навантаження, що діють на плиту наведені в табл. 4.1.

Таблиця 4.1

Збір навантажень на плиту перекриття

Навантаження	Нормативне навантаження, кг	R_f	Розрахункове навантаження, кг
Вага перекриття	550	1,3	674.8
Цементно-піщаний розчин	54	1,3	70.2
Плитка (облицювання)	42	1.3	54.6
Разом	646		799.6

Проектний прольот плити перекриття l_0 з урахуванням навантаження від балки:

$$l_0 = l - (b - \delta) / 2, \text{ де}$$

l - номінальний прольот балки, b - ширина перерізу балки поверху, приймаємо $0,5h$ і $h=1/10l$; $\delta = 20...30$ мм, $l_0 = 9700 - \frac{(300 - 25)}{2} = 9430$ мм.

Визначення проектних та нормативних моментів:

Від повного проектного навантаження:

$$M = \frac{ql_0^2 \gamma_n}{8} = \frac{63,9 \cdot 9,430^2 \cdot 0,95}{8} = 605 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Від повного нормативного навантаження:

$$M_n = \frac{q^e l_0^2 \gamma_n}{8} = \frac{14,01 \cdot 5,86^2 \cdot 0,95}{8} = 57,13 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Максимальна проектна поперечна сила:

$$Q = \frac{ql_0 \gamma_n}{2} = \frac{17,48 \cdot 5,86 \cdot 0,95}{2} = 48,66 \text{ кН.}$$

4.2.3. Розрахунок перекриття на міцність

Попереднє визначення перерізу перекриття:

$$h = cl_0 \frac{R_s}{E_s} \cdot \frac{\theta g^n + p^n}{q^n} \gamma_n,$$

де $\theta = 1,5$ для перекриття з фланцем у напруженій зоні; $c = 30$ з використанням арматури зі сталі А400С.

Висота перерізу визначається з даних твердості та міцності:

$$h = 30 \cdot 586 \frac{365}{2 \cdot 10^5} \cdot \frac{1,5 \cdot 2950 + 1720}{4670} 0,95 = 40,11 \text{ см}$$

Приймаємо $h=40$ см.

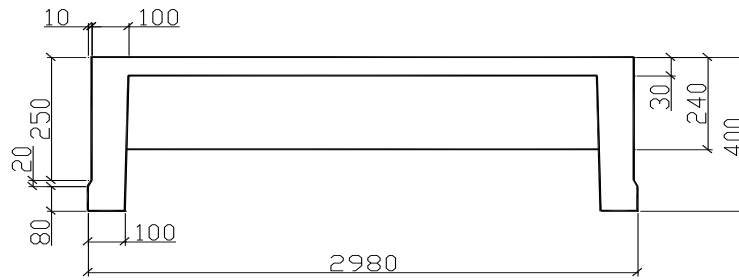


Рис. 4.5. Типовий переріз плити перекриття

Схема перерізу для розрахунку повздовжніх ребер плити перекриття:

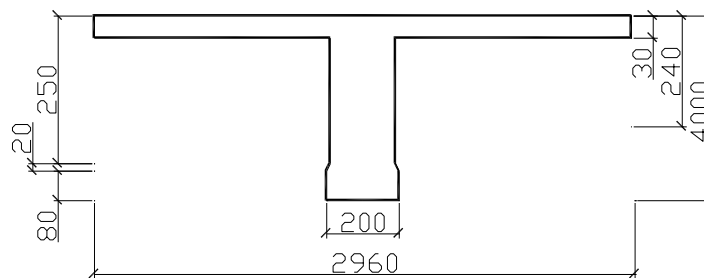


Рис. 4.6. Проектний переріз плити перекриття

Розрахунок нормативного перерізу на міцність

Ширина стиснутого ребра $b_f=296$ см, так само як $h_f/h=3/40=0,075>0,1h$ і є поперечне ребро $b=20$ см. Робоча висота перерізу:

$$h_0 = h - a = 40 - 4 = 36 \text{ см.}$$

Перевіряємо:

$$Q \leq 0,3 \cdot \varphi_{\omega 1} \cdot \varphi_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0,$$

Приймаємо $\varphi_{\omega 1}=1$:

$$48,66 \text{ кН} < 0,3 \cdot 1 \cdot 0,34 \cdot 15,5 \cdot 0,9(100) \cdot 20 \cdot 36 = 102,5 \text{ кН}$$

де $\varphi_{b1} = 1 \cdot \beta \cdot \gamma_{b2} \cdot R_b = 1 \cdot 0,01 \cdot 2 \cdot 1 \cdot 15,5 = 0,34$; $\varphi_{\omega 1} = (1 + 5\alpha\mu_{\omega}) \leq 1,3$.

Дані реалізовано, прийнятий переріз підходить для забезпечення міцності для даного навантаження.

Визначаємо проектну клітину для двотавра, перевіряючи дані:

$$M_f = R_b \cdot b_f' \cdot h_f' \cdot (h_0 - 0,5 \cdot h_f') = 15,5 \cdot 296 \cdot 3 \cdot (36 - 0,5 \cdot 3) \cdot 100 = 474,86 \cdot 10^5 \text{ Н} \cdot \text{см}$$

$$M = 71,28 \cdot 10^5 \text{ Н} \cdot \text{см} < 644,49 \cdot 10^5 \text{ Н} \cdot \text{см}$$

Умови задовільнено ($x < h'_f$).

Підбір повздовжньої робочої арматури

1. $h_0 = h - a = 40 - 3 = 37$ см;

2. $\omega = \alpha_1 \cdot 0,008 R_b = 0,85 \cdot 0,008 \cdot 15,5 = 0,726$;

3. $\gamma_{b2} = 0,9 \leq 1 \Rightarrow \sigma_{sc,u} = 500$ МПа; $\sigma_{sR} = R_s = 365$ МПа.

4. Визначаємо висоту стиснутої зони:

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,726}{1 + \frac{365}{500} \left(1 - \frac{0,726}{1,1}\right)} = 0,582$$

5. Знаходимо коефіцієнт A_0 :

$$A_0 = \frac{M}{bh_0^2 R_b} = \frac{71,28 \cdot 10^5}{(20 \cdot 37^2 \cdot 15,5) \cdot 100} = 0,168$$

За таблицею визначаємо $A_0 = 0,168 \Rightarrow \xi = \frac{x}{h_0} = 0,188$; $\eta = 0,906$;

6. Перевіряємо:

$$\xi \leq \xi_R \Rightarrow 0,188 < 0,582$$

7. Знаходимо проміжки між повздовжньою арматурою на гранях:

$$A_{S,tot} = \frac{\xi b h_0 R_b}{R_{S,red}} = \frac{0,188 \cdot 20 \cdot 37 \cdot 15,5}{365} = 5,91 \text{ см}^2;$$

8. Перевіряємо дані для армування:

$$A_{S,min} = \mu_{min} b h_0 = 0,0005 \cdot 0,20 \cdot 0,37 = 0,37 \text{ см}^2 \leq 5,91 \text{ см}^2$$

Приймаємо 4Ø14 А400С, $A_s = 6,16$ см², розміщуємо два на два на кожній грані.

Розрахунок поперечної арматури

Підбір поперечної арматури виконується шляхом розрахунку перерізу під дією поперечних навантажень:

Вихідні дані: $Q_{max} = 48,66$ кН; $q = 17,48$ кН/м; $h = 40$ см; $b = 20$ см; $a = 3$ см; $R_{bt} = 1,1$ МПа; $n = 2$; $\varphi_{b2} = 2$; $\varphi_{b3} = 0,6$; $\varphi_{b4} = 1,5$; $\varphi_n = 0$; $\varphi_f = 0,29$.

1. $h_0 = h - a = 40 - 3 = 37$ см.

3. Розрахунок суми коефіцієнтів: $(1 + \varphi_n + \varphi_f) = 1 + 0,29 + 0 = 1,29 < 1,5$.

4. Параметри:

$$B_b = \varphi_{b2}(1 + \varphi_n + \varphi_f) R_{bt} \gamma_{b2} b h_0^2 = 2 \cdot 1,29 \cdot 1,1 \cdot (100) \cdot 0,9 \cdot 20 \cdot 37^2 = 104,9 \cdot 10^5 \text{ Н} \cdot \text{см}.$$

5. У розрахунковому перерізі:

$$Q_b = Q_{sw} = Q/2$$

$$c = B_b / 0,5Q = 104,9 \cdot 10^5 / 0,5 \cdot 48660 = 431,16 \text{ см} > 2h_0 = 2 \cdot 37 = 74 \text{ см}.$$

6. Приймаємо $c = 2h_0 = 74 \text{ см}$; тоді поперечні навантаження Q_b , що прийняті бетоном, дорівнюватимуть:

$$Q_b = B_b / c = 104,9 \cdot 10^5 / 74 = 141,76 \cdot \text{кН}.$$

7. Перевірка :

$$Q_b \geq Q \Rightarrow 141,76 \text{ кН} > 48,66 \text{ кН}$$

Дані задовільні, відповідно до того, що поперечна арматура не потребує розрахунку. Конструктивно приймаємо, що крок між стрижнями арматури приблизно 20 см. Можливі відхилення: не більше ніж 40 см між стрижнями.

Розрахунок тіла плити перекриття

Дано: $l_1 = 2680 \text{ мм}$;

$$l_2 = 1580 \text{ мм}.$$

Проектне навантаження флангу з урахуванням її власної ваги.

Постійне проектне навантаження.

$$\text{Від флангу } g_1 = h_f \cdot \gamma_b \cdot \gamma_n \cdot \gamma_f = 0,03 \cdot 25 \cdot 0,95 \cdot 1,1 = 0,59 \text{ кН/м}^2;$$

$$\text{Від ваги «пиріжка» підлоги: } g_2 = 1,49 \text{ кН/м}^2;$$

Повне проектне навантаження:

$$g = g_1 + g_2 = 0,59 + 1,49 = 2,08 \text{ кН/м}^2$$

Тимчасове навантаження:

$$\text{нормативне } v_n = 1,72 \text{ кН/м}^2;$$

$$\text{проектне } v = v_n \cdot \gamma_f = 2,41 \text{ кН/м}^2;$$

$$\text{Повне проектне навантаження : } g + v = 2,08 + 2,41 = 4,49 \text{ кН/м}^2;$$

Момент від нерівномірно розподіленого навантаження на фланг з шириною в 1 м в напрямку найкоротшої сторони:

$$M = \frac{(g + v)l_1^2(3l_2 - l_1)}{12(4l_2 + 2,5l_1)} \gamma_n = \frac{4,49 \cdot 2,68^2 \cdot (3 \cdot 1,58 - 2,68)}{12(4 \cdot 1,58 + 2,5 \cdot 2,68)} \cdot 0,95 = 0,404 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Фланг розраховано як переріз прямокутної форми з армуванням.

1. $h_0 = h_f' - a = 30 - 14 = 16 \text{ мм}.$

2. Характеристики стиснутої зони бетону:

$$\omega = \alpha_1 - 0,008R_b = 0,85 - 0,008 \cdot 15,5 = 0,726;$$

3. $\gamma_{b2} = 0,9 \leq 1 \Rightarrow \sigma_{sc,u} = 500 \text{ МПа}; \sigma_{sR} = R_s = 315 \text{ МПа}.$

4. Визначення ліміту у стиснутій зоні:

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,726}{1 + \frac{365}{500} \left(1 - \frac{0,726}{1,1}\right)} = 0,582.$$

5. $A_0 = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{0,404 \cdot 10^2}{15,5 \cdot 10^{-1} \cdot 100 \cdot 1,6^2} = 0,102.$

6. Відповідна висота стиснутої зони: $\xi = 0,118.$

7. Перевіряємо:

$$\xi \leq \xi_R \Rightarrow 0,118 < 0,582.$$

8. $\zeta = 1 - 0,5\xi = 1 - 0,5 \cdot 0,118 = 0,95.$

9. Площа перерізу повздожньої арматури:

$$A_{s1} = \frac{M}{R_s \zeta h_0} = \frac{0,404 \cdot 10^6}{315 \cdot 0,95 \cdot 16} = 72,82 \text{ мм}^2.$$

10. Коефіцієнт армування:

$$\mu = \frac{A_{s1}}{b h_{01}} \cdot 100\% = \frac{72,82}{1000 \cdot 16} \cdot 100\% = 0,46\%;$$

$$\mu \geq \mu_{\min} \Rightarrow 0,46\% > 0,05\%$$

11. Приймаємо 5Ø6 А240С на 1Мр перекриття з прольотом 200 мм:

$$A_{s1} = 141 \text{ мм}^2 > 72,82 \text{ мм}^2.$$

Для армування перекриття обираємо дві зварні сітки:

$$C1 \left(C \frac{6 \text{ А240С} - 150}{6 \text{ А240С} - 200} 290 \times 590 \right),$$

$$c_2 \left(c \frac{6 A_{240C} - 150}{6 A_{240C} - 300} 50 \times 590 \right)$$

Розрахунок поперечних ребер плити перекриття

Визначимо діючі навантаження:

Розрахуємо проліт між осями: $l_{01} = 3000 - 2 \cdot 100 / 2 = 2900$ мм.

Середня ширина поперечного ребра: $b = (120 + 60) \cdot 0,5$;

Проектне рівномірно розподілене навантаження, кН на 1 м:

- постійне навантаження від ваги ребра:

$$q_1 = 0,5 \cdot (b' + b) \cdot h \cdot \rho \cdot \gamma_n \cdot \gamma_f = \\ = 0,5 \cdot (0,16 + 0,04) \cdot (0,15 - 0,03) \cdot 25 \cdot 0,95 \cdot 1,1 = 0,31 \text{ кН / м}$$

- постійне навантаження від ваги плити перекриття:

$$q_2 = 1,51 \cdot 0,03 \cdot 25 \cdot 0,95 \cdot 1,1 = 1,18 \text{ кН / м}$$

- постійне навантаження від ваги ребра, ваги прольоту, від дистанції між сусідніми поперечними ребрами:

$$q_3 = 1,49 \frac{1,44 + 1,58}{2} = 3,74 \text{ кН/м.}$$

Повне постійне проектне навантаження:

$$q = q_1 + q_2 + q_3 = 0,31 + 1,18 + 3,74 = 5,23 \text{ кН/м.}$$

Тимчасове проектне навантаження:

$$v = 2,41 \left(\frac{1,44 + 1,58}{2} \right) = 3,64 \text{ кН/м.}$$

Визначимо момент між поперечними ребрами:

$$M_1 = \frac{(5,23 + 3,64) \cdot 2,9^2}{8} = 9,33 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

$$Q = 0,5 \cdot (5,23 + 3,64) \cdot 2,9 = 12,86 \text{ кН.}$$

Розрахунок міцності поперечного перерізу середнього поперечного ребра

Дані: $h_f'/h = 30/150 = 0,2 > 0,1 \Rightarrow$ тому приймаємо: $b_f' = b + 2l_{01}/6 = 100 + 2 \cdot 1510/6 = 520$ мм;

$b_f' = b + 12h_f' = 100 + 12 \cdot 30 = 460$ мм. Приймаємо $b_f' = 460$ мм.

1. Робоча висота ребра з використанням арматури з діаметром до 10 мм:

$$h_0 = h - a_s = 150 - (15 + 10/2) = 130 \text{ мм}$$

Приймаємо захисний шар бетону не менше ніж 15 мм

2. Характеристика стиснутої зони бетону:

$$\omega = \alpha_1 \cdot 0,008 R_b = 0,85 \cdot 0,008 \cdot 15,5 = 0,726;$$

3. $\gamma_{b2} = 0,9 \leq 1 \Rightarrow \sigma_{sc,u} = 500 \text{ МПа}; \sigma_{sR} = R_s = 365 \text{ МПа}.$

4. Визначимо лімітний стан висоти стиснутої зони:

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,726}{1 + \frac{365}{500} \left(1 - \frac{0,726}{1,1}\right)} = 0,582.$$

5. Перевірка:

$$M_1 = 9,33 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} < R_b \gamma_{b2} b_f' h_f' (h_0 - h_f') = \\ = 15,5 \cdot 450 \cdot 30 (130 - 30) = 20,93 \cdot 10^3 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

Тому критично стиснута зона розташовано на рівні ребра. Розрахунок виконується як для прямокутного перерізу з висотою $b_f' = 460 \text{ мм}.$

$$6. A_0 = \frac{M_1}{R_b b_f' h_0^2} = \frac{9,33 \cdot 10^6}{15,5 \cdot 460 \cdot 130^2} = 0,0792.$$

7. Висота стиснутої зони:

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2A_0} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,0792} = 0,083.$$

8. Перевірка:

$$\xi \leq \xi_R \Rightarrow 0,083 < 0,582.$$

9. $\zeta = 1 - 0,5\xi = 1 - 0,5 \cdot 0,083 = 0,96.$

10. Площа перерізу повздовжньої арматури:

$$A_s = \frac{M_1}{R_s \zeta h_{01}} = \frac{9,33 \cdot 10^6}{365 \cdot 0,96 \cdot 130} = 204,8 \text{ мм}^2.$$

11. Коефіцієнт армування $b = (120 + 40) \cdot 0,5 = 90 \text{ мм}:$

$$\mu = \frac{A_s}{bh_0} \cdot 100\% = \frac{204,8}{100 \cdot 130} \cdot 100\% = 1,6\%;$$

$$\mu \geq \mu_{\min} \Rightarrow 1,6\% > 0,05\% \Rightarrow$$

Приймаємо в нижній грані ребра 2Ø12 А-400С, $A_s=226 \text{ мм}^2 > 204.8 \text{ мм}^2$.

Приймаємо у верхній зона ребра 1Ø8 А240С повздожні стрижні Ø6А240С з кроком 200 мм.

Розрахунок середньої міцності похилої секції поперечного ребра

$$Q=12,86 \text{ kN.}$$

1. $h_0=130 \text{ мм.}$

2. $Q_b = \varphi_{b3}(1+\varphi_n)R_{bt}bh_0^2=0,6 \cdot 1 \cdot 1,1 \cdot 100 \cdot 130^2=13,4 \text{ kN,}$

де $\varphi_{b3}=0,6$ для важкого бетону; $\varphi_n=0$, коли повздожня сила відсутня .

3. $Q'_B=12,86 \cdot 10^3 \text{ Н} < Q_b=13,4 \cdot 10^3 \text{ Н}$, тому площа поперечної арматури не вираховується.

Розрахунок плити на деформацію.

Момент в середині прольоту повного навантаження $M_n=57,13 \text{ кН}\cdot\text{м}$, від постійного та тривалого навантаження $M = 46,2 \text{ кН}\cdot\text{м}$

Визначимо геометричні характеристики перерізу :

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{1,7 \cdot 10^5}{0,325 \cdot 10^5} = 5,2$$

$$\mu\alpha = \frac{A_s}{bh_0} \alpha = \frac{6,16 \cdot 5,2}{20 \cdot 37} = 0,043;$$

$$\varphi_f = \frac{(b'_f - b)h'_f}{bh_0} = \frac{(296 - 20)3}{20 \cdot 37} = 1,12$$

4.2.4. Результати розрахунку плити перекриття в ПК «МОНОМАХ 2013»

Даний статичний розрахунок зроблено у програмі „Мономах 2013”, результати наведені у табл. 4.2 - табл. 4.4. Характеристики матеріалів приведені в табл. 4.5, а навантаження у табл. 4.6.

Таблиця 4.2

Результати розрахунку плити в ПК МОНОМАХ

Контур Плити (Толщина плити 25.00 см)								
Точка	X(см)	Y(см)	Точка	X(см)	Y(см)	Точка	X(см)	Y(см)
1	2481.37	5692.15	2	4091.36	5692.15	3	4091.36	4660.54
4	4291.37	4453.84	5	4291.08	4040.58	6	4091.36	3833.76
7	4091.36	3314.89	8	4166.68	3184.45	9	4170.93	3177.09
10	4246.70	3221.04	11	4322.48	3264.99	12	4398.25	3308.94
13	4396.79	3317.30	14	4544.23	3356.81	15	4774.72	2957.58
16	4660.69	2858.08	17	4666.79	2849.65	18	4431.49	2725.78
19	4436.68	2716.79	20	4513.96	2582.93	21	4963.31	2323.50
22	5237.30	2392.58	23	5601.95	2182.00	24	5679.33	1910.11
25	6572.73	1394.30	26	5767.73	0.00	27	4874.33	515.81
28	4595.36	446.25	29	4237.32	652.64	30	4158.31	929.20
31	3708.96	1188.63	32	3556.37	1188.63	33	3546.67	1188.63
34	3546.64	1098.17	35	3546.60	1007.71	36	3546.56	917.24
37	3556.37	915.32	38	3516.86	767.89	39	3055.87	767.89
40	3026.29	916.17	41	3016.36	915.32	42	3026.21	1006.99
43	3026.14	1097.81	44	3026.06	1188.63	45	3016.36	1188.63
46	2863.77	1188.63	47	2414.41	929.20	48	2337.25	657.38
49	1972.55	446.87	50	1698.40	515.81	51	805.00	0.00
52	0.00	1394.30	53	893.40	1910.11	54	972.65	2186.48
55	1330.41	2393.35	56	1609.41	2323.50	57	2058.77	2582.93
58	2135.07	2715.09	59	2139.91	2723.48	60	2061.49	2768.84
61	1983.07	2814.21	62	1904.65	2859.57	63	1898.35	2851.75
64	1790.42	2959.68	65	2020.92	3358.91	66	2168.35	3319.41
67	2165.14	3309.94	68	2243.50	3264.74	69	2321.86	3219.54
70	2400.22	3174.34	71	2405.07	3182.74	72	2481.37	3314.89
73	2481.37	3833.76	74	2284.54	4036.50	75	2284.59	4457.59
76	2481.37	4660.54						

Таблиця. 4.3

Розрахункові переміщення в місцях отворів плити перекриття

ОТВЕРСТИЯ						
№ отвер-стия	№ точки	X(см)	Y(см)	№ точки	X(см)	Y(см)
1	1	2306.91	2974.14	2	2301.78	2965.25
	3	2161.78	2722.76	4	2156.62	2713.82

	5	2251.83	2658.74	6	2347.05	2603.66
	7	2442.27	2548.58	8	2447.57	2557.76
	9	2587.57	2800.25	10	2592.97	2809.60
	11	2497.61	2864.44	12	2402.26	2919.29
2	1	2306.91	2974.14	2	2301.78	2965.25
	3	2161.78	2722.76	4	2156.62	2713.82
	5	2251.83	2658.74	6	2347.05	2603.66
	7	2442.27	2548.58	8	2447.57	2557.76
	9	2587.57	2800.25	10	2592.97	2809.60
	11	2497.61	2864.44	12	2402.26	2919.29
3	1	2306.91	2974.14	2	2301.78	2965.25
	3	2161.78	2722.76	4	2156.62	2713.82
	5	2251.83	2658.74	6	2347.05	2603.66
	7	2442.27	2548.58	8	2447.57	2557.76
	9	2587.57	2800.25	10	2592.97	2809.60
	11	2497.61	2864.44	12	2402.26	2919.29
4	1	2306.91	2974.14	2	2301.78	2965.25
	3	2161.78	2722.76	4	2156.62	2713.82
	5	2251.83	2658.74	6	2347.05	2603.66
	7	2442.27	2548.58	8	2447.57	2557.76
	9	2587.57	2800.25	10	2592.97	2809.60
	11	2497.61	2864.44	12	2402.26	2919.29
5	1	2306.91	2974.14	2	2301.78	2965.25
	3	2161.78	2722.76	4	2156.62	2713.82
	5	2251.83	2658.74	6	2347.05	2603.66
	7	2442.27	2548.58	8	2447.57	2557.76
	9	2587.57	2800.25	10	2592.97	2809.60
	11	2497.61	2864.44	12	2402.26	2919.29

Таблиця. 4.4

Розрахункові переміщення в місцях обпирання плити перекриття на стіни

Стены					
№	Толщина (см)	X1 (см)	Y1 (см)	X2 (см)	Y2 (см)
1	10.0	2864.20	2551.04	2908.31	2626.21
2	10.0	3567.36	2480.57	3873.66	2659.09
3	10.0	3873.66	2659.09	3735.99	2896.35
4	10.0	3735.99	2896.35	3559.23	2794.72
5	10.0	3559.23	2794.72	3603.60	2717.90
6	10.0	3697.66	2556.52	3654.27	2631.68
7	10.0	3746.50	2930.92	3897.53	2669.44
8	10.0	3897.53	2669.44	4629.65	3090.61
9	10.0	3147.71	2743.19	3417.00	2739.81
10	10.0	3677.55	2290.57	3547.03	2052.25
11	10.0	3025.33	2052.46	2887.65	2290.93
12	10.0	3037.05	2550.66	2730.40	2730.61
13	10.0	2730.40	2730.61	2592.00	2493.93
14	10.0	2592.00	2493.93	2770.85	2389.37
15	10.0	2770.85	2389.37	2814.20	2464.44
16	10.0	1811.43	2959.10	1904.65	2859.57
17	10.0	1904.65	2859.57	2887.65	2290.93
18	10.0	2887.65	2290.93	3147.71	2743.19
19	10.0	3147.71	2743.19	2165.14	3309.94
20	10.0	2165.14	3309.94	2033.22	3340.26

21	10.0	2033.22	3340.26	1811.43	2959.10
22	10.0	2150.27	3064.24	2707.20	2743.89
23	10.0	2707.20	2743.89	2556.18	2482.69
24	10.0	3301.37	1924.45	3301.37	2026.88
25	10.0	3301.37	2026.88	3521.10	2026.88
26	10.0	3521.10	2026.88	3521.10	1707.21
27	10.0	3521.10	1707.21	3301.22	1707.21
28	10.0	3301.22	1707.21	3301.37	1832.45
29	10.0	3506.86	780.45	3546.56	917.24
30	10.0	3546.56	917.24	3547.03	2052.25

Закінчення табл. 4.4

Стены					
№	Толщина (см)	X1 (см)	Y1 (см)	X2 (см)	Y2 (см)
31	10.0	3547.03	2052.25	3025.33	2052.46
32	10.0	3025.33	2052.46	3026.29	916.17
33	10.0	3026.29	916.17	3065.87	780.45
34	10.0	3065.87	780.45	3506.86	780.45
35	10.0	4758.84	2959.96	4660.69	2858.08
36	10.0	4660.69	2858.08	3677.55	2290.57
37	10.0	3677.55	2290.57	3417.00	2739.81
38	10.0	3417.00	2739.81	4398.25	3308.94
39	10.0	4398.25	3308.94	4538.35	3341.87
40	10.0	4538.35	3341.87	4758.84	2959.96

Таблиця 4.5

Основні характеристики матеріалів плити перекриття при розрахунку в ПК МОНОМАХ

Характеристики матеріалів	
Класс бетона	B25
Вид бетона	- тяжелый
Расчетное сопротивление бетона на сжатие	1480
Модуль упругости бетона	3.06e+006
Класс продольной арматуры (вдоль X)	A-III
Расчетное сопротивление продольной арматуры на растяжение	37500
Модуль упругости арматуры	2e+007
Класс продольной арматуры (вдоль Y)	A-III
Расчетное сопротивление продольной арматуры на растяжение	37500
Модуль упругости арматуры	2e+007
Класс поперечной арматуры	A-I
Расчетное сопротивление поперечной арматуры на растяжение	18000

Закінчення табл. 4.5

Характеристики матеріалів	
Расчетное сопротивление поперечной арматуры на растяжение	18000
Модуль упругости арматуры	2.1e+007
Объемный вес	2.5

Жесткость упругого основания грунта на сжатие:	0
Жесткость упругого основания грунта на сдвиг:	0
Расстояние до центров тяжести арматуры:	
от нижней грани	3
от верхней грани	3
Расчет по II предельному состоянию производился	
Ширина раскрытия трещин:	
кратковременных	0.4
длительных	0.3

Таблица 4.6

Основні навантаження

Нагрузки										
Тип	Вид	Величина	X1	Y1	X2	Y2	X3	Y3	X4	Y4
Пост.	Р-расп.	0.10								
Длит.	Р-расп.	0.60								
Кратк.	Р-расп.	0.10								
Пост.	Лин.	1.97	2481.37	5692.15	4091.36	5692.15				
Пост.	Лин.	1.97	4091.36	4660.54	4091.36	5692.15				
Пост.	Лин.	1.97	4091.36	4660.54	4291.37	4453.84				
Пост.	Лин.	1.97	4291.37	4453.84	4291.08	4040.58				
Пост.	Лин.	1.97	4291.08	4040.58	4091.36	3833.76				

Продовження табл. 4.6

Нагрузки										
Тип	Вид	Величина	X1	Y1	X2	Y2	X3	Y3	X4	Y4
Пост.	Лин.	1.97	4091.36	3833.76	4091.36	3314.89				
Пост.	Лин.	1.97	4091.36	3314.89	4166.68	3184.45				
Пост.	Лин.	1.97	4436.68	2716.79	4513.96	2582.93				
Пост.	Лин.	1.97	4513.96	2582.93	4963.31	2323.50				
Пост.	Лин.	1.97	4963.31	2323.50	5237.30	2392.58				
Пост.	Лин.	1.97	5237.30	2392.58	5601.95	2182.00				
Пост.	Лин.	1.97	5601.95	2182.00	5679.33	1910.11				
Пост.	Лин.	1.97	5679.33	1910.11	6572.73	1394.30				
Пост.	Лин.	1.97	6572.73	1394.30	5767.73	0.00				
Пост.	Лин.	1.97	5767.73	0.00	4874.33	515.81				
Пост.	Лин.	1.97	4874.33	515.81	4595.36	446.25				
Пост.	Лин.	1.97	4595.36	446.25	4237.32	652.64				
Пост.	Лин.	1.97	4237.32	652.64	4158.31	929.20				
Пост.	Лин.	1.97	4158.31	929.20	3708.96	1188.63				
Пост.	Лин.	1.97	3708.96	1188.63	3556.37	1188.63				
Пост.	Лин.	1.97	3016.36	1188.63	2863.77	1188.63				
Пост.	Лин.	1.97	2414.41	929.20	2863.77	1188.63				
Пост.	Лин.	1.97	2414.41	929.20	2337.25	657.38				
Пост.	Лин.	1.97	2337.25	657.38	1972.55	446.87				
Пост.	Лин.	1.97	1972.55	446.87	1698.40	515.81				

Пост.	Лин.	1.97	1698.40	515.81	805.00	0.00				
Пост.	Лин.	1.97	805.00	0.00	0.00	1394.30				
Пост.	Лин.	1.97	0.00	1394.30	893.40	1910.11				
Пост.	Лин.	1.97	893.40	1910.11	972.65	2186.48				
Пост.	Лин.	1.97	972.65	2186.48	1330.41	2393.35				
Пост.	Лин.	1.97	1330.41	2393.35	1609.41	2323.50				
Пост.	Лин.	1.97	1609.41	2323.50	2058.77	2582.93				
Пост.	Лин.	1.97	2058.77	2582.93	2135.07	2715.09				
Пост.	Лин.	1.97	2405.07	3182.74	2481.37	3314.89				

Закінчення табл. 4.6

Нагрузки										
Тип	Вид	Величина	X1	Y1	X2	Y2	X3	Y3	X4	Y4
Пост.	Лин.	1.97	2481.37	3314.89	2481.37	3833.76				
Пост.	Лин.	1.97	2481.37	3833.76	2284.54	4036.50				
Пост.	Лин.	1.97	2284.54	4036.50	2284.59	4457.59				
Пост.	Лин.	1.97	2284.59	4457.59	2481.37	4660.54				
Пост.	Лин.	1.97	2481.37	4660.54	2481.37	5692.15				

Таблиця 4.7

Основні коефіцієнти сполучень при розрахунку в ПК МОНОМАХ

Коефіцієнти сочетаний						
	Постоянная	Длительная	Кратковрем.	Сейсмика	Ветер	
Надежности	1.10	1.20	1.20	1.00	1.40	
Длительности	1.00	1.00	0.35	0.00	0.00	
I осн. сочетание	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	
II осн. сочетание	1.00	0.95	0.90	0.00	0.90	
III особ.сочетание	0.90	0.80	0.50	1.00	0.00	

Таблиця 4.7

Скінченні елементи триангуляції в ПК МОНОМАХ

ТРИАНГУЛЯЦІЯ. Шаг триангуляції 100.00 см												
№ тр.	Нпл. (см)	Нпл. О (см)	Xс (см)	Yс (см)	X1 (см)	Y1 (см)	X2 (см)	Y2 (см)	X3 (см)	Y3 (см)	X4 (см)	Y4 (см)
1	25.0	13.0	2530	5677	2481	5692	2526	5647	2582	5692		
2	25.0	13.0	2566	5644	2582	5692	2526	5647	2589	5592		
3	25.0	13.0	2496	5643	2481	5692	2481	5589	2526	5647		
4	25.0	13.0	2532	5609	2526	5647	2481	5589	2589	5592		
5	25.0	13.0	2636	5626	2589	5592	2689	5592	2582	5692	2683	5692
6	25.0	13.0	2535	5556	2481	5589	2481	5486	2589	5592	2589	5492
7	25.0	13.0	2639	5526	2589	5492	2689	5492	2589	5592	2689	5592

Продовження табл. 4.7

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
8	25.0	13.0	2736	5626	2689	5592	2788	5592	2683	5692	2783	5692
9	25.0	13.0	2535	5454	2481	5486	2481	5383	2589	5492	2589	5393
10	25.0	13.0	2639	5426	2589	5393	2689	5393	2589	5492	2689	5492
11	25.0	13.0	2739	5526	2689	5492	2788	5492	2689	5592	2788	5592
12	25.0	13.0	2836	5626	2788	5592	2888	5592	2783	5692	2884	5692

13	25.0	13.0	2739	5426	2689	5393	2788	5393	2689	5492	2788	5492
14	25.0	13.0	2535	5352	2481	5383	2481	5280	2589	5393	2589	5293
15	25.0	13.0	2639	5326	2589	5293	2689	5293	2589	5393	2689	5393
16	25.0	13.0	2838	5526	2788	5492	2888	5492	2788	5592	2888	5592
17	25.0	13.0	2936	5626	2888	5592	2988	5592	2884	5692	2984	5692
18	25.0	13.0	2838	5426	2788	5393	2888	5393	2788	5492	2888	5492
19	25.0	13.0	2739	5326	2689	5293	2788	5293	2689	5393	2788	5393
20	25.0	13.0	2535	5250	2481	5280	2481	5176	2589	5293	2589	5193
21	25.0	13.0	2639	5226	2589	5193	2689	5193	2589	5293	2689	5293
22	25.0	13.0	2938	5526	2888	5492	2988	5492	2888	5592	2988	5592
23	25.0	13.0	3036	5626	2988	5592	3087	5592	2984	5692	3085	5692
24	25.0	13.0	2938	5426	2888	5393	2988	5393	2888	5492	2988	5492
25	25.0	13.0	2838	5326	2788	5293	2888	5293	2788	5393	2888	5393
26	25.0	13.0	2739	5226	2689	5193	2788	5193	2689	5293	2788	5293
27	25.0	13.0	2532	5172	2589	5193	2481	5176	2526	5147		
28	25.0	13.0	2639	5126	2589	5093	2689	5093	2589	5193	2689	5193
29	25.0	13.0	3037	5526	2988	5492	3087	5492	2988	5592	3087	5592
30	25.0	13.0	2496	5132	2481	5176	2481	5073	2526	5147		
31	25.0	13.0	2568	5144	2589	5193	2526	5147	2589	5093		
32	25.0	13.0	3136	5626	3087	5592	3187	5592	3085	5692	3186	5692
33	25.0	13.0	3037	5426	2988	5393	3087	5393	2988	5492	3087	5492
34	25.0	13.0	2938	5326	2888	5293	2988	5293	2888	5393	2988	5393
35	25.0	13.0	2838	5226	2788	5193	2888	5193	2788	5293	2888	5293
36	25.0	13.0	2739	5126	2689	5093	2788	5093	2689	5193	2788	5193
37	25.0	13.0	2532	5105	2526	5147	2481	5073	2589	5093		
38	25.0	13.0	2639	5026	2589	4993	2689	4993	2589	5093	2689	5093
39	25.0	13.0	3137	5526	3087	5492	3187	5492	3087	5592	3187	5592

Закінчення табл. 4.7

40	25.0	13.0	2535	5045	2481	5073	2481	4970	2589	5093	2589	4993
41	25.0	13.0	3236	5626	3187	5592	3286	5592	3186	5692	3286	5647
42	25.0	13.0	3137	5426	3087	5393	3187	5393	3087	5492	3187	5492
43	25.0	13.0	3037	5326	2988	5293	3087	5293	2988	5393	3087	5393
44	25.0	13.0	2938	5226	2888	5193	2988	5193	2888	5293	2988	5293
45	25.0	13.0	2838	5126	2788	5093	2888	5093	2788	5193	2888	5193
46	25.0	13.0	2739	5026	2689	4993	2788	4993	2689	5093	2788	5093
47	25.0	13.0	2639	4927	2589	4893	2689	4893	2589	4993	2689	4993
48	25.0	13.0	3253	5677	3186	5692	3286	5647	3286	5692		
49	25.0	13.0	3237	5526	3187	5492	3286	5492	3187	5592	3286	5592
50	25.0	13.0	2535	4943	2481	4970	2481	4867	2589	4993	2589	4893
51	25.0	13.0	3336	5644	3286	5647	3286	5592	3387	5692	3386	5592
52	25.0	13.0	3320	5677	3286	5647	3387	5692	3286	5692		
53	25.0	13.0	3237	5426	3187	5393	3286	5393	3187	5492	3286	5492
54	25.0	13.0	3137	5326	3087	5293	3187	5293	3087	5393	3187	5393
55	25.0	13.0	3037	5226	2988	5193	3087	5193	2988	5293	3087	5293
56	25.0	13.0	2938	5126	2888	5093	2988	5093	2888	5193	2988	5193
57	25.0	13.0	2838	5026	2788	4993	2888	4993	2788	5093	2888	5093
58	25.0	13.0	2739	4927	2689	4893	2788	4893	2689	4993	2788	4993
59	25.0	13.0	2639	4827	2589	4793	2689	4793	2589	4893	2689	4893
60	25.0	13.0	3336	5526	3286	5492	3386	5492	3286	5592	3386	5592
61	25.0	13.0	2535	4841	2481	4867	2481	4764	2589	4893	2589	4793

62	25.0	13.0	3437	5659	3387	5692	3386	5592	3488	5692	3486	5592
63	25.0	13.0	3237	5326	3187	5293	3286	5293	3187	5393	3286	5393
64	25.0	13.0	3336	5426	3286	5393	3386	5393	3286	5492	3386	5492
65	25.0	13.0	3137	5226	3087	5193	3187	5193	3087	5293	3187	5293
66	25.0	13.0	3037	5126	2988	5093	3087	5093	2988	5193	3087	5193
67	25.0	13.0	2938	5026	2888	4993	2988	4993	2888	5093	2988	5093
68	25.0	13.0	2838	4927	2788	4893	2888	4893	2788	4993	2888	4993
69	25.0	13.0	2739	4827	2689	4793	2788	4793	2689	4893	2788	4893
70	25.0	13.0	2639	4727	2589	4694	2689	4694	2589	4793	2689	4793
71	25.0	13.0	3436	5526	3386	5492	3486	5492	3386	5592	3486	5592
72	25.0	13.0	3336	5326	3286	5293	3386	5293	3286	5393	3386	5393
73	25.0	13.0	2553	4750	2589	4793	2481	4764	2589	4694		

Таблиця 4.8

Екстремуми моментів, поперечних сил та визначених зусиль

Сочетания усилий (экстремумы)						
№тр.	Mx	My	Mxy	Qx	Qy	R
52	-16.04	-1.40	-0.82	17.56	6.72	-0.11
960	9.40	24.27	-3.99	-87.91	26.18	-3543
1959	-5.02	-10.97	-6.81	4.00	19.34	-0.00
1735	-4.75	-7.40	1.62	-7.20	47.43	-0.36

Таблиця 4.9

Визначення моментів, поперечних сил при сполучення зусиль

Сочетания усилий						
№тр.	Mx	My	Mxy	Qx	Qy	R
1	-2.18	-2.62	-1.96	0.87	11.47	-0.06
2	-0.40	-1.29	-2.85	15.07	-0.27	-0.12
3	-2.30	-2.57	-1.92	-11.08	0.30	0.04
4	-0.64	-1.12	-2.72	4.37	-15.14	-0.03
5	4.63	-0.05	-2.85	5.27	-0.78	-0.06
6	0.62	2.89	-2.50	1.78	-3.60	-0.01
7	4.36	2.24	-2.50	2.48	-1.13	-0.04
8	8.16	0.58	-1.81	2.18	-1.19	-0.05
9	1.16	4.82	-1.05	2.09	0.23	-0.01
10	3.98	3.45	-1.09	1.28	0.16	-0.02
11	7.08	1.83	-1.49	1.23	-0.01	-0.05
12	9.10	0.68	-0.45	-0.09	-1.26	-0.05
13	6.25	2.42	-0.71	0.82	0.37	-0.05
14	0.91	3.42	0.50	1.77	3.47	-0.01
15	3.78	2.57	0.41	1.38	1.69	-0.03
16	7.86	1.58	-0.40	-0.30	0.40	-0.06
17	7.90	0.65	0.92	-2.24	-1.19	-0.06
18	7.00	1.89	-0.21	-0.41	0.55	-0.07
19	5.96	1.78	0.19	0.99	1.14	-0.06
20	-0.48	-1.89	1.35	1.92	8.13	-0.02

Закінчення табл. 4.9

Сочетания усилий						
№тр.	Mx	My	Mxy	Qx	Qy	R
21	3.72	-0.44	1.23	3.20	2.82	-0.05
22	6.65	1.48	0.63	-1.90	0.42	-0.07
23	4.54	0.49	2.20	-4.53	-1.10	-0.07
24	5.83	1.75	0.25	-1.80	0.55	-0.09

25	6.67	1.40	0.03	-0.36	0.77	-0.08
26	6.09	0.13	0.52	1.69	1.41	-0.07
27	-2.15	-8.81	0.94	-3.89	31.17	-0.04
28	3.41	-3.64	-0.37	6.94	-0.05	-0.07
29	3.44	1.50	1.66	-3.52	-0.03	-0.08
30	-3.29	-9.88	-0.36	-1.65	-10.14	0.06
31	0.10	-6.32	-0.26	16.93	-1.37	-0.12
32	-1.54	-0.10	2.86	-8.03	1.34	-0.08
33	2.73	2.00	0.67	-3.01	0.38	-0.10
34	5.54	1.21	-0.09	-1.86	0.77	-0.11
35	6.70	0.42	0.10	-0.20	0.67	-0.10
36	6.13	-0.93	-0.18	2.01	0.40	-0.09
37	-1.60	-7.58	-1.34	4.29	-21.11	-0.04
38	3.35	-0.88	-1.77	3.09	-2.03	-0.07
39	-1.67	1.79	2.52	-4.44	-1.18	-0.09
40	0.29	-0.75	-1.83	0.71	-4.57	-0.02
40	0.33	-0.71	-1.88	0.78	-4.72	-0.02
40	-0.06	-1.08	-1.44	0.07	-3.39	-0.01
41	-11.30	-1.80	3.06	-13.08	-3.09	-0.08
42	-1.88	2.72	0.90	-3.50	-0.12	-0.11
43	2.57	1.21	-0.36	-3.21	1.22	-0.12
44	5.61	0.17	-0.16	-2.01	0.68	-0.13
45	6.66	-0.22	-0.05	-0.09	0.35	-0.13
46	5.67	-0.37	-0.85	1.70	-0.59	-0.11
47	3.06	1.23	-0.99	1.39	-0.51	-0.08
48	-16.03	-1.42	0.83	-17.54	7.01	-0.09
49	-8.43	1.85	1.75	-4.03	-6.46	-0.10
50	0.70	2.21	-1.03	1.05	-0.24	-0.01

Таблиця 4.10

Екстремуми армування та армування

Армирование (экстремумы)									
№тр.	Xc (см)	Yc (см)	Угол	АХ низ (см)	АУ низ (см)	АХ верх (см)	АУ верх (см)	АХ поп. (см)	АУ поп. (см)
12	2819.9	5625.6	0.0	14.66	1.69	1.25	1.25	0.01	0.01
1685	699.2	349.2	0.0	7.99	13.81	1.25	1.25	0.01	0.01
52	3319.9	5677.1	0.0	1.25	1.25	24.14	3.31	8.32	0.01
1684	398.7	733.7	0.0	1.25	1.25	17.75	24.47	0.01	9.17
308	4073.5	4633.9	0.0	1.25	1.25	8.99	12.32	19.86	0.01
1735	5633.9	1895.0	0.0	1.25	1.25	8.92	12.27	0.01	30.60
Армирование									
№тр.	Xc (см)	Yc (см)	Угол	АХ низ (см)	АУ низ (см)	АХ верх (см)	АУ верх (см)	АХ поп. (см)	АУ поп. (см)
1	2529.9	5677.1	0.0	1.25	1.25	5.31	5.77	0.01	0.01
2	2565.9	5643.9	0.0	3.25	2.38	4.72	5.66	7.14	0.01
3	2496.4	5642.8	0.0	1.25	1.25	5.38	5.65	0.01	0.01
4	2532.3	5609.5	0.0	1.25	1.25	4.35	4.83	0.01	7.17
5	2620.0	5625.6	0.0	8.98	4.39	1.25	1.25	0.01	0.01
6	2517.3	5555.7	0.0	4.53	6.82	1.25	1.25	0.01	0.01
7	2622.5	5525.7	0.0	8.68	6.42	1.25	1.25	0.01	0.01

8	2720.0	5625.6	0.0	13.20	3.90	1.25	1.25	0.01	0.01
9	2517.3	5453.6	0.0	3.14	7.65	1.25	1.25	0.01	0.01
10	2622.5	5425.9	0.0	6.36	5.73	1.25	1.25	0.01	0.01
11	2722.0	5525.7	0.0	11.36	4.75	1.25	1.25	0.01	0.01
12	2819.9	5625.6	0.0	14.66	1.69	1.25	1.25	0.01	0.01
13	2722.0	5425.9	0.0	9.86	4.22	1.25	1.25	0.01	0.01
14	2517.3	5351.6	0.0	1.89	5.14	1.25	1.25	0.01	0.01
15	2622.5	5326.0	0.0	5.53	3.83	1.25	1.25	0.01	0.01
16	2821.6	5525.7	0.0	12.66	2.71	1.25	1.25	0.01	0.01
17	2919.8	5625.6	0.0	12.64	2.47	1.25	1.25	0.01	0.01
18	2821.6	5425.9	0.0	11.30	2.79	1.25	1.25	0.01	0.01

Продовження табл. 4.10

Армирование (экстремумы)									
№тр.	Xc (см)	Yc (см)	Угол	АХ низ (см)	АУ низ (см)	АХ верх (см)	АУ верх (см)	АХ поп. (см)	АУ поп. (см)
19	2722.0	5326.0	0.0	9.56	2.61	1.25	1.25	0.01	0.01
20	2517.3	5249.5	0.0	1.25	1.25	2.47	3.94	0.01	0.01
21	2622.5	5226.1	0.0	5.84	1.55	1.25	1.25	0.01	0.01
22	2921.2	5525.7	0.0	10.57	2.94	1.25	1.25	0.01	0.01
23	3019.8	5625.6	0.0	8.13	4.01	1.25	1.25	0.01	0.01
24	2921.2	5425.9	0.0	9.28	2.65	1.25	1.25	0.01	0.01
25	2821.6	5326.0	0.0	10.83	1.85	1.25	1.25	0.01	0.01
26	2722.0	5226.1	0.0	9.69	1.25	1.25	1.25	0.01	0.01
27	2532.4	5172.2	0.0	1.25	1.25	4.38	14.22	0.01	14.76
28	2622.5	5126.3	0.0	4.84	1.25	1.25	5.16	0.01	0.01
29	3020.8	5525.7	0.0	6.22	4.19	1.25	1.25	0.01	0.01
30	2496.4	5132.3	0.0	1.25	1.25	4.97	16.01	0.01	0.01
31	2568.3	5144.4	0.0	1.25	1.25	1.25	10.44	8.02	0.01
32	3119.7	5625.6	0.0	2.15	3.60	5.95	4.41	0.01	0.01
33	3020.8	5425.9	0.0	4.20	3.36	1.25	1.25	0.01	0.01
34	2921.2	5326.0	0.0	8.86	1.69	1.25	1.25	0.01	0.01
35	2821.6	5226.1	0.0	10.83	1.25	1.25	1.25	0.01	0.01
36	2722.0	5126.3	0.0	9.88	1.25	1.25	1.25	0.01	0.01
37	2532.4	5104.5	0.0	1.25	1.25	4.33	12.35	0.01	10.00
38	2622.5	5026.4	0.0	5.90	1.90	1.25	1.25	0.01	0.01
39	3120.4	5525.7	0.0	2.00	5.39	5.20	1.90	0.01	0.01
40	2517.3	5045.4	0.0	1.25	1.25	1.95	3.15	0.01	0.01
41	3219.6	5625.6	0.0	1.25	1.25	19.08	7.65	0.01	0.01
42	3120.4	5425.9	0.0	1.25	4.42	3.07	1.25	0.01	0.01
43	3020.8	5326.0	0.0	3.62	1.96	1.25	1.25	0.01	0.01
44	2921.2	5226.1	0.0	8.95	1.25	1.25	1.25	0.01	0.01
45	2821.6	5126.3	0.0	10.77	1.25	1.25	1.25	0.01	0.01
46	2722.0	5026.4	0.0	8.96	1.25	1.25	1.25	0.01	0.01
47	2622.5	4926.5	0.0	4.95	2.93	1.25	1.25	0.01	0.01

Продовження табл. 4.10

Армирование (экстремумы)									
№тр.	Xc (см)	Yc (см)	Угол	АХ низ (см)	АУ низ (см)	АХ верх	АУ верх	АХ поп.	АУ поп.

						(см)	(см)	(см)	(см)
48	3252.8	5677.1	0.0	1.25	1.25	24.13	3.36	8.30	0.01
49	3220.0	5525.7	0.0	1.25	3.12	14.07	1.39	0.01	0.01
50	2517.3	4943.3	0.0	2.33	3.86	1.25	1.25	0.01	0.01
51	3319.9	5643.9	0.0	1.25	1.25	19.09	7.64	0.01	0.01
52	3319.9	5677.1	0.0	1.25	1.25	24.14	3.31	8.32	0.01
53	3220.0	5425.9	0.0	1.25	6.31	8.40	1.25	0.01	0.01
54	3120.4	5326.0	0.0	1.25	1.25	2.64	1.25	0.01	0.01
55	3020.8	5226.1	0.0	4.09	1.25	1.25	1.25	0.01	0.01
56	2921.2	5126.3	0.0	8.98	1.25	1.25	1.25	0.01	0.01
57	2821.6	5026.4	0.0	10.13	1.25	1.25	1.25	0.01	0.01
58	2722.0	4926.5	0.0	8.02	1.79	1.25	1.25	0.01	0.01
59	2622.5	4826.7	0.0	4.02	1.59	1.25	1.25	0.01	0.01
60	3319.6	5525.7	0.0	1.25	3.12	14.07	1.39	0.01	0.01
61	2517.3	4841.3	0.0	1.25	1.73	1.25	1.25	0.01	0.01
62	3420.2	5658.9	0.0	2.13	3.59	5.95	4.40	0.01	0.01
63	3220.0	5326.0	0.0	1.25	2.98	10.60	1.25	0.01	0.01
64	3319.6	5425.9	0.0	1.25	6.31	8.41	1.25	0.01	0.01
65	3120.4	5226.1	0.0	1.25	1.25	4.33	4.42	0.01	0.01
66	3020.8	5126.3	0.0	4.35	1.25	1.25	1.25	0.01	0.01
67	2921.2	5026.4	0.0	8.40	1.25	1.25	1.25	0.01	0.01
68	2821.6	4926.5	0.0	9.45	1.25	1.25	1.25	0.01	0.01
69	2722.0	4826.7	0.0	7.87	1.25	1.25	1.25	0.01	0.01
70	2622.5	4726.8	0.0	3.68	1.25	1.25	1.25	0.01	0.01
71	3419.1	5525.7	0.0	1.99	5.38	5.21	1.89	0.01	0.01
72	3319.6	5326.0	0.0	1.25	2.98	10.62	1.25	0.01	0.01
73	2553.3	4750.2	0.0	1.25	1.25	1.63	2.88	0.01	0.01
74	3419.1	5425.9	0.0	1.25	4.40	3.06	1.25	0.01	0.01
75	3520.5	5658.9	0.0	8.13	4.01	1.25	1.25	0.01	0.01
76	3518.7	5525.7	0.0	6.20	4.19	1.25	1.25	0.01	0.01

Закінчення табл. 4.10

Армирование (экстремумы)									
№тр.	Xc (см)	Yc (см)	Угол	АХ низ (см)	АУ низ (см)	АХ верх (см)	АУ верх (см)	АХ поп. (см)	АУ поп. (см)
77	3253.2	5244.3	0.0	1.25	1.25	16.73	9.78	0.01	0.01
78	3120.4	5126.3	0.0	1.25	1.25	2.45	8.16	0.01	0.01
79	3020.8	5026.4	0.0	3.94	1.25	1.25	1.25	0.01	0.01
80	2921.2	4926.5	0.0	7.75	1.25	1.25	1.25	0.01	0.01
81	2821.6	4826.7	0.0	9.22	1.25	1.25	1.25	0.01	0.01
82	2722.0	4726.8	0.0	8.18	1.25	1.25	1.25	0.01	0.01
83	2517.3	4705.9	0.0	1.25	1.25	7.15	11.72	0.01	7.56
84	2622.5	4627.0	0.0	3.47	1.25	1.25	5.97	0.01	0.01
85	3419.1	5326.0	0.0	1.25	1.25	2.68	1.25	0.01	0.01
86	3518.7	5425.9	0.0	4.18	3.34	1.25	1.25	0.01	0.01
87	3319.6	5244.3	0.0	1.25	1.25	16.76	9.78	0.01	0.01
88	2568.3	4644.7	0.0	1.25	1.25	6.61	11.15	12.77	0.01
89	3518.7	5326.0	0.0	3.61	1.97	1.25	1.25	0.01	0.01
90	3620.7	5658.9	0.0	12.64	2.47	1.25	1.25	0.01	0.01
91	3618.3	5525.7	0.0	10.56	2.92	1.25	1.25	0.01	0.01
92	3618.3	5425.9	0.0	9.27	2.63	1.25	1.25	0.01	0.01

93	3253.2	5144.5	0.0	1.25	1.25	17.51	16.30	9.06	6.69
94	3419.1	5226.1	0.0	1.25	1.25	4.36	4.44	0.01	0.01
95	3120.4	5026.4	0.0	1.25	1.25	4.43	4.51	0.01	0.01
96	3020.8	4926.5	0.0	3.29	1.25	1.25	1.25	0.01	0.01
97	2921.2	4826.7	0.0	7.51	1.25	1.25	1.25	0.01	0.01
98	2821.6	4726.8	0.0	9.35	1.25	1.25	1.25	0.01	0.01
99	2722.0	4627.0	0.0	8.31	1.25	1.25	1.25	0.01	0.01
100	2535.2	4611.4	0.0	1.25	1.25	9.93	11.43	0.01	7.46

Основні характеристики розрахунку плити перекриття в ПК МОНОМАХ відображенні на рис. 4.7 - рис. 4.14.

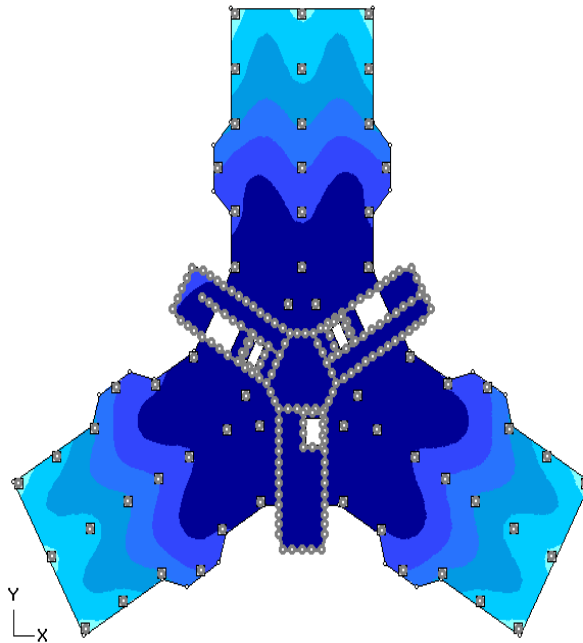
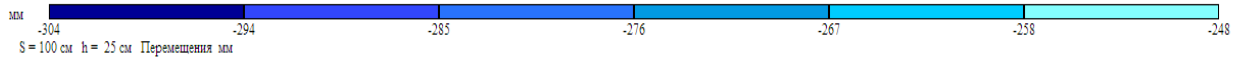


Рис. 4.7. Перміщення

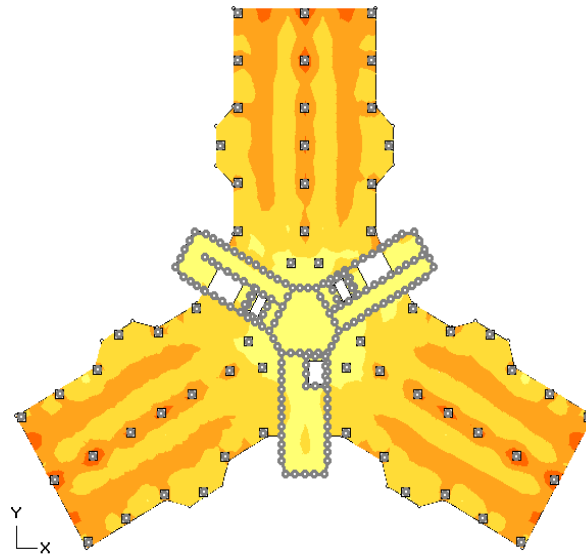
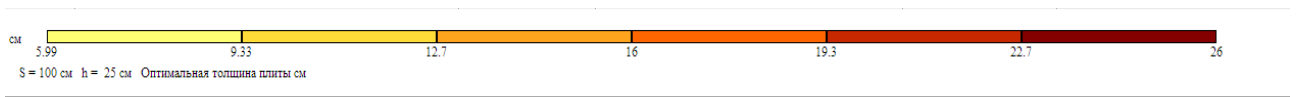


Рис. 4.8. Оптимальна товщина плити

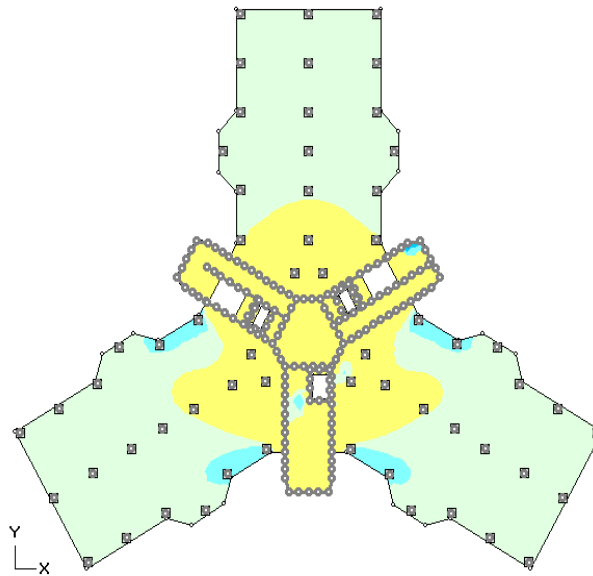
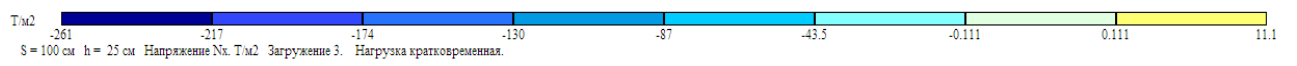


Рис. 4.9. Напряжения. по N_x

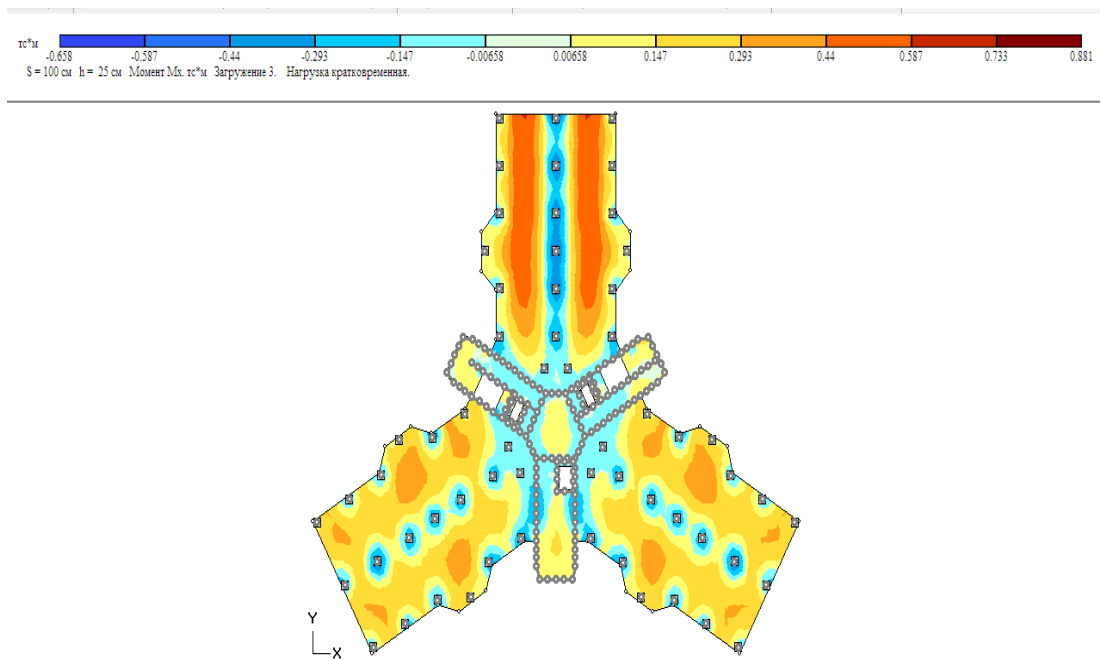


Рис. 4.10. Момент M_x

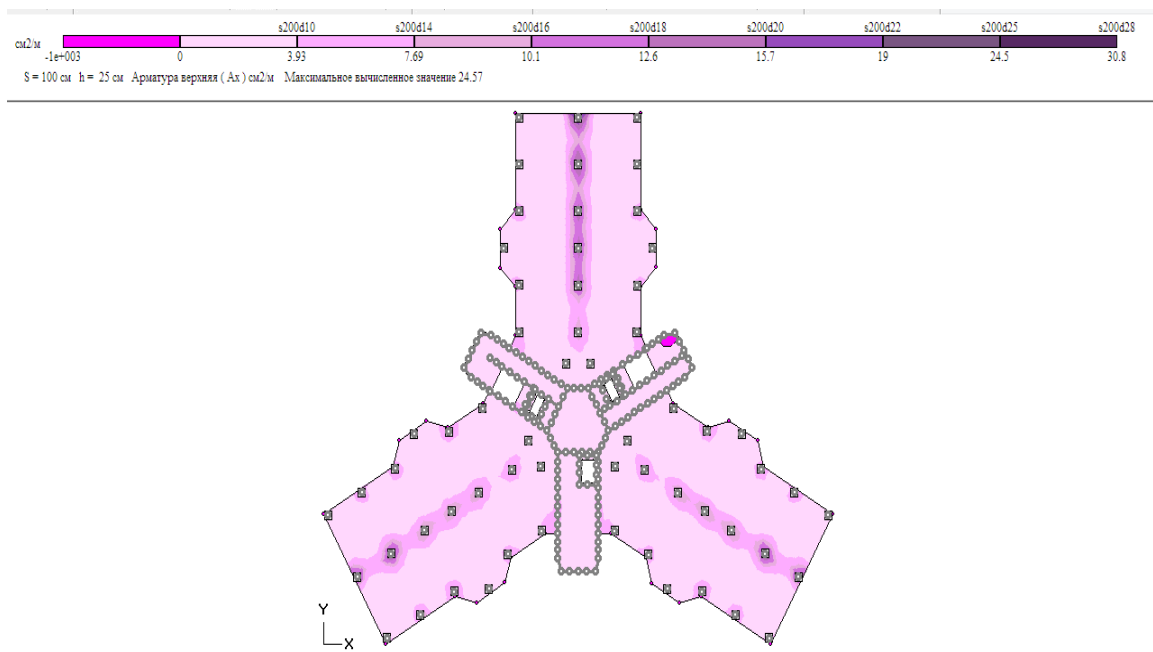


Рис. 4.11. Верхне армирования плиты перекрытия

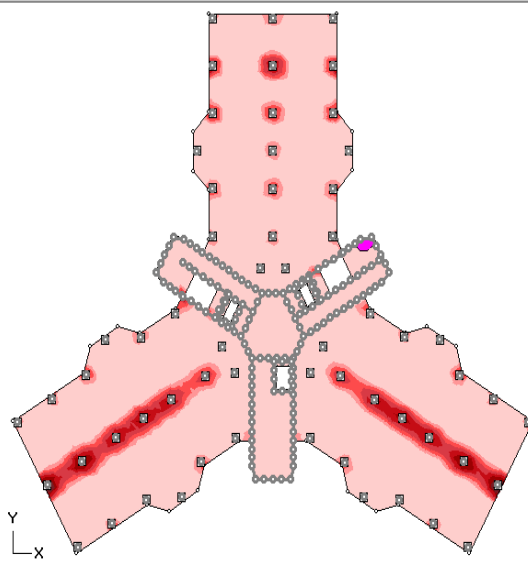
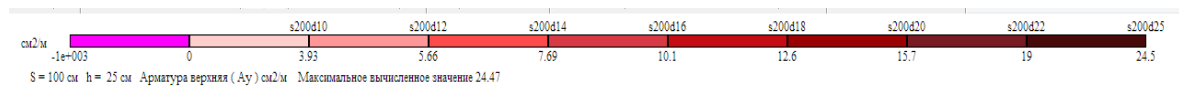


Рис. 4.12. Верхне армирования плиты перекрытия

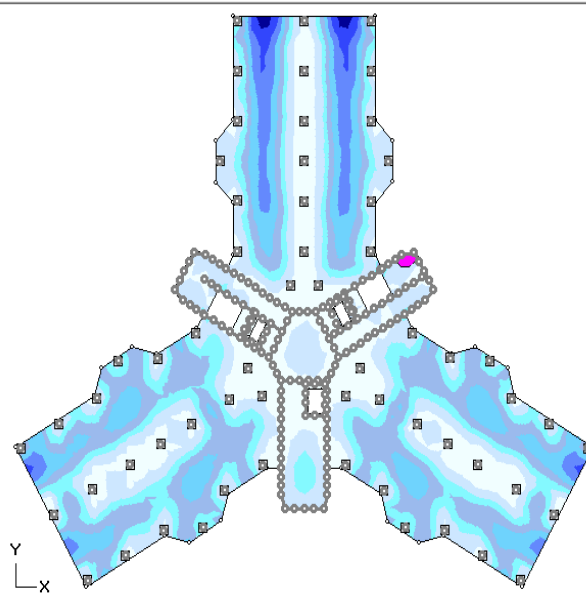
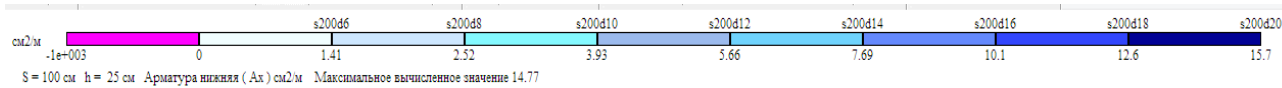


Рис. 4.13. Нижняя арматура плиты перекрытия

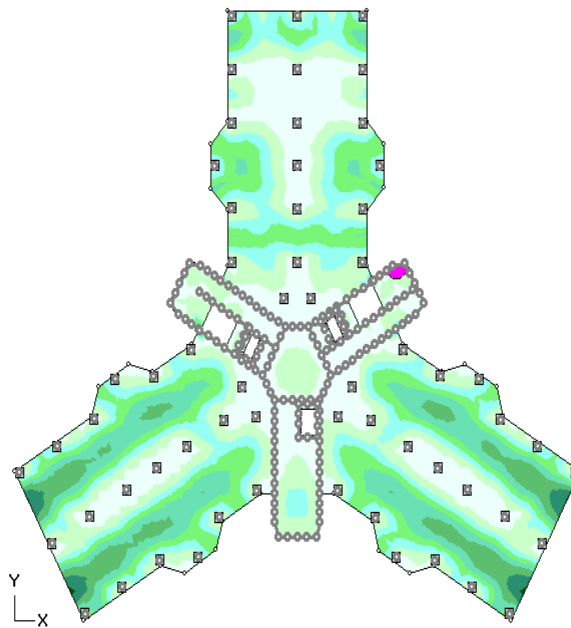
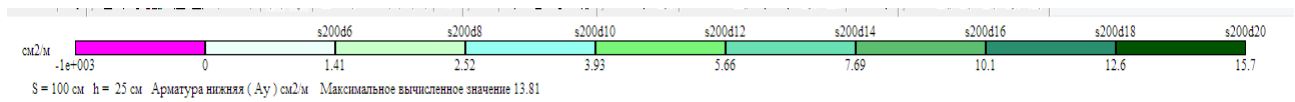


Рис. 4.14. Нижня арматура плити перекриття

4.3. Розрахунок балок на останньому поверсі будівлі

4.3.1 Розрахунок балок будівлі

Металеві балки є надійніші і міцніші, що не мають обмеження і дозволяють перекривати великі прольоти (4-6 м і більше), ніж дерев'яні. Така конструкція не схильна до втрати міцності при виникненні пожежі. Однак при використанні металевих балок виникають значні фінансові витрати.

У будівництві індивідуальних житлових будинків отримали поширення перекриття на залізобетонних балках, які довговічні і вогнестійкі, але для зведення вимагають крани невеликої вантажопідйомності (маса залізобетонної балки становить 300-350 кг). Залізобетонні балки спираються на стіни. Кожна балка має полицю для спирання на неї плити перекриття. Залізобетонні плити перекриття можуть бути суцільними. У цьому випадку шви між балкою і плитою закладають цементно-піщаним розчином. За залізобетонними балками укладають пружні прокладки, на які спираються лаги. Потім настеляється підлога. Результати розрахунку та основні задані характеристики приведені в табл. 4.11 – табл. 4.14

Таблиця 4.11

Основні характеристики балки для розрахунку в ПК МОНОМАХ

Матеріали	
Бетон	2.5 Тс/М**3
Объемный вес	В25
Класс бетона	Тяжелый
Вид бетона	
Признак условий твердения	Естественные
Признак условий эксплуатации	Благоприятные
Коэф. условий работы КР1	1
Коэф. условий работы КР2	1 См
Ширина раскрытия кратковр. трещин	0.4 См

Материалы	
Ширина раскрытия длительных трещин	0.3 М

Закінчення табл. 4.11

Материалы	
Защитный слой от нижней грани сечения	3 М
Защитный слой от верхней грани сечения	3 М
Защитный слой от боковой грани сечения	3
Агрессивность среды	Неагрессивная
Расчет по 2-му предельному состоянию	Не производить
Арматура	
Класс продольной арматуры	А-III
Класс поперечной арматуры	А-I
Произведение коэф. из табл 24 СНИП	1
Коэф. сейсмического воздействия МКР1	1
Коэф. сейсмического воздействия МКР2	1

Таблиця 4.12

Розрахункові геометричні характеристики балки

Пролеты							
Номер	Ширина, М	Высота, М	L в осях, М	L в свету, М	Левая опора	Правая опора	Количество сечений
1	0.2	0.3	9.59	8.74	1	2	72
Опоры							
Номер	Ширина, М	Расстояние до оси, М	Вид	Опираение	Податливость		
1	0.85	0.425	колонна	Опираение	Нет		
2	0.85	0.425	колонна	Опираение	Нет		

Собственный вес балки не учитывать

Собственный вес свесов не учитывать

S , T_c - сосредоточенная сила

M , $T_c \cdot M$ - сосредоточенный момент

P , T_c/M - равномерно-распределенная

T , T_c/M - трапецевидная

T_p , T_c/M - треугольная

T_y , T_c/M - усеченно треугольная

M_k , $(T_c \cdot M)/M$ - распределенный крутящий момент

a , M - привязка

Таблиця 4.13

Значення зусиль балки

	Коэффициенты для сочетаний усилий						
	Постоянное	Длительное	Кр. Временное	Ветер1	Ветер2	Сейсмика 1	Сейсмика 2
Надежности	1.1	1.2	1.2	1.4	1.4	1	1
Длительности	1	1	0.35	0	0	0	0
1-е осн. сочетание	1	1	1	1	1	0	0

Коэффициенты для сочетаний усилий							
	Постоян- ное	Длитель- ное	Кр. Времен- ное	Ветер1	Ветер2	Сейсмика 1	Сейсмика 2
2-е осн. сочетание	1	0.95	0.9	0.9	0.9	0	0
Особое сочетание	0.9	0.8	0.5	0	0	1	1

Коэффициент надежности по ответственности 1.

Таблица 4.14

Визначенні зусилля в ПК МОНОМАХ			
Пролет № 1			
Сечение №	1	36	72
Привязка, М	-0.43	4.37	9.17
Огибающие			
Момент, Тс*М	-0.35	1.96	-2.94
	-8.27	0.64	-4.89
Поперечная сила, Тс	8.48	0.25	-2.49

Закінчення табл. 4.14

Пролет № 1			
Перемещение, Мм	0.55	0.06	-4.77
	-171.58	-170.69	-164.36
	-258.38	-269.66	-264.91
Арматура продольная			
Нижняя, См**2	0.00	2.10	0.34
Верхняя, См**2	10.56	0.00	5.86
Боковая, См**2	0.00	0.00	0.53
Арматура поперечная, См**2/М	4.78	0.07	5.00

Конструювання та армування приведено в таблиці 4.15

Таблица 4.15

Конструювання та армування								
Каркас вязаний								
Нижняя					Верхняя		Боковая	
1-го ряда			2-го ряда		Диаметр средн. стерж.	Колич. средн. стерж.	Диаметр средн. стерж.	Колич. средн. стерж.
Диаметр крайн. стерж.	Диаметр средн. стерж.	Колич. средн. стерж.	Диаметр средн. стерж.	Колич. средн. стерж.				
Пролет N1 Длина 10172.76, М Привязка 135.64, М								
14.00	6.00		6.00		10.00	2		
Поперечная арматура: Диаметр 8.00 М, Шаг 0.15 М, Кол-во 2								
Опорные стержни								
Опора №		Диаметр		Количество		Длина		

Каркас вязаний								
Нижняя					Верхняя		Боковая	
1-го ряда			2-го ряда		Диаметр средн. стерж.	Колич. средн. стерж.	Диаметр средн. стерж.	Колич. средн. стерж.
Диаметр крайн. стерж.	Диаметр средн. стерж.	Колич. средн. стерж.	Диаметр средн. стерж.	Колич. средн. стерж.				
	1		14.00		3		999.67	
	2		14.00		3		1534.08	
	3		14.00		2		1030.81	
	4		14.00		1		1428.47	

4.3.2 Графічні результати розрахунку балки в ПК «МОНОМАХ 2013»

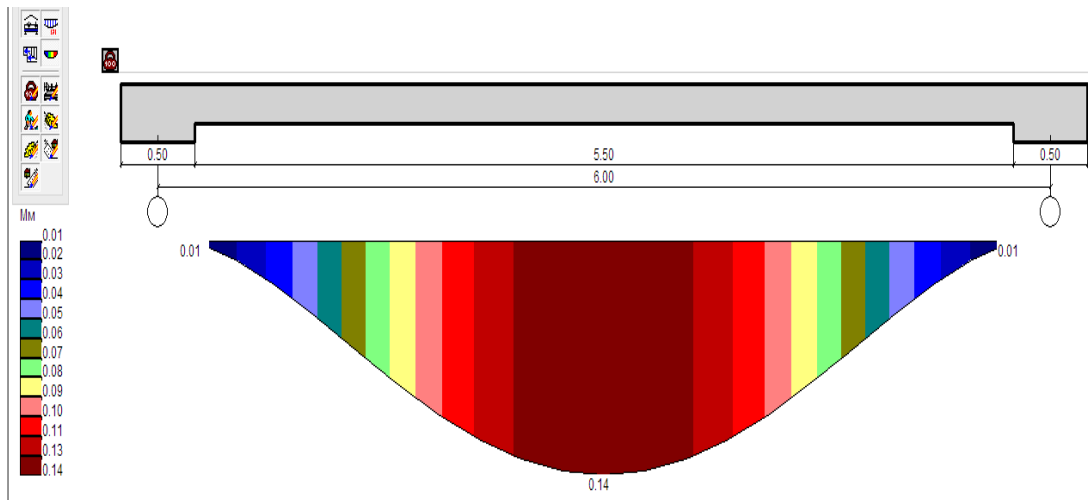


Рис. 4.15. Епюра переміщень балки (прогинів) з урахуванням точок спирання.

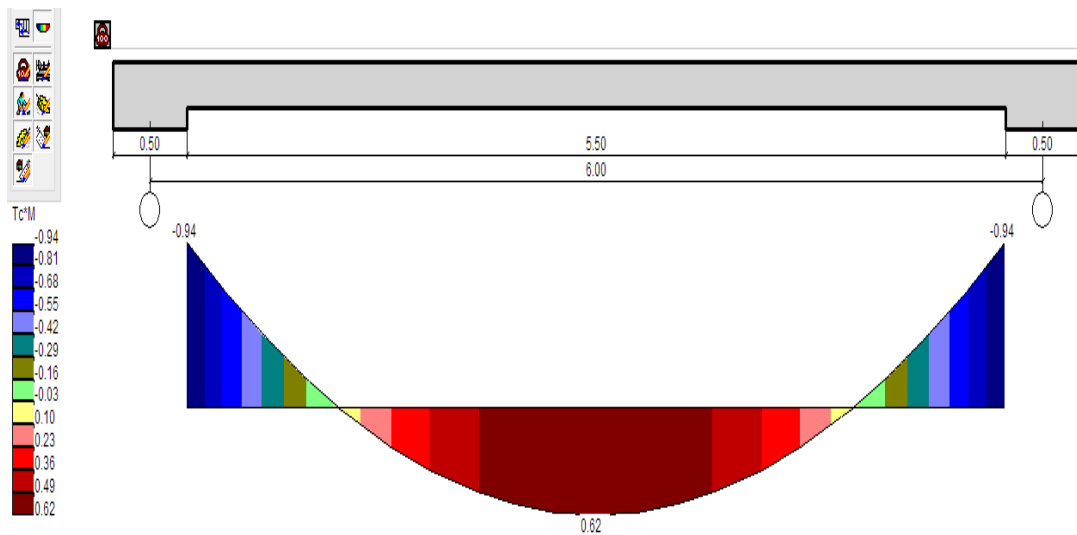


Рис. 4.16. Епюра переміщень балки (прогинів) з урахуванням точок спирання.

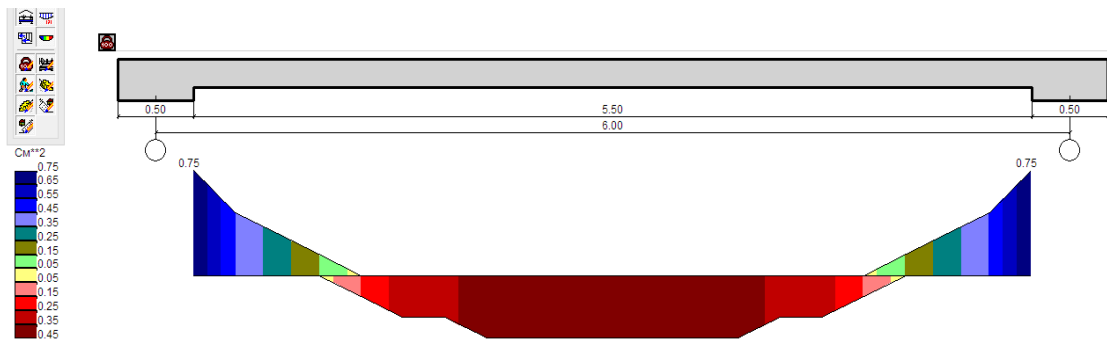


Рис. 4.17. Схема підбору та розташування поздовжнього армування балки

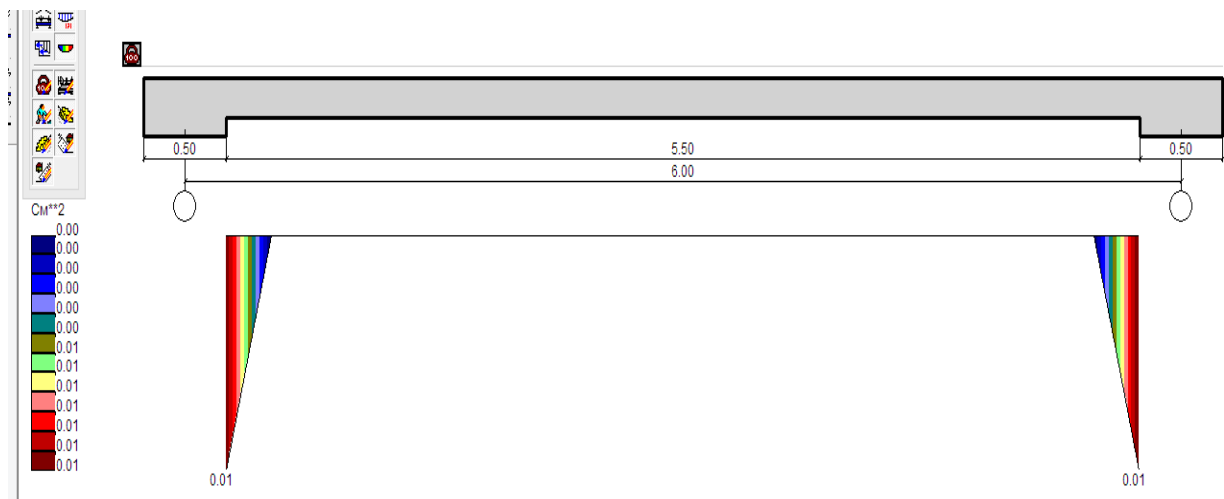


Рис. 4.18. Схема підбору та розташування поперечного армування балки

4.4. Розрахунок монолітних колон житлової будівлі

4.4.1. Розрахунок по міцності перерізів, нормальних до подовжньої осі

елементу

Розрахунок по міцності бетонних елементів повинен робитися для перерізів, нормальних до їх подовжньої осі. Залежно від умов роботи елементів вони розраховуються без урахування, а також з урахуванням опору бетону розтягнутої зони.

Опір бетону стискуванню умовно представляється напругою, рівними R_b , рівномірно розподіленими по частині стислої зони перерізу – умовній стислій зоні скорочено найменованою надалі стислою зоною бетону.

Граничні зусилля в перерізі, нормальному до подовжньої осі елементу, слід визначати виходячи з таких передумов:

- опір бетону розтягуванню приймається рівним нулю;

- опір бетону стискуванню представляється напругою, рівними R_b і рівномірно розподіленими по стислій зоні бетону;

- деформації (напруга) в арматурі визначаються залежно від висоти стислої зони бетону з урахуванням деформацій (напруги) від попередньої напруги;

- розтягуюча напруга в арматурі приймається не більше розрахункового опору розтягуванню R_s ;

- стискуюча напруга в арматурі приймається не більше розрахункового опору стискуванню R_{sc} .

Розрахунок перерізів, нормальних до подовжньої осі елементу, коли зовнішня сила діє в площині осі симетрії перерізу і арматура зосереджена у перпендикулярних вказаній площині граней елементу слід робити залежно від співвідношення між значенням відносної висоти стислої зони бетону $\xi = x / h_0$, яка визначається з відповідних умов рівноваги, і значенням відносної висоти стислої зони бетону при якому граничний стан елементу настає одночасно з досягненням в розтягнутій арматурі напруги, рівної розрахунковому опору R_s з урахуванням відповідних коефіцієнтів умов роботи арматури, за винятком коефіцієнта γ_{s6} .

Значення ξ_R визначається по формулі:

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_s R}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1.1}\right)} \quad (4.12)$$

де ω - характеристика стислої зони бетону, визначувана по формулі

$$\omega = \alpha - 0,008R_b,$$

α - коефіцієнт, що приймається рівним для бетону:

важкого	1,00
дрібнозернистого	0,85
легкого	0,80

Статичний розрахунок колони і визначення зусиль в її елементах виконаний і із застосуванням ПК «МОНОМАХ 2013» в процесі розрахунку рами будівлі. Колонна проектується із бетону класу C20/25.

4.4.2. Збір навантажень на колону

Відповідно до ДБН навантаження діляться на постійні і тимчасові. До постійних навантажень відноситься власна вага конструкцій і елементів перекриття, до тимчасового навантаження відноситься вітрове навантаження. Київ відноситься до 1 вітрового району: нормативне значення вітрового тиску $w_0=0,37$ кПа. Повне розрахункове значення вітрового навантаження w , кПа, визначається:

$$w=w_0 \cdot k \cdot c_e \quad (4.13)$$

де k – коефіцієнт, враховуючи змінність вітрового тиску по висоті;

c_e – аеродинамічний коефіцієнт.

4.4.3. Порівняння результатів розрахунку колони в ПК
і ручного розрахунку

«МОНОМАХ 2013»

Колону першого поверху розглядаємо як умовно центрально-стиснутий елемент при випадкових ексцентриситетах.

Підраховуємо розрахункове навантаження на колону:

Власна вага колони: $G_n = b_c \cdot h_c \cdot h_0 \cdot \rho_y \cdot \gamma_f = 0,6 \cdot 0,6 \cdot 3,15 \cdot 25 \cdot 1,1 = 31,18$ кН;

Вага всіх колон: $31,18 \cdot 24 = 748,32$ кН

Навантаження від покриття і перекриття:

Постійне навантаження $G = 6154,176$ кН;

Тривале навантаження $V = 3780$ кН;

Короткочасне навантаження $V_{sh} = 960$ кН;

Довгостроково діюче розрахункове навантаження:

$N_{ld} = G + G_n + V = 6154,176 + 748,3 + 3780 = 10682,48$ кН, до нього відносяться постійні і всі тимчасові навантаження, за винятком короткочасних.

Короткочасне навантаження $N_{cd} = V_{sh} = 960$ кН;

Повне навантаження дорівнює:

$N_3 = N_{ld} + N_{cd} = 10682,48 + 960 = 11642,48$ кН.

Розмір поперечного перерізу колони приймаємо рівним $h_c \cdot b_c = 60 \times 60$ см, бетон класу С20/25 $R_b = 17$ МПа.

Арматура поздовжня зі сталі класу А400СС, $R_{sc} = 365$ МПа, $\gamma_{b2} = 0,9$, μ - коефіцієнт армування, прийнятий рівним $\mu_{opt} = 0,74\%$.

Спочатку обчислюємо відношення $N_{ld} / N_3 = 10682,48 / 11642,48 = 0,92$; гнучкість колони $\lambda = l_0 / h_c = 315 / 60 = 5,25 > 4$, $\lambda = l_0 / b_c = 315 / 60 = 5,25$, отже, необхідно враховувати прогин колони.

При $h_c = 25$ см > 20 см коефіцієнт $\eta = 1$; коефіцієнт φ обчислюємо по формулі: $\varphi_1 = \varphi_b + 2 \cdot (\varphi_r - \varphi_b) \cdot \alpha_1$.

Задаємося відсотком армування $\mu = 0,74\%$ (коэф. $\mu = 0,0074$) і обчислюємо α_1 :

$$\alpha_1 = \mu \frac{R_{sc}}{R_b \cdot \gamma_{b2}} = 0,0074 \frac{365}{17 \cdot 0,9} = 0,18.$$

Потім знаходимо по таблиці коефіцієнт $\varphi_b = 0,913$ і, вважаючи, що

$A_{ms} < 1/3 \cdot (A_s + A_s')$ $\varphi_r = 0,913$, тому що $\varphi_r = \varphi_b = 0,913$, $\varphi_1 = 0,913$.

Необхідну площу перетину поздовжньої арматури обчислюємо по формулі:

Приймаємо конструктивно 14 діаметром 18 А400С, $\sum A_{s1} = 35,63 \text{ см}^2$ та 14 діаметром 20 А-III, $\sum A_{s2} = 43,99 \text{ см}^2$, тоді $\sum A_s = \sum A_{s1} + \sum A_{s2} = 35,63 + 43,99 = 79,62 \text{ см}^2$.

Відсоток армування $\mu = (86,21/12000) \cdot 100 = 0,72 \%$ (що близько прийнятому $\mu = 0,74 \%$).

Приймаючи $\varphi_1 = 0,913$, обчислюємо фактичну несучу здатність

перетину колони по формулі:

$$N_{fc} = \eta \cdot \varphi (R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot A + \sum A_s \cdot R_{sc}) = 1 \cdot 0,913 \cdot [17 \cdot 0,9 \cdot 60 \cdot 60 + 79,62 \cdot 365] = 76821 \text{ кН} > N_3 = 11642$$

кН.

Для достатньої несучої здатності необхідно збільшити перетин колон до 850x850 мм.

Робочі стрижні подовжньої арматури розташовуємо по периметру в поверхні перетину колони з дотриманням мінімальної величини захисного шару. Відстань у світлі між стрижнями повинна бути не менш 5 см, товщина захисного шару бетону – не менше 15 мм. При стисканні робочої арматури довжина нахлестки стрижнів по БНіП повинна бути не менш $30d_s$.

Підбір арматури

Поперечну арматуру (хомути) відповідно до даних таблиці приймаємо діаметром 8 мм класу А240С кроком $S = 400 \text{ мм}$.

4.4.4. Результати розрахунку колони у ПК МОНОМАХ

Для автоматизованого розрахунку колони використовувався ПК МОНОМАХ.

Задавши необхідні навантаження програма автоматично формує креслення та армування колони.

У програму КОЛОНА імпортуються дані про колону з програми КОМПОНОВКА. Перевіряються вихідні дані. Запускається розрахунок.

Нижче приведені 6 листів розрахунків імпортованих як додаток з ПК МОНОМАХ.

Номера колонн:

1_16, 2_16

Нормативний документ

СНиП 2.03.01-84*

Бетон

Класс В25

Арматура

Класс продольной А-III

Класс поперечной А-I

Расчетный диаметр 40

продольной, мм

Защитный слой продольной, 20

мм

Привязка продольной, мм 40

Используемый сортамент 12,14,16,18,20,22,25,28,32,36,40

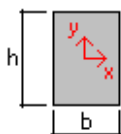
продольной

Требования

Выделять угловые стержни

Вязаный каркас. Модуль уменьшения шага поперечной арматуры 25 мм

Сечение



Размеры, мм:

b 850

h 850

Площадь, см² 7225

Отметки

	Км 1_16 (1_16)	Км 1_16 (2_16)
Высота этажа, мм	3150	3150
Высота перекрытия, мм	250	250
Отметки, м:		
низа колонны	0,000	+3,150
верха перекрытия	+3,150	+6,300

Расчетная длина

	Км 1_16 (1_16)	Км 1_16 (2_16)
Коэффициенты расчетной длины:		
m X	0.7	1
m Y	0.7	1
Расчетная длина, мм:		
Lo X	2205	3150
Lo Y	2205	3150
Гибкость:		
Lo/h X	2.59	3.71
Lo/h Y	2.59	3.71

Нагрузки

Результаты МКЭ расчета

Км 1_16 (1_16)	N, тс	Mx, тс*м	My, тс*м	Qx, тс	Qy, тс	T, тс*м	Сечение
Постоянная	446	0	0	0.244	-0.0452	0	1_16.1
	440	0.143	-0.769	0.244	-0.0452	0	1_16.2
Длительная	218	0	0	-0.0042	-0.102	0	1_16.1
	218	0.321	0.0132	-0.0042	-0.102	0	1_16.2
Кр. временная	36.3	0	0	-0.0007	-0.017	0	1_16.1
	36.3	0.0535	0.0022	-0.0007	-0.017	0	1_16.2

Км 1_16 (2_16)	N, тс	Mx, тс*м	My, тс*м	Qx, тс	Qy, тс	T, тс*м	Сечение
Постоянная	421	0.143	-0.769	-0.204	0.141	0	2_16.1
	416	-0.301	-0.127	-0.204	0.141	0	2_16.2
Длительная	209	0.321	0.0132	-0.0392	0.061	0	2_16.1
	209	0.129	0.137	-0.0392	0.061	0	2_16.2
Кр. временная	34.8	0.0535	0.0022	-0.00653	0.0102	0	2_16.1
	34.8	0.0215	0.0228	-0.00653	0.0102	0	2_16.2

Коэффициенты

Надежности по ответственности 1

	Пост.	Длит.	Кр.вр.	Ветр.	Сейсм.
Надежности	1.1	1.2	1.2	1.4	1
Длительности	1	1	0.35	0	0
Продолжительности	1	1	1	0	0

Км 1_16 (1_16) Км 1_16 (2_16)

Снижающий для кр. врем. 1 1
нагрузки

Учитывать в расчете:
автоматически сформированные РСН
РСН, сформированные для случаев а, б

Коэффициенты расчетных сочетаний нагрузок (РСН)

	Пост.	Длит.	Кр.вр.	Ветр.	Сейсм.
1-е, основное	1	1	1	1	0
2-е, основное	1	0.95	0.9	0.9	0
3-е, особое	0.9	0.8	0.5	0	1

Учитывать при автоматическом формировании РСН:
знакопеременность ветровой и сейсмической нагрузки

Расчетные сочетания нагрузок. Сокращенный список

Км 1_16 (1_16)	N, тс	Mx, тс*м	My, тс*м	Qx, тс	Qy, тс	T, тс*м	Сечение
Первая группа пред. состояний. Случай б (все нагрузки)							
Группа 1	778	0	0	0.263	-0.184	0	1_16.1
	753	0	0	0.263	-0.172	0	длит. часть
<i>Snc, Sлс, Nс, Ty 1.1ПО+1.14ДЛ+1.08КР</i>							
	491	0	0	0.268	-0.0498	0	1_16.1
	491	0	0	0.268	-0.0498	0	длит. часть
<i>Tx 1.1ПО</i>							
	772	0.581	-0.828	0.263	-0.184	0	1_16.2
	747	0.543	-0.83	0.263	-0.172	0	длит. часть
<i>Sнлс 1.1ПО+1.14ДЛ+1.08КР</i>							
Первая группа пред. состояний. Случай а (продолжит.)							
Группа 2	778	0	0	0.263	-0.184	0	1_16.1
	753	0	0	0.263	-0.172	0	длит. часть
<i>Snc, Sлс, Nс, Ty 1.1ПО+1.14ДЛ+1.08КР</i>							
	491	0	0	0.268	-0.0498	0	1_16.1
	491	0	0	0.268	-0.0498	0	длит. часть
<i>Tx 1.1ПО</i>							
	772	0.581	-0.828	0.263	-0.184	0	1_16.2
	747	0.543	-0.83	0.263	-0.172	0	длит. часть
<i>Sнлс 1.1ПО+1.14ДЛ+1.08КР</i>							
Км 1_16 (2_16)	N, тс	Mx, тс*м	My, тс*м	Qx, тс	Qy, тс	T, тс*м	Сечение
Первая группа пред. состояний. Случай б (все нагрузки)							
Группа 1	739	0.581	-0.828	-0.276	0.235	0	2_16.1
	715	0.543	-0.83	-0.271	0.228	0	длит. часть
<i>Snc, Sлс, Nс, Tx, Ty, Sнлс 1.1ПО+1.14ДЛ+1.08КР</i>							

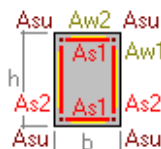
Км 1_16 (2_16)	N, тс	Mx, тс*м	My, тс*м	Qx, тс	Qy, тс	T, тс*м	Сечение
Первая группа пред. состояний. Случай а (продолжит.)							
Группа 2	739	0.581	-0.828	-0.276	0.235	0	2_16.1
	715	0.543	-0.83	-0.271	0.228	0	длит. часть

Snc, Sлс, Nс, Tх, Tу, Sнлс | 1.1ПО+1.14ДЛ+1.08КР

Номера колонн, определивших РСН:

1_16

Расчетное армирование



	Км 1 16 (1 16)	Км 1 16 (2 16)
Asu	2.01	2.01
As1	1.13	1.13
As2	1.13	1.13
Продольная арматура, см ² :		
полная	12.568	12.568
по прочности	12.568	12.568
% армирования	0.17	0.17
Поперечная арматура, см ² /м	0	0

Расстановка продольной арматуры

Армирование симметричное. Выпуски в верхнюю колонну

	Км 1 16 (1 16)	Км 1 16 (2 16)
угловые	4Ø16	4Ø16
вдоль грани	2Ø16	2Ø16
боковые	2Ø16	2Ø16
Всего	8Ø16	8Ø16
Площадь арматуры, см ²	16.085	16.085
% армирования	0.22	0.22

Анкеровка продольной арматуры

Диаметр стержня, мм	Длина анкеровки, мм	Длина нахлестки, мм
16	340	400

Расстановка поперечной арматуры

	Км 1 16 (1 16)	Км 1 16 (2 16)
Зона анкеровки, мм:	4Ø6	4Ø6
шаг	150	150
привязка 1-го	50	50
зона раскладки	450	450
привязка последнего	500	500
Основная зона, мм:	11Ø6	11Ø6
шаг	200	200
привязка 1-го	700	700

зона раскладки	2000	2000
привязка последнего	2700	2700
Доборный, мм:	1Ø6	1Ø6
шаг	150	150
привязка	2850	2850
расст. до верха	50	50
Площадь арматуры, см ² /м	2.82743	2.82743
Режимы установки шпилек:		
нет		
Замечания		
Нет		

4.5. Розрахунок і конструювання монолітної залізобетонної стіни у ПК «МОНОМАХ»

Несучі стіни - це конструкції для сприйняття вертикальних навантажень або для передачі горизонтальних навантажень. Вертикальні навантаження - це, наприклад, власна вага і корисне навантаження на перекриттях, горизонтально діюча навантаження - це, наприклад, вітрове навантаження. Несучі стіни повинні задовольняти вимогам статички. Несуча спроможність визначається в основному товщиною стіни і її «стрункістю». При цьому повинні витримуватися мінімальні товщини стін згідно ДБН та відповідно до мінімального армування.

Несучі зовнішні стіни поряд з їх несучою здатністю повинні задовольняти вимогам тепло-, волого-, шумо- і пожежозахисту.

Стіни можуть бути армованими і неармованими. Вони повинні армуватися при навантаженнях на розтяг, при небезпеці поздовжнього вигину, при позацентровому навантаженні і якщо вони не розкріплені стінами жорсткості або іншими конструкціями.

Розташування арматури залежить від характеру навантаження. При цьому розрізняють стіни, що працюють на стиск, стіни, що працюють на вигин, і стіни, що працюють на стиск з вигином. Стіни, що працюють на стиск, наприклад внутрішні стіни, армуються як колони. Стіни, що працюють на вигин, наприклад підпірні стіни, армуються як плити. У разі стін, що працюють на стиск з вигином, як, наприклад, зовнішні стіни підвалів, застосовується арматура, відповідно до переважаючого навантаження.

Стіни, що працюють на стиск, мають арматуру, розташовану з обох сторін. Вона складається з головної арматури (поздовжньої арматури), яка називається також стислою арматурою, і з поперечної арматури. Головна арматура розташовується вертикально у напрямку навантаження, поперечна арматура розташовується під прямим кутом до неї. Вона служить в основному для розподілу навантаження і для запобігання утворення усадочних тріщин. Зовнішні арматурні стержні анкерять в тілостіні за допомогою S-образних гаків або закладних хомутів. У кутах і на вільних кінцях потрібне додаткове армування.

У нашому випадку несуча стіна працює як колона. Товщина її становить 450 мм. Для армування скористаємось розрахунком стіни в ПК МОНОМАХ.

Таблиця 4.16

Визначення переміщень несучої стіни у ПК МОНОМАХ

N узла	X	Y	N узла	X	Y
Елемент розреза N 1. ТОЛЩИНА СТЕНЬ 45, МАТЕРИАЛ Железобетон					
1	0.0	0.0	2	0.0	3.15
3	5.217	3.15	4	5.217	0.0
Елемент розреза N 2. ТОЛЩИНА СТЕНЬ 45, МАТЕРИАЛ Железобетон					
1	0.0	3.15	2	0.0	6.3
3	5.217	6.3	4	5.217	3.15

№ узла	Х	У	№ узла	Х	У
Элемент разреза N 1. ТОЛЩИНА СТЕНЫ 45, МАТЕРИАЛ Железобетон					
Элемент разреза N 3. ТОЛЩИНА СТЕНЫ 45, МАТЕРИАЛ Железобетон					
1	0.0	6.3	2	0.0	9.45
3	5.217	9.45	4	5.217	6.3
Элемент разреза N 4. ТОЛЩИНА СТЕНЫ 45, МАТЕРИАЛ Железобетон					
1	0.0	9.45	2	0.0	12.6
3	5.217	12.6	4	5.217	9.45
Элемент разреза N 5. ТОЛЩИНА СТЕНЫ 45, МАТЕРИАЛ Железобетон					
1	0.0	12.6	2	0.0	15.75
3	5.217	15.75	4	5.217	12.6
Элемент разреза N 6. ТОЛЩИНА СТЕНЫ 45, МАТЕРИАЛ Железобетон					
1	0.0	15.75	2	0.0	18.9
3	5.217	18.9	4	5.217	15.75
Элемент разреза N 7. ТОЛЩИНА СТЕНЫ 45, МАТЕРИАЛ Железобетон					
1	0.0	18.9	2	0.0	22.05
3	5.217	22.05	4	5.217	18.9
Элемент разреза N 8. ТОЛЩИНА СТЕНЫ 45, МАТЕРИАЛ Железобетон					
1	0.0	22.05	2	0.0	25.2
3	5.217	25.2	4	5.217	22.05

Продовження табл. 4.16

Элемент разреза N 9. ТОЛЩИНА СТЕНЫ 45, МАТЕРИАЛ Железобетон					
1	0.0	25.2	2	0.0	28.35
3	5.217	28.35	4	5.217	25.2
Элемент разреза N 10. ТОЛЩИНА СТЕНЫ 45, МАТЕРИАЛ Железобетон					
1	0.0	28.35	2	0.0	31.5
3	5.217	31.5	4	5.217	28.35
Элемент разреза N 11. ТОЛЩИНА СТЕНЫ 45, МАТЕРИАЛ Железобетон					
1	0.0	31.5	2	0.0	34.65
3	5.217	34.65	4	5.217	31.5
Элемент разреза N 12. ТОЛЩИНА СТЕНЫ 45, МАТЕРИАЛ Железобетон					
1	0.0	34.65	2	0.0	37.8
3	5.217	37.8	4	5.217	34.65
Элемент разреза N 13. ТОЛЩИНА СТЕНЫ 45, МАТЕРИАЛ Железобетон					
1	0.0	37.8	2	0.0	40.95
3	5.217	40.95	4	5.217	37.8
Элемент разреза N 14. ТОЛЩИНА СТЕНЫ 45, МАТЕРИАЛ Железобетон					
1	0.0	40.95	2	0.0	44.1
3	5.217	44.1	4	5.217	40.95
Элемент разреза N 15. ТОЛЩИНА СТЕНЫ 45, МАТЕРИАЛ Железобетон					
1	0.0	44.1	2	0.0	47.25
3	5.217	47.25	4	5.217	44.1
Элемент разреза N 16. ТОЛЩИНА СТЕНЫ 45, МАТЕРИАЛ Железобетон					
1	0.0	47.25	2	0.0	50.4
3	5.217	50.4	4	5.217	47.25
Элемент разреза N 17. ТОЛЩИНА СТЕНЫ 45, МАТЕРИАЛ Железобетон					
1	0.0	50.4	2	0.0	53.55
3	5.217	53.55	4	5.217	50.4
Элемент разреза N 18. ТОЛЩИНА СТЕНЫ 45, МАТЕРИАЛ Железобетон					
1	0.0	53.55	2	0.0	56.7

Элемент разреза N 9. ТОЛЩИНА СТЕНЫ 45, МАТЕРИАЛ Железобетон					
3	5.217	56.7	4	5.217	53.55
Элемент разреза N 19. ТОЛЩИНА СТЕНЫ 45, МАТЕРИАЛ Железобетон					
1	0.0	56.7	2	0.0	59.85
3	5.217	59.85	4	5.217	56.7

Закінчення табл. 4.16

Элемент разреза N 20. ТОЛЩИНА СТЕНЫ 45, МАТЕРИАЛ Железобетон					
1	0.0	59.85	2	0.0	63.0
3	5.217	63.0	4	5.217	59.85
Элемент разреза N 21. ТОЛЩИНА СТЕНЫ 45, МАТЕРИАЛ Железобетон					
1	0.0	63.0	2	0.0	66.15
3	5.217	66.15	4	5.217	63.0
Элемент разреза N 22. ТОЛЩИНА СТЕНЫ 45, МАТЕРИАЛ Железобетон					
1	0.0	66.15	2	0.0	69.3
3	5.217	69.3	4	5.217	66.15
Элемент разреза N 23. ТОЛЩИНА СТЕНЫ 45, МАТЕРИАЛ Железобетон					
1	0.0	69.3	2	0.0	72.45
3	5.217	72.45	4	5.217	69.3

Таблиця 4.17

Характеристики матеріалів несучої стіни

N	Название	Тип	Модуль упругости	Коэфф. Пуассона	Объемный вес	Детали	Расстояние до ц.т. арматуры	Расчет по II пред. сост.
1	Железобетон	бетон	30000000	0.20	2.5	СНиП 2.03.01-84, В25, А-III, А-I	3.0	Нет

На рис. 4.19 – рис. 4.22 представлені графічні відображення розрахункових зусиль несучої стіни будівлі.

Армування перерізу стіни виконуємо в конструюючій програмі РОЗРІЗ(СТІНА) в ПК МОНОМАХ.

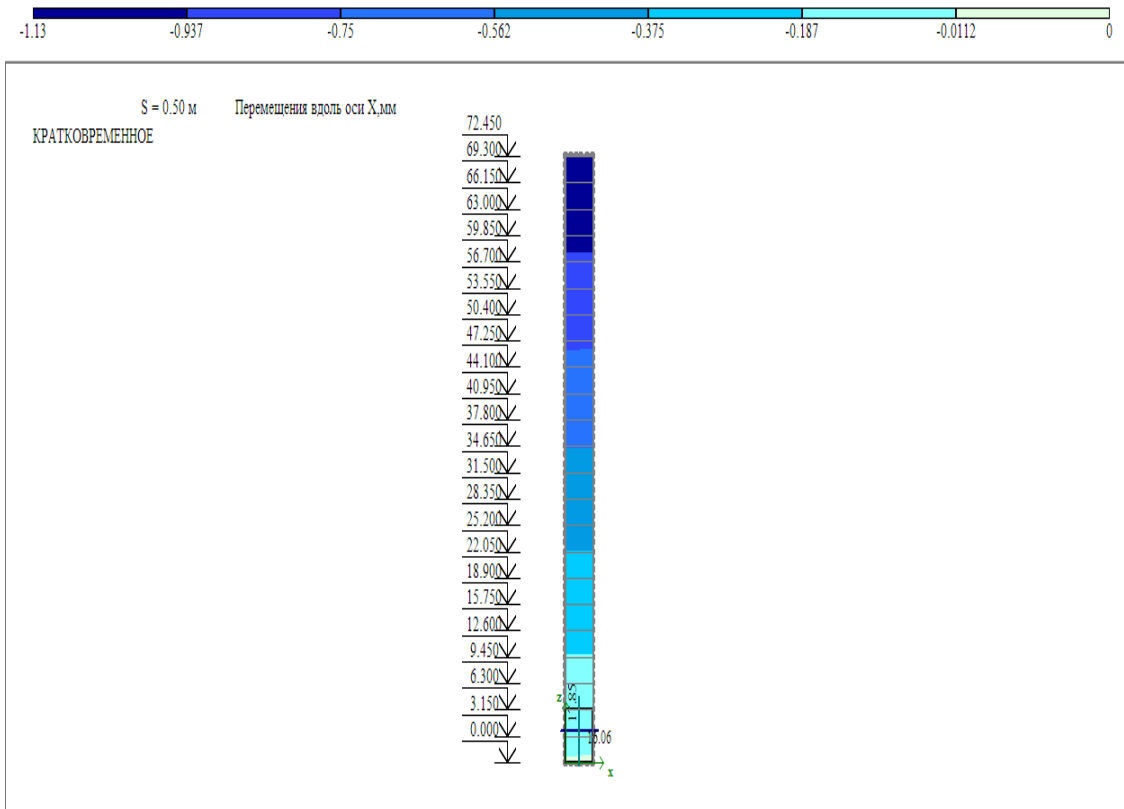


Рис. 4.19 . Переміщення по осі X при дії короткотривалого навантаження

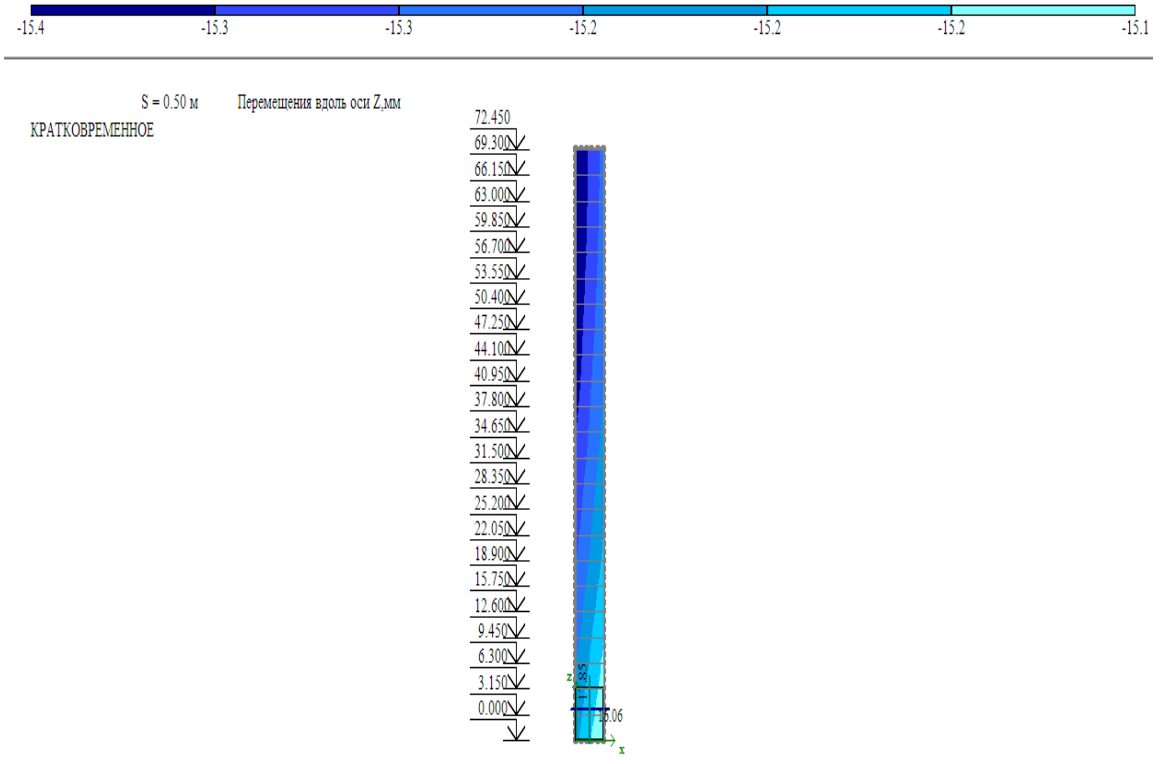


Рис. 4.20 . Переміщення по осі Z

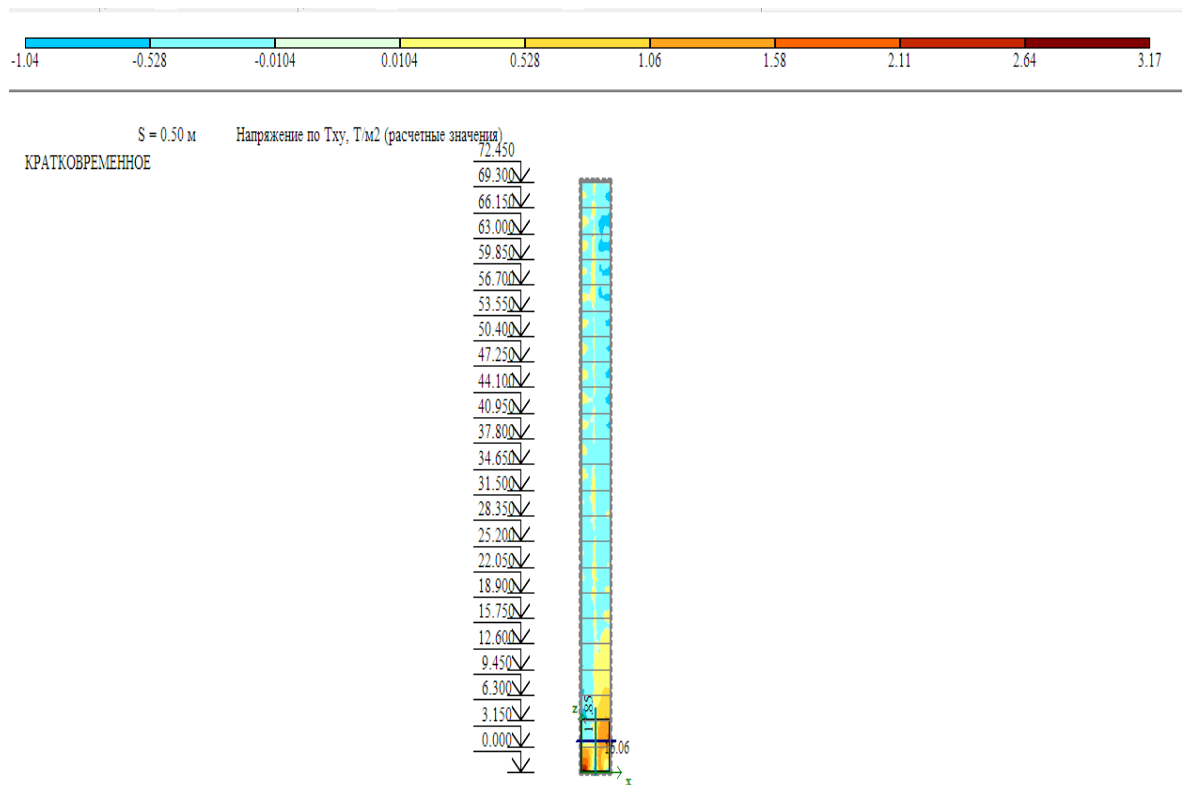


Рис. 4.21. Напряжения по T_{xy}

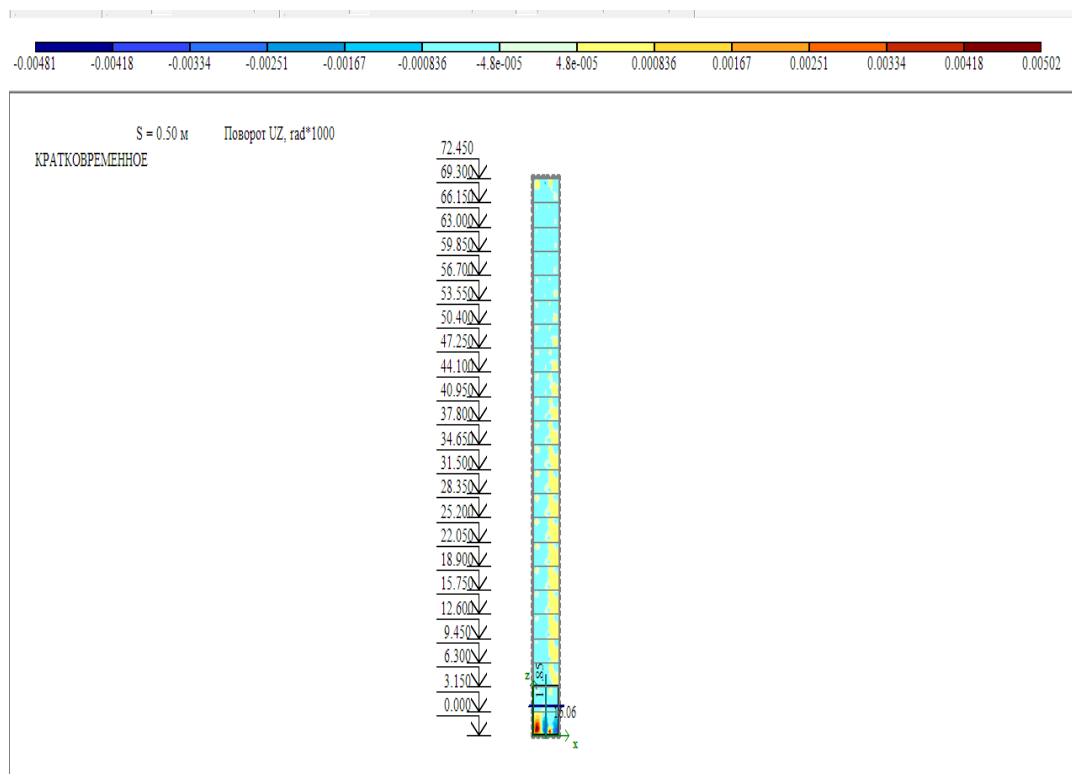


Рис. 4.22. Поворот U_Z

5. ОСНОВИ ТА ФУНДАМЕНТИ

5.1. Інженерно-геологічні умови ділянки

Геологічна будова майданчику складена піщаними ґрунтами та глинами і суглинками різних фізичних характеристик. Оцінка інженерно-геологічних і гідрогеологічних умов майданчика будівництва полягає в уточненні найменувань кожного інженерно-геологічного елемента, а також у визначенні похідних і класифікаційних характеристик ґрунтів і початкового розрахункового опору R_0 .

Ділянка вишукувань знаходиться на вул. Ревуцького у Дарницькому районі міста Києва.

Згідно з ДБН А.2.1-1-2014 «Інженерні вишукування для будівництва» територія відноситься до II (середньої) категорії важкості інженерно-геологічних умов.

Рельєф площадки спокійний. Відмітки поверхні землі змінюються у межах 122,7-122,8м.
Нормативна глибина сезонного промерзання ґрунтів – 0.9 м

За даними інженерно-геологічних вишукувань і проведеним дослідом на майданчику, виділені наступні інженерно-геологічні елементи (ІГЕ):

- ІГЕ-1 – насипний ґрунт, суглинок та будівельне сміття
- ІГЕ-2 – супісок твердий, грудкуватий
- ІГЕ-3 – супісок текучий
- ІГЕ-4 – пісок дрібний, сірувато-жовтий, мілкий з прошарками піску середньої крупності, мало вологий і насичений водою
- ІГЕ-5 – суглинок м'якопластичний, сірий та бурувато-сірий, місцями з прошарками торфів, мякопластичної консистенції
- ІГЕ-6 – суглинок текучий, біло-жовтого кольору
- ІГЕ-7 – глина тверда «Бура», непросадочна, твердої консистенції
- ІГЕ-8 – глина тверда «Строката», твердої консистенції, ненабухаюча червоно-бурого кольору.

Статистичний аналіз фізичних показників ґрунтів дозволив виділити в товщі інженерно-геологічні елементи (ІГЕ). Основне опис і нормативні і розрахункові значення показників фізико-механічних властивостей ґрунтів отримані в результаті статистичної обробки лабораторних визначень на ЕОМ і наведені в таблиці 5.1.

Згідно з проведеним оглядом характеристик ґрунтів, робимо висновок що до несучого шару на який можна опирати будівлю відносяться глинясті ґрунти. З врахуванням цих особливостей в якості несучого елемента вибрана фундаментна плита.

Таблиця 5.1

Зведена таблиця характеристик ґрунтів будівельного майданчика

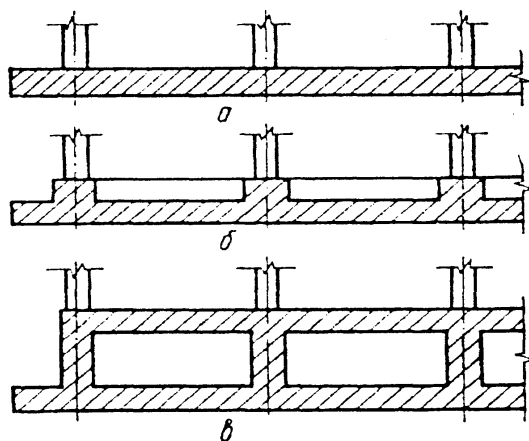
№ шару	Найменування ґрунтів	γ_I тс/м ³	γ_{II} тс/м ³	φ_I град	φ_{II} град	C_I кПа	C_{II} кПа	E_0 , МПа
1	Насипний ґрунт, суглинок і будівельне сміття	1,57	-	-	-	-	-	-
2	Супісок твердий, грудкуватий	1,5	2,67	24	27	43	49	15
3	Супісок текучий	1,82	2,67	18	21	13	20	19
4	Пісок дрібний	1,92	2,65	29	32	-	-	-
5	Суглинок м'якопластичний	2,05	2,69	16	19	-	-	16
6	Суглинок текучий	1,96	2,69	24	27	21	32	16
7	Глина тверда «Бура»	1,96	2,73	29	32	12	20	19
8	Глина тверда «Строката»	2,0	2,73	29	34	22	34	25

5.2. Розрахунок фундаментної плити у ПК МОНОМАХ

Плитні фундаменти виконують у вигляді залізобетонних плоских, ребристих або коробчастих плит (див. рис. 5.1). Вибір типу залежить від конструктивної схеми будинку, величин і характеру розподілу навантажень, несучої здатності і деформативності підстав. Конфігурацію фундаменту в плані слід вибирати таким чином, щоб рівнодіюча основних навантажень від споруди відбувалася якомога ближче до його центру.

Плитний фундамент ніщо інше як різновид мілко заглиблених стрічкових фундаментів. Правильніше їх іменувати незаглиблений фундамент. Вони кардинально відрізняються від інших видів фундаменту наявністю жорсткого просторового армування, яке поширене по всій несучій площині. Така жорстка конструкція плитного фундаменту дозволяє йому без внутрішньої деформації протидіяти знакозмінним навантаженням, які в достатній мірі виникають в міжсезоння і при нерівномірних переміщеннях ґрунту.

Плитний фундамент застосовується в основному при будівництві невеликих будинків на схильних просіданню і спучуванню ґрунтах. В якості таких ґрунтів виступають: піщані; підтоплені ґрунтовими водами (при цьому рівень підтоплення досягає критичних позначок); ґрунти з нерівномірним осіданням та багато інших. Всі ці види ґрунтів відомі своєю рухливістю за рахунок постійного відтавання і заморожування води. Вода, переходячи з одного стану в інший, повністю або частково піднімає та опускає цілі пласти ґрунту, що може призвести до перекосу і навіть руйнування цілої будівлі при використанні стрічкових або стовпчастих фундаментів. Плитний фундамент за рахунок своєї жорсткості і монолітності здатний витримати всі рівневі зміни ґрунту і переміщатися разом з ґрунтом. Його ще називають плаваючим фундаментом.



а - плита плоска,

б - плита ребриста,

в - плита коробчата

Рис. 5.1. Суцільні плитні фундаменти

У дипломній роботі передбачений найбільш ефективний фундамент у вигляді плоскої плити, що відрізняється простотою конструкцій і технологічністю виготовлення. Плитковий фундамент рекомендується застосовувати при відстані між колонами до 9 м і навантаженнях на колону до 10000 кН. Товщину плити приймають рівною приблизно 1 / 6 відстані між колонами.

Суцільні плитні фундаменти армують в одному напрямку вертикально розташованими зварними сітками, в іншому – горизонтальними зварними сітками або окремими стрижнями, як передбачено в дипломній роботі. Монтажні стики робочої арматури рекомендується виконувати ванною зваркою в інвентарних формах.

Суцільні фундаменти слід розраховувати як плити на пружній основі. При цьому важливо враховувати зміну коефіцієнта постелі по площі плити розрахунок у припущенні постійного коефіцієнта жорсткості основи може дати не тільки кількісно, але і якісно невірні результати. Коефіцієнти жорсткості в різних точках за планом плити (не менш ніж у дев'яти) визначають так само, як і для стрічкових фундаментів під ряди колон. Одна з головних передумов забезпечення достовірності розрахунку – правильний вибір коефіцієнта жорсткості основи. В даний час цей коефіцієнт визначають з урахуванням розподільних властивостей ґрунту і неоднорідності підстави. Для визначення коефіцієнта жорсткості в i -му перетині фундаменту використовують формулу:

$$k_i = \frac{P_g}{S_i} \quad (5.1)$$

P_g - середній тиск по підшві фундаменту;

S_i - осадка в i -й точці від тиску P_g , що визначається за відповідними

нормативними документами з урахуванням геологічної будови по вертикалі, що проходить через i -ий переріз.

Для розрахунок плит застосовують метод сіток, МКЕ, а також дискретну модель плити у вигляді системи перехресних балок. При розрахунку плит з урахуванням вигину над фундаментної конструкції може бути використана дискретна модель підстави. Жорсткість опор-стерженьків обчислюють при цьому за формулою:

$$C_i = k_i b a \quad (5.2)$$

а, b-крок стерженьків в поздовжньому і поперечному напрямках.

У результаті статичного розрахунку плити визначають внутрішні зусилля, за якими підбирають робочу арматуру. Суцільні плити, крім того, розраховують на продавлювання.

5.3. Результати розрахунку фундаментної плити в ПК «МОНОМАХ 2013»

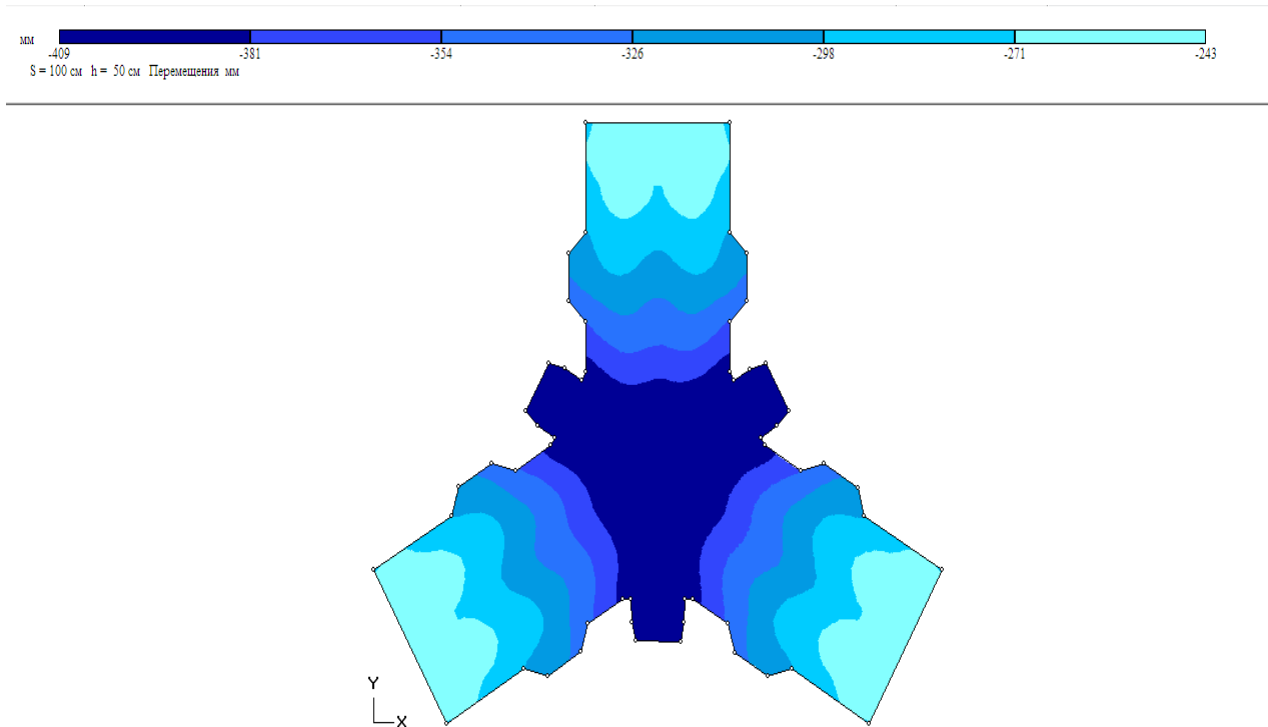


Рис. 5.2. Значення переміщень фундаментної плити

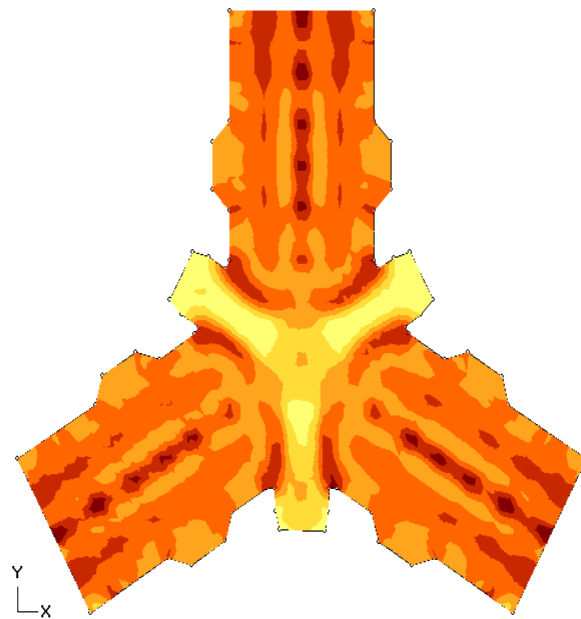
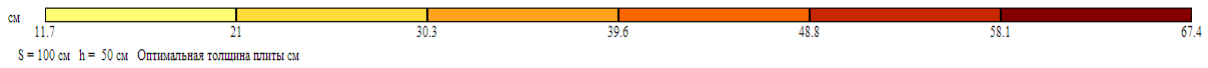


Рис. 5.3. Підбір оптимальної товщини плити

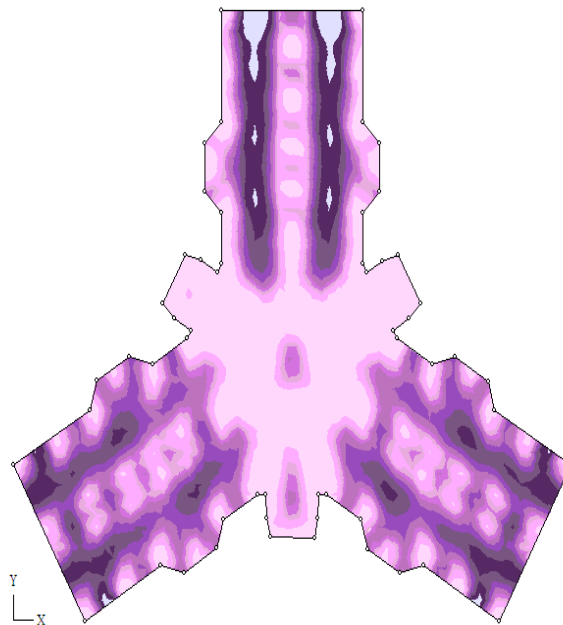
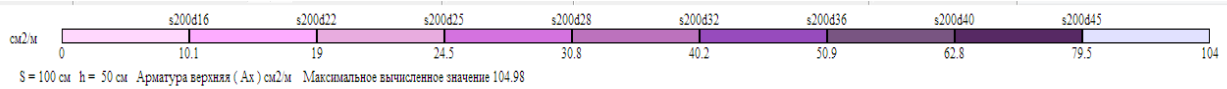


Рис. 5.4. Підбір верхнього армування фундаментної плити

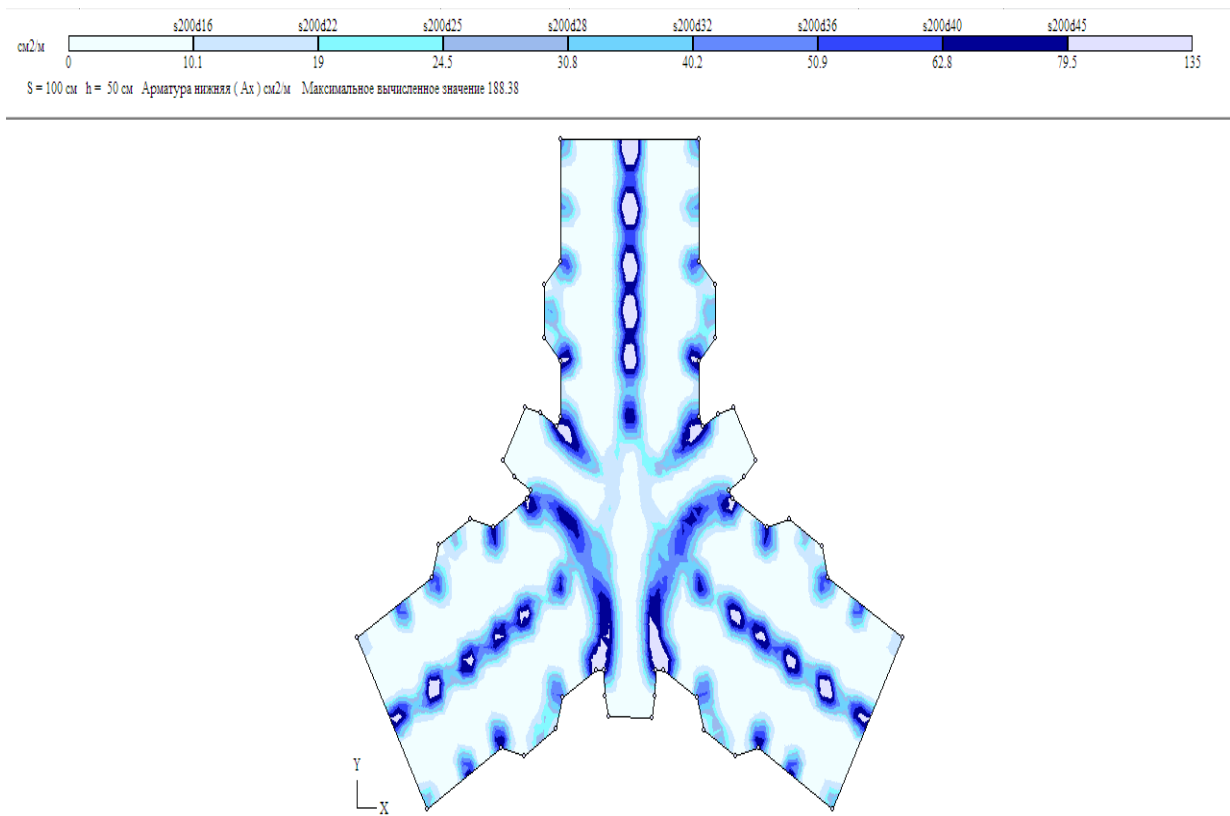


Рис. 5.5. Підбір нижнього армування фундаментної плити

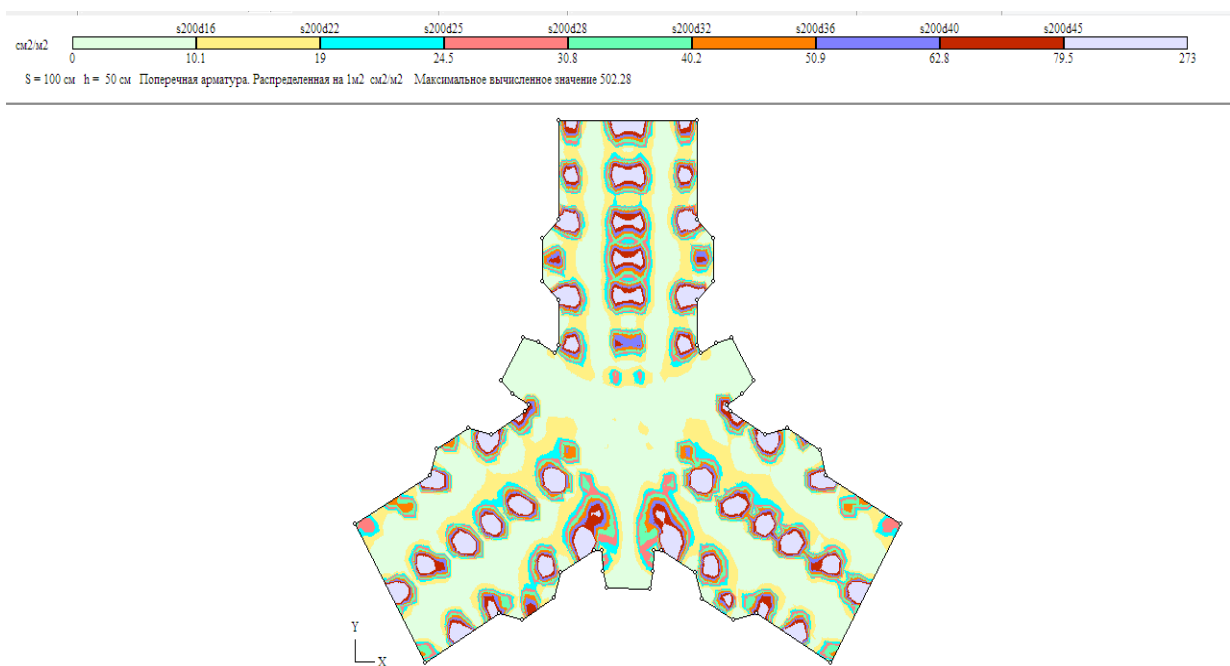


Рис. 5.6. Підбір поперечного армування фундаментної плити

Дані про значення результатів розрахунку представлені в табл. 5.2 – табл. 5.6.

Результати розрахунку фундаментної плити в ПК МОНОМАХ

Контур Плиты (Толщина плиты 50.00 см)								
Точка	X(см)	Y(см)	Точка	X(см)	Y(см)	Точка	X(см)	Y(см)
1	2431.37	5742.15	2	4141.37	5742.15	3	4141.37	4680.77
4	4341.38	4474.06	5	4341.07	4020.36	6	4141.37	3813.56
7	4141.37	3328.29	8	4185.73	3251.45	9	4378.47	3355.07
10	4567.23	3416.97	11	4837.21	2949.35	12	4697.50	2809.64
13	4504.98	2698.49	14	4550.56	2619.53	15	4970.75	2376.94
16	5244.74	2446.02	17	5644.50	2215.16	18	5721.87	1943.28
19	6641.03	1412.60	20	5786.03	-68.30	21	4866.82	462.40
22	4587.87	392.85	23	4194.81	619.44	24	4115.79	896.01
25	3695.56	1138.63	26	3604.59	1138.63	27	3596.38	911.43
28	3557.67	716.73	29	3028.07	731.49	30	2976.55	908.14
31	2968.15	1138.63	32	2877.17	1138.63	33	2456.97	896.03
34	2379.81	624.21	35	1980.00	393.44	36	1705.86	462.38

Закінчення табл. 5.2

Контур Плиты (Толщина плиты 50.00 см)								
Точка	X(см)	Y(см)	Точка	X(см)	Y(см)	Точка	X(см)	Y(см)
37	786.70	-68.30	38	-68.30	1412.60	39	850.91	1943.31
40	930.15	2219.66	41	1322.91	2446.77	42	1601.93	2376.91
43	2022.17	2619.54	44	2066.77	2696.79	45	1867.65	2811.75
46	1727.94	2951.46	47	1996.80	3417.14	48	2187.65	3366.00
49	2386.77	3251.04	50	2431.37	3328.29	51	2431.37	3813.48
52	2234.54	4016.22	53	2234.59	4477.85	54	2431.37	4680.80

Таблиця 5.3

Характеристика матеріалів фундаментної плити

Характеристики матеріалів	
Клас бетона	B25
Вид бетона	- тяжелый
Расчетное сопротивление бетона на сжатие	1480
Модуль упругости бетона	3.06e+006
Клас продольной арматуры (вдоль X)	A-III
Расчетное сопротивление продольной арматуры на растяжение	37500
Модуль упругости арматуры	2e+007
Клас продольной арматуры (вдоль Y)	A-III
Расчетное сопротивление продольной арматуры на растяжение	37500
Модуль упругости арматуры	2e+007
Клас поперечной арматуры	A-I
Расчетное сопротивление поперечной арматуры на растяжение	18000

1290	383.6	692.5	0.0	85.70	191.74	31.81	92.44	264.72	0.01
1290	383.6	692.5	0.0	85.70	191.74	31.81	92.44	264.72	0.01
15	2868.4	5675.4	0.0	2.50	2.50	104.98	13.90	0.01	7.50
1340	165.7	1144.0	0.0	2.50	2.50	83.83	105.64	8.38	0.01
1485	3803.7	1200.6	0.0	83.28	75.16	2.50	2.50	502.28	12.66
325	4072.1	4687.1	0.0	80.67	103.72	2.50	2.50	243.69	635.76

5.4. Вибір глибини закладання ростверка

Визначення глибини закладання ростверка залежить від декількох чинників. В першу чергу це глибина промерзання ґрунту:

Нормативна глибина сезонного промерзання ґрунту визначається зі СНіПу і дорівнює 0,9 м для даної місцевості.

Враховуючи всі перераховані умови, приймаємо глибину закладання ростверка $d_p = 1,2$ м, виходячи з кратності ростверка по висоті 15 см.

5.5. Визначення несучої здатності палі

Для того, щоб будівля працювала правильно, необхідно підібрати палі: розміри та кількість – в залежності від загальних характеристик будівлі. В першу чергу необхідно визначити шар ґрунту, на який спиратиметься паля. В нашому випадку треба враховувати присутність ґрунтових вод. Ґрунтові води на відмітці: 7,5-7,65 м, тобто паля має розташовуватися нижче. Несучим шаром буде шар піску, який розташовано на глибині 6,6 – 11,5 м. З урахуванням ґрунтових вод, оптимальної довжиною сваї буде:

$$t = 7,65 + 1,5 = 9,15 \text{ м.}$$

За ГОСТ 19804.1-79 обираємо сваю С10-35, довжиною 10 м, перерізом 35x35 см, та арматурою 4 d=12А III. Бетон С 20/25. Заглиблення палі виконується дизельним молотом.

Несуча здатність палі вираховується у відповідності до СНіП 2.02.03-85, СП 24.13330.2011 «Свайные фундаменты. Актуализированная редакция СНиП 2.02.03-85»,

як сума їх розрахункових опорів ґрунтів під нижнім кінцем палі та на її бокову поверхню за формулою:

$$F_d = \gamma_c \left(\gamma_{CR} \cdot R \cdot A + U \sum_{i=1}^n \gamma_{cf} \cdot f_i \cdot h_i \right) \quad (5.3)$$

де γ_c – коефіцієнт умов роботи палі у ґрунті, що дорівнює 1.

γ_{cf} - коефіцієнти умов роботи відповідно під нижнім кінцем палі та на боковій її поверхні, що приймаються рівними 1 у нашому випадку (використання дизельного молота).

A – площа спирання палі на ґрунт, що дорівнює площі перерізу палі
 $A = 0,35 \cdot 0,35 = 0,1225 \text{ м}^2$.

u – зовнішній периметр поперечного перерізу палі.

$$u = 0,35 \cdot 4 = 1,4 \text{ м}$$

R – розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі, що обирається за таблицею.

f_i - розрахунковий опір того шару ґрунту, що стикується з боковою поверхнею палі.

h_i - товщина цього шару.

$$F_d = 1,0 \cdot (1,0 \cdot 3440 \cdot 0,09 + 1,0 \cdot 1,2 \cdot (5,96 \cdot 1,4 + 6,8 \cdot 2,0 + 7,0 \cdot 1,2 + 42,75 \cdot 1,5 + 44,3 \cdot 1,6)) = 496,86 \text{ кН}$$

Несуча здатність палі склала 496,86 кН, з яких 329,5 кН сприймається через нижній кінець палі, а 167,36 кН – через бокову поверхню.

6. ТЕХНІЧНА ЕКСПЛУАТАЦІЯ

6.1. Загальні положення

Кожна система і конструкція, кожен конструктивний елемент будівлі проектується для певних термінів служби елементів. Іноді зміна цих умов або недотримання їх призводить до швидкого зношування і виходу з ладу конструкцій. Наприклад, довговічність елементів даху і покрівлі залежить від температурно-вологісного режиму. недотримання допустимих перепадів температур в горючому приміщенні супроводжується рясним випаданням конденсату і, як наслідок, посиленою корозією металевих деталей даху і покрівлі.

Будівлі та споруди зводяться для забезпечення потреб людей. Незалежно від їх призначення всі вони мають відповідати наступним експлуатаційним вимогам:

- будівельні конструкції й будівлі і споруди в цілому повинні мати достатню міцність для того, щоб сприймати експлуатаційне навантаження без руйнування;
- будівлі та споруди повинні бути придатними до нормальної експлуатації, тобто зручними в експлуатації, відповідати вимогам протипожежної, екологічної, санітарної безпеки;
- бути економічними в експлуатації і мати привабливий зовнішній вигляд;
- конструкції мають бути ремонтпридатними, зручними в експлуатації та реконструкції.

Для забезпечення довготривалого зручного використання будівель за їх призначенням необхідна грамотна технічна експлуатація будівель і споруд. Технічною експлуатацією називають процеси, пов'язані з підтриманням будівель у справному стані.

Технічна експлуатація – це динамічний процес протягом довгого часу. При цьому виконується цілий ряд технічних та економіко-організаційних заходів щодо підтримання будівельних конструкцій і будівель та споруд у цілому в стані, придатному до нормальної експлуатації. Ці заходи повинні забезпечити надійну роботу всіх елементів будівель чи споруд при мінімальних затратах на їх експлуатацію.

Ефективність експлуатації залежить від ряду факторів. Одним із основних є підготовленість та компетентність технічного персоналу, який повинен спостерігати за станом конструкцій і вчасно вживати адекватні заходи для збереження будівель, їх підсилення, ремонту або захисту.

Якщо будівлі не можуть експлуатуватися нормально в подальшому, то необхідно їх реконструювати. Реконструкція будівель та споруд — це їх перевлаштування з метою часткової чи повної зміни функціонального призначення, встановлення нового ефективного устаткування, приведення до вимог діючих норм.

Необхідність у реконструкції може бути викликана такими причинами:

- фізичний знос конструкцій, у результаті чого зменшилась їх несуча здатність, виникли недопустимі за розмірами тріщини (якщо вони допустимі), деформації (прогини, кути повороту) перевищили допустимі значення;
- збільшення навантаження на конструкції в майбутньому від перепланування, зміни устаткування чи призначення будівлі тощо;
- забезпечення нормативних вимог до огороджуючих конструкцій, наприклад, необхідність утеплення житлових будинків із метою зменшення втрат теплової енергії.

6.2. Спостереження за станом будівель та споруд у період експлуатації

Усі будівлі і споруди в процесі експлуатації, а також у період її тимчасового припинення повинні знаходитися під систематичним наглядом інженерно-технічних працівників, відповідальних за збереження цих об'єктів. Для цього на підприємствах, в установах й організаціях незалежно від форми власності та їх діяльності з метою проведення організаційно-технічних заходів, спрямованих на забезпечення надійної і безпечної експлуатації будівель, споруд й інженерних мереж і запобігання виникненню їх аварій створюється служба спостереження за експлуатацією будівель та споруд (у подальшому – служба спостереження). Ця служба входить до структури підприємства, установи, організації, як один з основних виробничо-технічних підрозділів. Служба спостереження, залежно від чисельності працюючих, може функціонувати як самостійний структурний підрозділ або у вигляді групи чи одного спеціаліста, у тому числі – за сумісництвом. Структуру і чисельний склад підрозділів, які виконують нагляд за експлуатацією будівель та споруд, розробляє керівник (власник) будівлі (споруди). Рекомендований чисельний склад служби спостереження підприємства залежно від загальної площі виробничих будівель і споруд наведений у таблиці 6.1.

Таблиця 6.1

Рекомендований чисельний склад служби спостереження

Загальна площа виробничих будівель і споруд, тисяч м ² ,	Кількість працівників залежно від загальної площі виробничих будівель і споруд
до 50	Інженер-будівельник — 1 чол.
до 200	Інженер-будівельник — не менше ніж 2 чол. Технік-будівельник — 1 чол.

Закінчення табл. 6.1

до 350	Інженер-будівельник — не менше ніж 2 чол. Технік-будівельник — не менше ніж 2 чол.
до 500	Інженер-будівельник — не менше ніж 3 чол. Технік-будівельник — не менше ніж 2 чол.
700 і більше	Інженер-будівельник — не менше ніж 4 чол. Технік-будівельник — не менше ніж 2 чол.

Служба спостереження виконує такі основні функції:

1. Проводить експертизу проектів будівництва (реконструкції, технічного переоснащення) підприємств і виробничих об'єктів, розробок нових технологій на відповідність нормативним актам.

2. Разом із структурними підрозділами підприємства складає комплексні заходи для встановлених нормативів безпеки, планує проведення планово-запобіжних ремонтів (підвищення існуючого рівня технічного стану, якщо встановлені норми досягнуті).

3. Організовує:

– паспортизацію цехів, будівель, діляниць щодо їх відповідності вимогам нормативних документів;

– підготовку статистичних звітів підприємства з питань спостереження.

4. Бере участь у:

– розслідуванні нещасних випадків та аварій;

– роботі комісій із питань спостереження за безпечною експлуатацією будівель і споруд підприємства;

– роботі комісії з уведення в дію закінчених будівництвом, реконструкцією або технічним переозброєнням об'єктів виробничого призначення, відремонтованого або модернізованого устаткування;

– розробленні положень, інструкцій, інших нормативних документів із питань спостереження за безпечною експлуатацією, що діють у межах підприємства.

5. Сприяє впровадженню у виробництво досягнень науки і техніки, у тому числі ергономіки, прогресивних технологій, захисту населення й навколишнього середовища.

6. Розглядає листи, заяви та скарги працюючих із питань спостереження за безпечною експлуатацією будівель і споруд.

7. Готує проекти та розпорядження з питань спостереження за безпечною експлуатацією будівель і споруд, загальних для всього підприємства.

8. Контролює:

– дотримання чинного законодавства, міжгалузевих, галузевих та інших нормативних актів, виконання працівниками посадових інструкцій із питань спостереження за безпечною експлуатацією будівель і споруд;

– виконання приписів органів державного нагляду з питань спостереження за безпечною експлуатацією будівель та споруд;

– виконання заходів, наказів, розпоряджень із питань спостереження за безпечною експлуатацією будівель і споруд, а також заходів щодо усунення причин нещасних випадків й аварій, які визначені в актах розслідування.

6.3. Огляди будівель та споруд

Працівники служби спостереження за безпечною експлуатацією будівель і споруд проводять технічні огляди, які підрозділяються на загальні або комплексні, а також часткові або вибіркові. Результати всіх видів оглядів мають бути оформлені актами, в яких зазначають виявлені дефекти, а також приписами із зазначенням заходів і термінів виконання робіт.

За періодичністю робіт, котрі проводяться, технічні огляди поділяються на систематичні або чергові та періодичні або позачергові.

Під час загального огляду обстеженню підлягає вся будівля або споруда в цілому, різні види оздоблення й усі елементи зовнішнього благоустрою чи весь комплекс будівель і споруд (наприклад, залізничні колії зі штучними спорудами).

При частковому огляді обстеженню піддаються окремі будівлі (споруди) комплексу або окремі конструкції, види обладнання (наприклад, ферми і балки будівлі, мости і труби на автомобільному шляху, колодязі на каналізаційній та водопровідній мережі).

Чергові загальні технічні огляди будівель проводяться два рази на рік – весною й восени.

Весняний огляд має на меті обстеження стану будівлі (споруди) після танення снігу чи зимових дощів. Під час весняного огляду уточнюються обсяги робіт із поточного ремонту будівель (споруд), що проводиться в літній період, і робіт із капітального ремонту для включення їх у план наступного року.

Крім чергових оглядів, можуть бути позачергові огляди будівель і споруд після стихійного лиха (пожежі, ураганних вітрів, великих злив чи снігопадів, після коливання поверхні землі в районах із підвищеною сейсмічністю й т. ін.) або аварій.

Під час спостереження за збереженням будівель та споруд необхідно:

- щорічно за допомогою геодезичних приладів проводити інструментальну перевірку положення основних несучих конструкцій виробничих будівель і споруд, на територіях, що підробляються гірничими виробками, на посадочних ґрунтах, а також на основах, що піддаються постійній дії вібрації;

- підтримувати в належному стані планування землі біля будівлі чи споруди для відведення атмосферної води. Спланована поверхня землі повинна мати нахил від стін будівлі. Вимощення навколо будівлі має бути у справному стані. Щілини між асфальтовими і бетонними вимощеннями (тротуарами) та стінами будівлі повинні бути розчищені, а потім забиті гарячим бітумом, цементним розчином або м'ятою глиною;

- слідкувати за справним станом покрівлі та пристроїв для відведення атмосферних і талих вод із даху будівлі;

- слідкувати за щільністю прилягання покрівлі до стін, парапетів, труб, вишок, антенних пристроїв й інших конструкцій, що виступають;

- вчасно прибирати сніг від стін та з покриття будівель і споруд. При очищенні покрівлі забороняється застосовувати інструменти ударної дії, що можуть пошкодити покрівельні матеріали;

- не допускати складування матеріалів, відходів виробництва та сміття, а також улаштування квітників і газонів безпосередньо біля стін будівлі;
- не допускати викидання відпрацьованих пари чи води безпосередньо біля стін будівлі;
- не допускати розповсюдження у будівлі вологи, що виникає через пошкодження гідроізоляції фундаментів;
- слідкувати за справним станом внутрішніх мереж водопостачання, каналізації і тепlopостачання, не допускати витікання у з'єднаннях та через тріщини стінок труб, фасонних частин і пристроїв;
- слідкувати за нормальною роботою вентиляційних систем;
- періодично контролювати стан дерев'яних ферм, перекриттів й інших відповідальних конструкцій будівель та споруд із дерева. Забезпечувати постійне провітрювання поздовжніх просторів у будівлях;
- приділяти особливу увагу елементам дерев'яних конструкцій, що торкаються ґрунту, закладним елементам цегляної кладки чи бетонних (залізобетонних) конструкцій, а також місцям значних температурних перепадів;
- у випадку появи в кам'яних чи бетонних стінах, у залізобетонних колонах, прогонах, фермах, балках і плитах тріщин негайно встановити на них маяки й проводити ретельне спостереження за поведінкою тріщин та конструкції в цілому;
- слідкувати за вертикальністю стін і колон;
- організувати спостереження за станом захисного шару в залізобетонних конструкціях, особливо тих, що знаходяться в агресивному середовищі;
- вести спостереження за станом швів і з'єднуючих металевих конструкцій (зварних, клепаних, болтових);
- організувати ретельне спостереження за станом стиків збірних залізобетонних конструкцій;
- не допускати пробивання отворів у перекриттях, балках, колонах і стінах без письмового дозволу осіб, відповідальних за безпечну експлуатацію будівлі чи споруди;
- приділяти особливу увагу нагляду за конструкціями, які підпадають під вплив динамічних та термічних навантажень або розташовані в агресивному середовищі;
- не допускати перевантажень будівельних конструкцій.

Крім наведених вище задач, метою технічних оглядів є розроблення пропозицій до поліпшення технічної експлуатації будівель, а також проведення всіх видів ремонтів.

Для кожної виробничої будівлі і споруди або для групи будівель (споруд) необхідно скласти інструкцію з експлуатації міжповерхових покриттів, підлоги та відповідних площадок. На елементах будівель та споруд, які добре видно, необхідно зробити й постійно зберігати написи, що вказують величину граничних навантажень.

Будівельні конструкції повинні бути захищені від великих теплових впливів, що виникають при розливанні рідкого металу, обробці розпечених деталей, викидах пари і т. ін., а також від дії опромінення внаслідок недостатньої теплової ізоляції нагрівальних агрегатів. У місцях неминучого впливу перерахованих факторів необхідно зробити надійну термоізоляцію конструкцій.

У виробничих приміщеннях має підтримуватися проектний температурно-вологісний режим. Не допускається випадання конденсату на внутрішній поверхні огороження.

Для попередження перевантажень будівельних конструкцій не допускається встановлення, підвішування і кріплення технологічного обладнання, транспортних засобів, трубопроводів й інших пристроїв, що не передбачені проектом. У випадку нагальної необхідності додаткові навантаження допустимі лише після виконання перевірних розрахунків будівельних конструкцій та, якщо це обумовлено розрахунками, після підсилення конструкцій.

Не допускати надлишкових навантажень на конструкції від різного виду тимчасових пристроїв під час проведення будівельно-монтажних робіт у діючих цехах, перевищення допустимих швидкостей переміщень цехового транспорту і різкого їх гальмування. Про це необхідно зробити застережливі надписи в цехах та на території підприємства.

Уся технічна документація на здані в експлуатацію будівлі й споруди (затверджений технічний паспорт, проект, дані про геологічні умови майданчика забудови, акт прийняття в експлуатацію з документами на приховані роботи, а також відомості про відхилення від проекту та недоробки на момент уведення об'єкта в експлуатацію) повинні зберігатися комплектно в архіві підприємства.

6.4. Проведення ремонтних робіт

Ремонт виробничих будівель і споруд є комплексом технічних заходів, спрямованих на підтримання чи відновлення початкових експлуатаційних якостей як для будівлі в цілому, так і окремих її конструкцій.

Для обліку робіт з обслуговування й поточного ремонту відповідної будови чи споруди має вестись технічний журнал, у який заносяться записи про всі виконані роботи із зазначенням виду і місця робіт. Відомості, що вміщені в технічному журналі, відображають технічний стан будівлі (споруди) на даний період часу, а також історію його експлуатації. Крім того, частина цих відомостей служить вихідними даними при складанні дефектних відомостей на ремонтні роботи.

Згідно з «Правилами обстеження, оцінки технічного стану та паспортизації виробничих будівель і споруд» ремонтні роботи поділяються (залежно від технічного стану несучих й огорожуючих конструкцій) на два види:

- а) поточний ремонт (для нормального та задовільного стану);
- б) капітальний ремонт (для непридатного до нормальної експлуатації стану будівель (споруд) або окремих конструкцій).

Ремонти за іншою, більш детальною класифікацією, що використовується в окремих галузях для деяких споруд (підйомний, середній ремонт і т. ін.), повинні відповідати єдиній класифікації:

- при періодичності ремонту до 1 року – поточний;
- при періодичності ремонту більше ніж 1 рік – капітальний.

До поточного ремонту виробничих будівель та споруд належать роботи із систематичного і вчасного захисту частин будівлі (споруди) й інженерного

обладнання від передчасного зношення шляхом проведення запобіжних заходів і усунення дрібних пошкоджень та поломок.

Поточний ремонт виробничих будівель і споруд здійснюється за рахунок експлуатаційних витрат підприємства чи організації. Роботи з поточного ремонту виконуються регулярно протягом року за графіками, що складаються службою спостереження за безпечною експлуатацією будівель та споруд на основі опису загальних, поточних і позачергових їх оглядів, а також за заявками персоналу, який експлуатує об'єкти (начальників цехів, керівників підрозділів).

До капітального ремонту виробничих будівель та споруд відносять такі роботи, у процесі яких проводиться заміна й підсилення зношених конструкцій і деталей будівель та споруд або їх заміна на більш прогресивні й економічні, що поліпшують експлуатаційні можливості об'єктів, за винятком повної заміни або повної заміни основних конструкцій, строк служби яких є найбільшим (кам'яні та бетонні фундаменти, всі види стін будівлі, всі види каркасів, труби підземних мереж, опори мостів і т. ін.).

Під час проведення капітального ремонту не допускається змінювати трасу трубопроводів, автомобільних доріг, залізничних шляхів, ліній зв'язку чи електросилових ліній без погодження відповідних організацій. У конкретних умовах терміни проведення капітального ремонту потрібно уточнювати з урахуванням експлуатаційних навантажень, кліматичних умов та інших факторів.

Капітальний ремонт виробничих будівель і споруд може бути комплексним, що охоплює будівлю чи споруду в цілому, або вибіркоким, що складається з ремонту окремих конструкцій або окремого виду інженерного обладнання.

Вибірковий капітальний ремонт проводиться у наступних випадках:

- якщо комплексний ремонт будівлі може викликати серйозні перешкоди у роботі підприємства в цілому чи окремого цеху;
- при великому зношенні окремих конструкцій;
- при економічній недоцільності проведення комплексного ремонту.

Під час проведення вибіркового капітального ремонту необхідно в першу чергу передбачити ремонт тих конструкцій, від яких залежить нормальний перебіг технологічного процесу (підкранових балок і шляхів, підлоги, виробничого водопроводу, теплопостачання, вентиляційних систем й установок із кондиціонування повітря, виробничої каналізації тощо), а також конструкцій, через вади яких можуть постраждати інші частини будівлі чи споруди (покрівлі, водостічної мережі, водопровідно-каналізаційні пристрої і т. ін.).

Проведення чергового комплексного капітального ремонту будівлі (споруди) недоцільне в наступних випадках:

- знесення чи перенесення будівлі (споруди) у зв'язку з майбутнім будівництвом на цьому майданчику;
- припинення експлуатації підприємства, для потреб якого ця будівля чи споруда побудована (наприклад, закінчення запасів корисних копалин);
- реконструкції будівлі;
- розбирання будівлі внаслідок її старіння.

При проведенні капітального ремонту не допускається заміна існуючих конструкцій такими, що не відповідають діючим технічним умовам і нормам нового будівництва.

6.5. Обстеження технічного стану будівель та споруд

Перед інженерами-будівельниками стоїть завдання оцінювання технічного стану та надійності, розв'язання питання про можливість їх подальшої нормальної експлуатації або реконструкції й підсилення. Розв'язання поставлених завдань пов'язане з обстеженням конструкцій будов та споруд, результати якого дають змогу підготувати відповідні рекомендації. На їх основі інженери-проектувальники розробляють необхідні конструктивні рішення.

Важливою складовою частиною комплексу робіт з оцінювання технічного стану конструкцій та будівель і споруд у цілому є обстеження. Метою обстеження є встановлення реальної несучої здатності й експлуатаційної придатності будівельних конструкцій та основ для використання цих даних при визначенні їх надійності, необхідності підсилення і розробленні проекту реконструкції. При обстеженні також повинен вестися пошук оптимального варіанта конструктивно-планувального рішення, способу можливого підсилення несучих конструкцій з урахуванням його технологічності, забезпечення мінімуму трудовитрат, матеріальних ресурсів та часу на виконання робіт із реконструкції.

Оскільки нині проектування ведеться за методом граничних станів, то при обстеженні залізобетонних, металевих, кам'яних та дерев'яних конструкцій і основ до них ставляться вимоги за першою (несучою здатністю) й за другою (придатністю до нормальної експлуатації) групою граничних станів відповідно до діючих ДБН із проектування конструкцій із цих матеріалів та основ.

Обстеження дають можливість виявити найбільш характерні дефекти і розробити рекомендації стосовно ремонту й підсилення конструкцій.

7. ТЕХНОЛОГІЯ БУДІВНИЦТВА

7.1. Загальні положення

Весь процес будівництва житлового 24-х поверхового будинку поділяємо на два періоди: підготовчий і основний.

У підготовчий період здійснюємо підготовку будівельного майданчика до будівництва; в основний період виконуємо роботи по зведенню будівлі.

У підготовчий період виконуються позамайданчикові роботи та заходи по безпосередній підготовці будівельного майданчика до виробництва робіт.

Позагающадкові підготовчі роботи включають будівництво: під'їзних шляхів; ліній електропередачі з трансформаторною підстанцією; мереж водопостачання та каналізації; побутового містечка для будівельників; пристрій зв'язку для управління будівництвом.

Внутрішньомайданчикові підготовчі роботи включають комплекс процесів, які виконуються безпосередньо на території будмайданчика споруджуваного об'єкта, а саме:

- виконати тимчасове огороження будмайданчика;
- розчищення території, яка розробляється бульдозером марки ДЗ-110А з пристроєм ухилу для стоку поверхневих вод;
- зрізка рослинного шару і планування території;
- прокладка тимчасових інженерних мереж та влаштування тимчасових доріг;
- розміщення тимчасових інвентарних будівель і споруд виробничого, складського та побутового призначення в місцях, зазначених на будгенпланом.
- відкриття майданчика для складування матеріалів, зазначених на будгенплані, виконати на спланованій території;
- виконати освітлення будмайданчика і організацію зв'язку для оперативно-диспетчерського управління виробництвом робіт;
- забезпечити будмайданчик засобами пожежної безпеки.

Основний період підрозділяється в свою чергу на періоди (цикли): нульовий (зведення підземної частини); зведення надземної частини будівлі; оздоблювальні роботи; благоустрій та озеленення.

Комплекс спеціальних робіт (сантехнічні, електромонтажні, монтаж технологічного обладнання) виділяється в окремий період.

7.2. Технологічна карта на земельні роботи

7.2.1. Послідовність та контроль виконання робіт

Земляні роботи виконуються механізованим способом із застосуванням комплексу машин. Риття котловану під будівлю з влаштуванням з'їздів виконується екскаватором Е 10011Д пряма лопата, з суцільною різальною кромкою місткістю 1 м³ з навантаженням у автотранспорт і відвозить в тимчасовий відвал на 5 км.

Транспортування ґрунту здійснюється автосамоскидами КрАЗ-256Б1, вантажопідйомністю 12 т.

Зворотня засипка проводиться після закінчення будівельно-монтажних робіт підземної частини, керуючись вимогами СНіП 3.02.07-87 із застосуванням бульдозера ДЗ-110А (2 шт.). Ущільнення ґрунту зворотних засипок пазах котлованів і траншей трубопроводів проводиться за допомогою пневмотрамбовки, що працює від пересувного компресора.

До початку основних земляних робіт верхній шар ґрунту – чорнозем зрізається по всій площі майданчика і вивозиться за територію будівництва для складування та подальшого використання при рекультивації малопродуктивних сільськогосподарських земель, а також для благоустрою та озеленення території житлового комплексу. Основні об'єми виконання земляних робіт та калькуляція трудових затрат представлені в табл. 7.1 та 7.2 відповідно.

Таблиця 7.1

Обсяг робіт з технологічної карти на земляні роботи

Найменування робіт	Од. виміру	Кіл-ть
Зрізання рослинного шару бульдозером ДЗ-110А	тис. м ²	4,75
Планування будівельного майданчика	тис. м ²	4,75
Розробка ґрунту екскаватором з вантаженням у автосамоскиди КрАЗ-256Б1 та одночасною зачисткою дна котловану	100 м ³	176,5
Розробка ґрунту вручну	100 м ³	3,86
Ущільнення ґрунту під фундаменти	тис. м ²	1,1
<u>Зворотня засипка</u> з пошаровим ущільненням ґрунту <u>щебнем</u>	100 м ³	109,5

Таблиця 7.2

Калькуляція трудових витрат і заробітної плати

Обґрунтування по СНіР	Найменування робіт	Од. виміру	Кіл.	На один.		На весь обсяг	
				Норма часу, люд.-год.	Розц., грн.-коп.	Труд. місткість	ЗП
§6 п.6.1 т.1-29	Зрізання рослинного шару бульдозером ДЗ-110А	тис. м ²	4,75	2,64	12,55	8	59-61

§6 п.6.1 т.1-31	Планування майданчика	тис. м ²	4,75	2,64	12,55	8	59-61
§1п.1.1 в) т.1-11	Розробка ґрунту екскаватором та зачисткою дна котловану	100м ³	176, 5	2,18	2,81	384	496
§25п.25.2 т.1-79	Розробка ґрунту вручну	100м ³	3,86	165,8	650	640	2509
§30п.24.1 т.1-31	Ущільнення ґрунту під фундаменти	100м ²	1,1	3,6	30,32	4	33-35
§6 п.6.3 т.1-31 §55п.55.1 т.1-118	Зворотня засипка з пошаровим ущільненням ґрунту	100м ³	109, 5	9,94	38,63	1088	4229- 94

Охорона праці при виконанні земляних робіт

При земляних роботах слід керуватися вимогами ДБН А.3.2-2-2009 «Охорона праці і промислова безпека в будівництві».

Земляні роботи дозволяється виконувати тільки за затвердженим проектом виробництва робіт у зоні розташування діючих підземних комунікацій земляні роботи проводять за письмовим дозволом відповідних організацій та в присутності їх представника. При розробці котловану повинна бути забезпечена стійкість укосів, надання їм нормативної крутизни.

Для спуску в котлован використовуємо драбини шириною не менше 0,75 м з поручнями. В межах призми обвалення вздовж верхньої бровки котловану не можна розміщувати матеріали, встановлювати будівельні машини та допускати їх руху. Екскаватори під час роботи повинні стояти на спланованій заздалегідь поверхні.

Навантаження автомашин проводиться так, щоб ківш подавався з боку заднього або бокового борту. Пронести ківш над кабіною забороняється. При роботі бульдозера забороняється: переміщати ґрунт на підйом більш 15° і під ухил більше 30°, висувати відвал за бровку укосу виїмки при скиду ванні ґрунту. Під час перерви в роботі ківш екскаватора слід опускати на ґрунт.

Операційний контроль якості земляних робіт.

Процеси зведення земляних споруд піддають систематичному контролю, який в загальному випадку включає:

1. положення виїмок і насипів у просторі (планове і висотне);
2. геометричні розміри земляних споруд;
3. властивості ґрунтів, що залягають в основі споруди;
4. властивості ґрунтів, використовуваних для зведення насипних споруд;
5. якість укладання ґрунту в насипу і зворотні засипки.

Систематичний контроль якості здійснюють лінійним способом інженерно-технологічними працівниками. Для цього організують повсякденний операційний контроль, який здійснюють виконавці робіт і майстри із залученням геодезичної служби та будівельної лабораторії.

При контролі положення в просторі і розмірів споруд перевіряють:

1. планове розташування земляних споруд та їх розміри;
2. позначки бровок і дна виїмок;
3. позначки верху насипів з урахуванням запасу на осідання;
4. позначки спланованих поверхонь;
5. ухили укосів, насипів і виїмок.

Даний контроль здійснюють за допомогою геодезичних приладів (теодоліт і нівелір), а так само найпростіших інструментів і пристосувань - рулеток, «метрів», будівельних рівнів, схилів, шаблонів, рейок, довжиною 2м і 3м.

Оцінку властивостей ґрунтів у основі споруд, кар'єрах, насипах та зворотної засипки проводять для встановлення відповідності прийнятим при проектуванні споруд. Для цього визначають основні характеристики - щільність і вологість, які є критеріями якості.

Геотехнічний контроль на будівельному майданчику здійснюють контрольні пости і будівельні лабораторії.

Працівники контрольного поста на будівництві земляних споруд виконують такі обов'язки:

1. слідкування за відповідністю ґрунту проекту;
2. слідкування за товщиною шару, що укладається і технологій робіт на майданчику і ущільненням ґрунту, встановленими проектом виробництва робіт;
3. спостерігають за відсутністю в відсипатися шарі рослинних і неякісних ґрунтів;
4. за числом проходів (ударів) ущільнюючих машин по одному сліду;
5. перевіряють підготовку поверхні раніше ущільненого шару для відсипки на нього наступного шару і вологість ґрунту в шарі перед ущільненням;
6. виконують своєчасний і в необхідній кількості відбір проб і зразків ґрунту з основи, насипів і кар'єрів;
7. визначають щільність в кожному шарі ґрунту в процесі його ущільнення.

Працівники контрольного поста (лабораторії) доводять до відома технічного персоналу, що виконує роботи по зведенню даної споруди про отримані результати лабораторних випробувань і контрольних вимірювань, а також про факти невідповідності проекту і встановленої технології робіт. Працівники контрольних постів підкоряються виконавцю робіт (начальнику дільниці).

Заключний контроль включає:

- перевірка виконання технічної документації;
- відомість постійних реперів;
- акти геодезичної розбивки земляних споруд;
- робочі креслення споруд з винесеними в процесі виробництва робіт і погодженими з проектною документацією змінами;
- журнал робіт;
- акти огляду прихованих робіт або журнали.

7.2.2. Техніко-економічні показники та матеріально-технічні потреби техкарти «Земляні роботи»

Тривалість робіт: $T = 15,5$ змін

Трудомісткість робіт Q : $Q_{\text{норм}} = 290,95 \text{ люд} - \text{дн}$

$$Q_{\text{прийн}} = 265,5 \text{ люд} - \text{дн}$$

Трудомісткість одиниці об'єму:

$$\text{нормативна} - q_e^n = \frac{Q^n}{V} = \frac{290,95}{29096} = 0,01 \text{ чол} - \text{дн} / \text{м}^3$$

$$\text{прийнята} - q_e^n = \frac{Q^n}{V} = \frac{265}{29096} = 0,009 \text{ чол} - \text{дн} / \text{м}^3$$

Виробка 1 об'єму:

$$\text{нормативний} - B^n = \frac{1}{q_e^n} = \frac{1}{0,01} = 100 \text{ м}^3 / \text{люд} - \text{дн}$$

$$\text{прийнятий} - B^n = \frac{1}{q_e^n} = \frac{1}{0,009} = 109,6 \text{ м}^3 / \text{люд} - \text{дн}$$

Заробітна плата за виконання всього об'єму робіт – 7327,9 грн.

Заробітна плата за одиницю об'єму робіт $7327,9 / 29096 = 0,25 \text{ грн.} / \text{м}^3$

Матеріально-технічні ресурси, які потрібні на виконання робіт технологічної карти відобразимо в таблиці 7.3.

Таблиця 7.3

Потреба в основних машинах та інвентарі

Найменування	Тип	Марка	Кількість
Бульдозер	на гусеничному ході з неповоротним відвалом	ДЗ 110-А	2
Екскаватор	одноківшовий на гусеничному ході	ЕД-4121-А	2
Автосамоскид	-	КрАЗ-256Б	4
Електрична трамбовка	-	КЕ-4502	2
Нівелір	Н-10	ГОСТ 10528-76*	1
Теодоліт	Т-15	ГОСТ 10528-79	1
Рейка нівелірна	РНТ	ГОСТ 1158-76*	1
Віха геодезична			16
Рулетка сталева вимірювальна	ШР-40	ГОСТ 11897-78*	1
Штатив	ШР-40	ГОСТ 11897-78*	1
Лопати			6
Тимчасова огорожа		інвентарне	300 м

7.3. Технологічна карта на влаштування монолітного перекриття

Технологічна карта розроблена на влаштування монолітної плити перекриття типового поверху 24-х поверхової житлової будівлі в щитовій опалубці.

До складу робіт, що розглядаються технологічною картою, входять:

- монтаж опалубки перекриття типового поверху;
- арматурні роботи;
- бетонування стін перекриття;
- демонтаж опалубки перекриття.

7.3.1. Визначення обсягів робіт

Підрахунок обсягів будівельно-монтажних робіт здійснений відповідно до правил обчислення обсягів робіт технічної частини ЄНіР. Підрахунок обсягів робіт (на одну плиту перекриття типового поверху) виконаний послідовно видами робіт у технологічній послідовності їх виконання. Результати підрахунку внесені у відомість обсягів робіт (табл. 7.4).

Таблиця 7.4

Відомість обсягів робіт

№ п/п	Найменування робіт і комплексів робіт	Нормативне джерело	Од. вимір.	Кіл-ть
	1	2	3	4
Перекриття				
1	Установка стійок лісів, підтримуючих опалубку	ЕНИР 4-1-33	100 м стійок	9,84
2	Установка щитової опалубки	ЕНИР 4-1-34	м ²	1440
3	Армування перекриття окремими стержнями	ЕНИР 4-1-46	т	62,58

Закінчення табл. 7.4

4	Прийм бетонної суміші	ЕНИР 4-1-48	м ³	309,6
5	Подача бетонної суміші	ЕНИР 1-7	м ³	309,6
6	Укладання бетонної суміші	ЕНИР 4-1-49	м ³	309,6
7	Розбирання щитової опалубки перекриття	ЕНИР 4-1-34	м ³	1440
Колони				
8	Установка щитової опалубки	ЕНИР 4-1-34	м ²	748,8
9	Армування колони окремими стержнями	ЕНИР 4-1-46	т	45,1
10	Прийм бетонної суміші	ЕНИР 4-1-48	м ³	85,52
11	Подача бетонної суміші	ЕНИР 1-7	м ³	85,52
12	Укладання бетонної суміші	ЕНИР 4-1-49	м ³	85,52
13	Розбирання щитової опалубки колони	ЕНИР 4-1-34	м ³	748,8

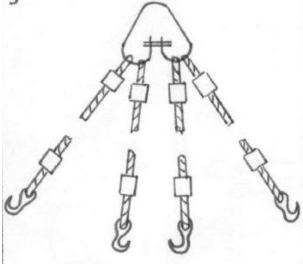
7.3.2. Вибір монтажних пристосувань

Підбираємо монтажні пристосування за довідковими посібниками на підставі даних про габарити і масі конструктивних елементів будівлі.

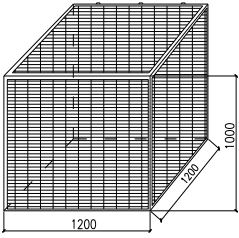
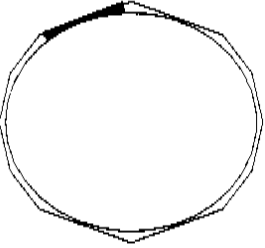
Види прийнятих монтажних пристосувань наведені в таблиці 7.5.

Таблиця 7.5

Відомість монтажних пристосувань

Найменування пристосування	Ескіз	Вантажопідйомність, т	Маса, кг	Розрах. висота, м	Призначення
1	2	3	4	5	6
Стропа чотирьохвіткова, ЦНІИОМП Т № 3484.47-52		6,3	48	3	подача щитів опалубки, бетонної суміші в баддях, підоннів цеглою 3

Закінчення табл. 7.5

1	2	3	4	5	6
Ящик металевий		0,15	75	1,0	Подача елементів опалубки, розходних матеріалів
Універсальна стропа № 10920		2,5	5	-	Подача металевих конструкцій, арматури пучках, пиломатеріалів, переміщення опалубки перекриття в

7.3.3. Методи виконання робіт. Монтаж і установка опалубки

До початку монтажу дрібнощитової опалубки повинні бути виконані наступні роботи: розбивка осей стіни, нівелювання поверхні перекриттів, проведена розмітка положення стін у відповідності з проектом, на поверхню перекриття фарбою повинні бути нанесені ризики, що фіксують робоче положення опалубки, підготовлена монтажна оснастка та інструмент.

Опалубка на будівельний майданчик повинна надходити комплектно, придатної до монтажу та експлуатації, без доробок і виправлень. Елементи опалубки,

які надійшли на будівельний майданчик, розміщують в зоні дії баштового крана. Всі елементи опалубки повинні зберігатися в положенні відповідному транспортному, розсортовані по маркам і типоразмерам. Зберігати елементи опалубки необхідно під навісом, що виключає їх псування. Щити укладають в штабелі висотою не більше 1,2 м. Монтаж і демонтаж опалубки ведуть вручну, за допомогою баштового крана.

Дрібнощитова опалубка складається з основних щитів водостійкої бакелезованої фанери розміром 2500x1250мм, а також добірних щитів, несучих балок, телескопічних стійок, елементів кріплення.

Монтаж опалубки балок виконувати в такій послідовності: щити опалубки днища балки укладають на оголовки стійок раніше встановлених підтримуючих лісів. Встановлені бічні щити опалубки знизу закріплюються притискними дошками і П-подібними хомутами. Встановлену опалубку вивіряють за допомогою методів геодезичного контролю.

Монтаж опалубки слід починати з розстановки напрямних телескопічних стійок. Потім по опорних оголовках стійок розкласти основні несучі балки, на які спиратиметься другорядні балки. Основні несучі балки слід розташовувати на відстані не більше 1,5 метрів один від одного, другорядні не більше 1,5 метра. За другорядним балкам розкласти щити опалубки, забезпечуючи максимально можливе витрачання основних щитів. Проміжки між основними щитами заповнити добірними, щілини закрити смугами їх плоского шиферу, а більш дрібні - монтажною піною. Для забезпечення стійкості балки розкріплюють за допомогою дерев'яних клинів. Після установки опалубки її вивіряють за допомогою лазерного нівеліра.

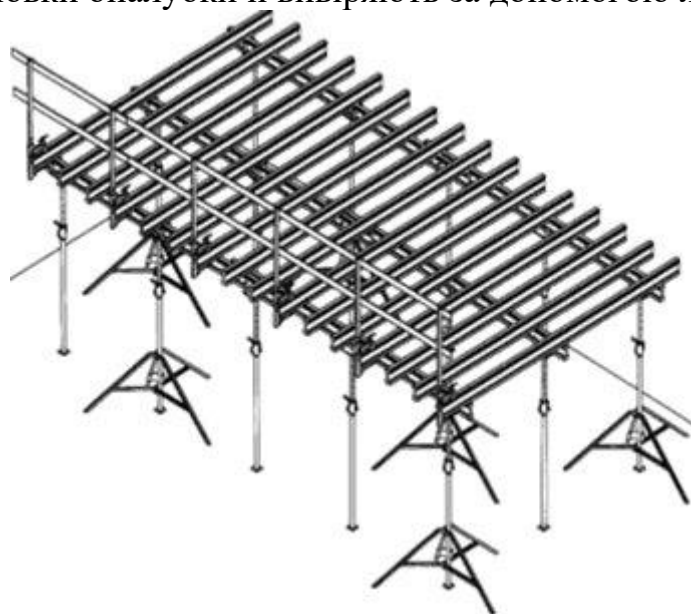


Рис. 7.1. Встановлення опалубки перекриття

За станом встановленої опалубки має вестися безперервне спостереження в процесі бетонування. У разі непередбачених деформацій окремих елементів опалубки або неприпустимого розкриття щілин слід встановлювати додаткові кріплення і виправляти деформовані місця.

Демонтаж опалубки дозволяється проводити тільки після досягнення бетоном необхідної, згідно ДБН В.2.2-24-2009 «Проектування висотних житлових і громадських будівель», міцності із дозволу виконавця робіт.

Демонтаж опалубки, встановленої окремими щитами або панелями, починають з видалення зовнішніх кріплень - підкосів, чи розпірок і т.д. Потім звільняють внутрішні кріплення: витягують з бетону стяжні болти, що зв'язують стінки опалубки. Потім легкими ударами вибивають штирі. Після зняття стяжного штиря вибивають болтові затискачі окремо з кожного щита. Розбирання слід виконувати окремими ділянками: при горизонтальних щитах – на довжину щита, при вертикальних – окремо кожен щит. Звільнені від підкосів, стяжних штирів і бічних затискачів щити відривають від поверхні бетону ломиком і легкими ударами молотка по ребрах опалубки.

Відрив опалубки від бетону повинен здійснюватися вручну за допомогою спеціальних гаків. Бетонна поверхня в процесі відриву не повинна пошкоджуватися. Використання кранів для відриву опалубних щитів заборонено.

Після зняття опалубки необхідно:

- провести візуальний огляд елементів опалубки;
- очистити від налиплого бетону всі елементи опалубки;
- провести мастило поверхні опалубки, перевірити і нанести мастило на гвинтові з'єднання;
- провести сортування елементів опалубки по маркам.
- произвести сортировку элементов опалубки по маркам.

Арматурні роботи

Перед монтажем арматури необхідно:

- ретельно перевірити відповідність опалубки проектним розмірам і якість її виконання;
- скласти акт приймання опалубки;
- підготувати до роботи такелажне оснащення, інструменти та електро-зварювальну апаратуру;
- очистити арматуру від іржі;
- прорізи в перекриттях закрити дерев'яними щитами або поставити тимчасову огорожу.

Арматурні стержні, які надійшли на будівельний майданчик укладати на стелажі, попередньо розсортувавши їх по маркам, діаметр, довжина, а сітки зберігати в рулонах у вертикальному положенні. Плоскі сітки і каркаси повинні лежати на прокладках і підкладках штабелями в зоні дії баштового крана. Висота штабеля не повинна перевищувати 1,5 м. Плоскі каркаси подавати до місця монтажу баштовим краном і встановлювати вручну. Окремі стержні подавати до місця монтажу пучками.

На опалубці, до установки арматурних каркасів, крейдою розмітити місця їх розташування.

Армування проводити відповідно до розділу де проведенні розрвхунки та згідно креслень де дано армування. Вузли перетину арматурних стержнів скріплюються дротяної скруткою в шаховому порядку. Стрижні одного напрямку стикувати у розбіг 1,2-1,5м з перекриттям не менше 0,5 м. Для утворення захисного шару між арматурою і опалубкою встановити фіксатори з кроком 0,8-1м.

Приймання змонтованої арматури здійснити до укладання бетонної суміші та оформити актом на приховані роботи.

З цією метою провести зовнішній огляд та інструментальну перевірку розмірів конструкцій за кресленнями. Розташування каркасів, їх діаметр, кількість і відстань між ними має точно відповідати проекту. Стики, вузли і шви, виконані при монтажі арматури, контролювати зовнішнім оглядом і вибірковими випробуваннями. Армування та специфікація арматурних виробів встановлюється проектом. Потреби в ресурсах, устаткування, машинах та пристроях на арматурні роботи відобразимо у вигляді таблиці 7.6.

Результати візуального огляду і вимірів повинні бути оформлені відповідним актом.

Таблиця 7.6

Матеріально-технічні ресурси, потреба в основних машинах, устаткуванні, інвентарі і пристроях

№	Машина, устаткування, інструмент, інвентар та пристрої	Тип	Марка	Кількість	Технічна хар-ка
1	2	3	4	5	6
1	Монтажний кран	по будгенплану	–	–	–
2	Зварювальний трансформатор	–	СТН-500	1	270 кг
3	Електроутримувач	ГОСТ 14651			0,8 кг; 500 А
4	Зубило слюсарне	ГОСТ 7211-86Е	–	4	–
5	Рулетка метри	ГОСТ 7502-98	–	2	–
6	Молоток слюсарний	ГОСТ 2310-77Е	–	4	–
7	Кусачки торцеві	–	–	4	–
8	Плоскогубці комбіновані	ГОСТ 5547-93Е	–	4	–
9	Гачок в'язальний	Інд.	–	4	–
10	Відкидні струбцини	ГОСТ 18038-72	–	4	–
11	Стальна щітка	Інд.	–	4	–
12	Монтажний столик	ДОКА	–	4	–
13	Драбина	Інд.	–	4	–
14	Рамка ножовочна	ГОСТ 17270-71Е	–	1 компл.	–
15	Полотно ножовочне	ГОСТ 6642-86	–	1 компл.	–
16	Штангенциркуль	ГОСТ 166-89	–	2	–
17	Електроточило	БЕТ-1	–	1	–

Закінчення табл. 7.6

1	2	3	4	5	6
18	Комплект верстатів для заготовки арматурних елементів:	За окремим проектом	–	–	–
	а) верстат відрізний	–	СМЖ-142А	1	
	б) верстат для різання арматури	–	СМЖ-142Б	1	–
	в) ручний верстат	–	СМ-3002	1	–
	г) пилка маятникова	–	ПМ 300/400	1	–
	д) верстат для згинання арматури	–	–	1	–
19	Засоби індивідуальної безпеки праці				
	а) каски (шоломи)	ГОСТ 12.4.087-84			
	б) рукавиці брезентові	ТУ 78-242-72	–	4 пари	–
	в) костюм брезентовий	ГОСТ 12548-76	–	4 компл.	–
	г) черевики(чоботи)	ГОСТ 12273-66	–	4 пари	–
	д) захисні маски (щиток)	–	ЕС-500	4	–
	е) страхувальні пояси	ГОСТ 12.4.089-86	–	4	–

Бетонні роботи

До початку укладання бетонної суміші повинні бути виконані наступні роботи:

- перевірено правильність установки арматури і опалубки;
- усунуто всі дефекти опалубки;
- перевірено наявність і правильна установка фіксаторів, що забезпечують товщину захисного шару бетону;
- прийнято за актом прихованих робіт всі конструкції та елементи, доступ до яких після бетонування неможливий;
- очищено від сміття, бруду, іржі опалубка та арматура;
- перевірити роботу всіх механізмів, справність пристроїв, оснастки та інструментів;
- перевірено кріплення опалубки (опор опалубних столів, телескопічних опор і т.д.).

Доставку на об'єкт бетонної суміші передбачити авто-бетонозмішувачами. Подача її передбачається за допомогою стаціонарного бетононасоса.

До складу робіт з бетонування входять:

- прийом та подача бетонної суміші;
- укладання і ущільнення бетонної суміші вібраторами;
- догляд за бетоном.

У разі застосування автобетононасоса, його нормальна експлуатація забезпечується в тому випадку, якщо по бетоноводів перекачують бетонну суміш

рухливістю від 4 до 15 см, що сприяє транспортуванню бетону на граничні відстані без розшарування і утворення пробок.

Перевірку бетонної суміші виробляють шляхом перекачування її автобетононасосом і подальшим випробуванням зразків, виготовлених з цієї суміші.

Бетонування забороняється починати з краю опалубки, щоб уникнути перекидання. Ущільнення бетонної суміші виробляти глибинними вібраторами. Крок перестановки вібратора не повинен перевищувати $1,5R$ (радіусу його дії). Дотик вібратора під час ущільнення бетонної суміші до арматури не допускається. Вібрування на одній позиції закінчується при припиненні осідання і появи цементного молока на поверхні бетону. Витягувати вібратор при перестановці слід повільно, не вимикаючи двигун, щоб порожнеча під наконечником рівномірно заповнювалася бетонною сумішшю. Перерва між етапами бетонування повинна бути не менше 40 хвилин і не більше 2-х годин

При догляді за бетоном в початковий період твердіння необхідно підтримувати сприятливий температурно-вологісний режим і охороняти його від механічних пошкоджень.

Ходіння людей по забетонованих конструкціях, а також установка на них опалубки дозволяється не раніше того часу, як бетон набере міцність не менше 15 кгс / см.

При виробництві бетонних робіт із застосуванням бетононасосів контролю підлягають: точність дозування матеріалів при приготуванні бетонної суміші; її властивості по перекачуванню і легкоукладальності, а також фізико-механічні характеристики бетону. Всі дані з контролю якості бетонної суміші заносяться в журнали бетонних робіт.

Потреби у у статкуванні інвентарі та інших ресурсах при бетонування конструкцій відобразимо в таблиці 7.7.

Таблиця 7.7

Потреба в машинах, устаткування, інструменті, інвентарі та пристроях

№	Машини, устаткування, інструмент, інвентар та пристрої	Тип	Марка	Кіл-ть	Технічна Хар-ка
1	2	3	4	5	6
1	Трансформатор понижаючий	–	–	1	–
2	Вібратор глибинний	–	–	1	–
3	Баддя для подачі бетону	–	–	1	–
4	Захисно-вимикаюче пристосування	–	–	1	–
5	Молоток теслярський	–	–	1	–
6	Гладилка прямокутна	ГП-2	–	1	–
7	Кельма	КБ	–	1	–
8	Лопата для розчинів	ЛР	–	1	–
9	Гребок для бетонних робіт	УР-758	–	1	–
10	Скарпель для кам'яних і бетонних робіт	ІР-561	–	1	–
11	Щітка зі сталюого дроту	–	–	2	–
12	Рівень будівельний	УС-2	–	1	–

Закінчення табл. 7.7

1	2	3	4	5	6
13	Рейка контрольна	–	–	1	–
14	Ящик для інструменту	–	–	2	–
15	Відро	–	–	1	V=10л
16	Інвентарний щит-місток	Інд.	–	4	–
17	Засоби індивідуальної безпеки праці	–	–	–	–
	а) каски (шоломи)	ГОСТ 12.4.087-84		4 пари	
	б) рукавиці брезентові	ТУ 78-242-72	–	4 пари	–
	в) костюм брезентовий	ГОСТ 12548-76	–	4 компл.	–
	г) черевики(чоботи)	ГОСТ 12273-66	–	4 пари	–
	д) страхувальні пояси	ГОСТ 12.4.089-86	–	4	–

7.3.4. Техніко-економічні показники технологічної карти на влаштування перекриття

1. Тривалість виконання робіт по влаштуванню перекриття:

$$T_{\text{загал}} = 17,5 \text{ діб}$$

2. Об'єм робіт на конструкціях на 1 захватку:

$$V_{\text{загал}} = 272,3 \text{ м}^3 \text{ бетону}$$

3. Загальна трудомісткість:

$$Q_{\text{загал}} = 546 \text{ люд} - \text{дн}$$

4. Питома трудоємність 1 м³:

$$q_c = Q_{\text{загал}} / V_{\text{загал}} = \frac{546}{272,3} = 2,01 \left(\frac{\text{люд} - \text{дн}}{\text{м}^3} \right)$$

5. Виробка:

$$B = (1 / q_c) \cdot 8 = \frac{1}{2,01} = 0,5 \left(\frac{\text{м}^3}{\text{люд} - \text{зм}} \right)$$

6. Зарплата загальна – $ЗП_{\text{загал}} = 6416,3 \text{ грн.}$

7. Зарплата питома:

$$ЗП_n = ЗП_{\text{загал}} / V_{\text{загал}} = \frac{6416,3}{272,3} = 23,56 \left(\frac{\text{грн}}{\text{м}^3} \right)$$

8. Зарплата робітника, яку він отримує за зміну:

$$ЗП_{зм} = B \cdot ЗП_n = 0,5 \cdot 23,56 = 11,78 \left(\frac{зрн}{люд - зм} \right).$$

7.3.5. Контроль якості та прийом готових конструкцій

На об'єкті щозміни повинен вестися журнал бетонних робіт. При прийомі забетонованих конструкцій, відповідно до вимог діючих державних стандартів, визначати:

- якість бетону відносно міцності, а в необхідних випадках морозостійкості, водонепроникності та інших показників, зазначених у проекті;
- якість поверхонь;
- наявність і відповідність проекту отворів, прорізів і каналів;
- наявність і правильність виконання деформаційних швів;
- допустимість відхилень конструкцій по ДБН В.2.2-24-2009 (наведені в таблиці 7.8).

Таблиця 7.8

Допустимі відхилення готових конструкцій

Параметр	Граничні відхилення
1	2
1. Відхилення ліній площин перетину від вертикалі або проектного нахилу на всю висоту конструкцій для стін і колон, що підтримують монолітні покриття та перекриття	15 мм
2. Відхилення горизонтальних площин на всю довжину вивірної ділянки	20 мм

Закінчення табл. 7.8

1	2
3. Місцеві нерівності поверхні бетону при перевірці дво metroвою рейкою, крім опорних поверхонь	5 мм
4. Довжина або проліт елементів	±20 мм
5. Розмір поперечного перерізу елементів	±6 мм; 3 мм
6. Відмітки поверхонь і закладних деталей, що служать опорами для сталевих або збірних залізобетонних колон та інших збірних елементів	5 мм
7. Різниця позначок за висотою на стику двох суміжних поверхонь	3 мм

Повинні бути представлені документи (накладні, сертифікати, акти на приховані роботи та ін.), що підтверджують якість застосованих матеріалів, виробів і напівфабрикатів. Прийом закінчених бетонних і залізобетонних конструкцій або частин споруд слід оформляти актом огляду прихованих робіт або актом на приймання відповідних конструкцій.

8. ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВНИЦТВА

8.1. Загальні положення

У даному розділі розробляється проект організації будівництва на зведення житлової 24-х поверхової будівлі.

У складі проекту встановлюються календарні терміни і послідовність будівництва з виділенням робіт підготовчого періоду, спорудження підземної та надземної частин будівлі, а також розподіляються в часі обсяги робіт. Виявляються фізичні обсяги основних будівельно-монтажних робіт з розподілом їх у часі, визначаються потреби в трудових і матеріальних ресурсах. В даний розділ включено розробку генерального плану об'єкта будівництва. У розділі запропоновано основні інженерні рішення по технології та організації будівництва об'єкта, їх технічне обґрунтування та розрахунок показників.

8.2. Умови виконання робіт

Майданчик для будівництва житлової 24-х поверхової будівлі розташовується в м. Києві по вул. Ревуцького.

Місто розташоване на березі річки Дніпра. Клімат міста за даними багаторічних метеорологічних спостережень, помірно-континентальний, характеризується відносно жарким літом, та холодною зимою, зі значними сезонними і добовими коливаннями температури повітря. Протягом року переважають вітри південно-західного напрямку.

Район будівництва відноситься до типу місцевості В, до V району по вазі снігового покриву, що відповідає нормативному значенню снігового навантаження, і до I району по тиску вітру з нормативним значенням.

Будівельний майданчик вільна від будівель і споруд, звідси впливає, що не потрібно витрат на їх знесення. Будівельний майданчик розташований в житловому районі з існуючими під'їзними дорогами і комунікацією. У процесі підготовки майданчика до будівельних робіт необхідно буде тільки підвести комунікації водопостачання від існуючих мереж.

До панівним вітрам будівля розташована під кутом 45°. Розрив з існуючими будівлями – відповідно до протипожежних і санітарних норм. Будівля розташована таким чином, що центральні входи знаходяться з боку вулиці.

8.3. Вибір і опис методу виконання робіт по зведенню будівлі

Будівництво об'єкту планується в три основних етапи:

1-й етап – будівництво підземної частини будівлі;

2-й етап – зведення надземної частини будівлі;

3-й етап – організація оздоблювальних робіт.

Для кожного етапу будівництва визначаємо свою систему захваток.

Перший етап. У плані будинок ділимо на три захватки. Провідним процесом є монтаж конструкцій підземної частини будівлі. Для виконання робіт використовуються 2 стрілові крани КС-3561 вантажопідйомністю 2,5 т. Розриття котловану виконуємо бульдозером ДЗ-110А, потужністю 125 кВт (170л.с.). Влаштування монолітної фундаментної плити виконують за допомогою баштового крана КБ-100. Фундаменти влаштовуються в щитовій опалубці. Бетонна суміш готується централізовано на розчинно-бетонному вузлі і доставляється на об'єкт будівництва відповідно до графіку. Транспортування суміші здійснюється бетоновозами з розвантаженням в бункери місткістю 1 м³. Подача і укладання бетонної суміші в опалубці виконується в бункерах за допомогою баштового крану КБ-100. Ущільнення бетону відбувається спеціальним вібратором. Паралельно з монтажем стін підвалу виконуються прямки, вводи комунікацій. Монтаж перекриттів над підвалом планується після монтажу фундаментів. Засипку пазух фундаментів здійснюється після монтажу перекриттів і виконання вертикальної гідроізоляції стін.

Другий етап. Включає наступні роботи:

- загально-будівельні зі зведення коробки будівлі;
- спеціальні роботи.

Провідним процесом є цегляна кладка стін і монтаж збірних конструкцій.

Розподіл будівлі на захватки ведеться виходячи з прийнятої схеми монтажу надземної частини будівлі. Монтаж конструкцій надземної частини будівлі здійснюється за допомогою баштового крана типу КБ-100 зі стрілою завдовжки 20 м і вантажопідйомністю 5 т.

Організація спеціальних робіт здійснюється в ув'язці з загально-будівельними та оздоблювальними роботами. До початку спеціальних робіт повинні бути виконані:

- Монтаж не менше двох поверхів;
- скління вікон;
- роботи з пробивання отворів і штукатурка ніш під опалювальні прилади.

Спеціальні роботи здійснюються паралельно між собою у два етапи:

1-й етап сантехнічних робіт включає в себе монтаж внутрішніх систем гарячого і холодного водопостачання, опалення та газопостачання. Цей етап повинен бути виконаний до початку штукатурних робіт;

1-й етап електромонтажних робіт включає розмітку трас, пробивання і свердління гнізд, штроб і борозен, прокладку стояків, труб і рукавів для прихованої проводки, розкладку проводів з частковою закладенням в стінах і в підготовці під

поли, установку поверхових, по квартирних та інших шаф і щитів. Комплекс робіт закінчується затягуванням проводів, прокладанням кабелів у підвалі, складанням і перевіркою зібраних систем.

2-й етап сантехнічних робіт починається після першого циклу малярних робіт (коли в санвузлах і кухнях закінчена підготовка під останнє фарбування);

2-й етап електромонтажних робіт починають після фарбування стель і закінчують після фарбування стін. На цьому етапі виконується підвіска світильників, установка вимикачів, розеток, дзвінків і т.п. Роботи цього етапу виконують поза потоком без поділу на захватки.

По закінченні опоряджувальних робіт у будинку виконують слабкоструміві розводки.

Третій етап. До початку опоряджувальних робіт повинні бути виконані:

- будівельні роботи, чорнові сантехнічні та електромонтажні роботи;
- Змонтовані і здані в експлуатацію вантажні підйомники для подачі матеріалів на поверхи та вантажопасажирські підйомники при висоті будівлі понад 25 м;
- забезпечені під'їзди до них для автотранспорту;
- Змонтовані і підключені стояки тимчасового водопостачання, електропостачання та освітлювальні мережі;
- засклені вікна;
- підготовка побутових приміщень для робітників та ІТП.

Для ведення робіт третього етапу будівля розбивається на вісім захваток. Приймаємо за одну захватку три поверхи будівлі.

Штукатурні роботи ведуться в такій послідовності: в санвузлах і кухнях, потім в кімнатах і в кінці на сходовій клітці, що дозволяє своєчасно передати фронт робіт іншим виконавцям.

Облицювальні роботи виконувати слідом за штукатурними роботами. Після закінчення штукатурних і облицювальних робіт проводиться повторне скління вікон, якщо воно потрібно.

Малярські роботи виконуються в два етапи:

1-й етап – виконується шпаклівка і фарбування стель, лоджій, балконів, зовнішніх укосів вікон, підготовка під фарбування стін;

2-й етап – проводиться забарвлення стін і столярки. Малярські роботи по сходових клітках виконуються після закінчення робіт по квартирах. Завершують оздоблювальні роботи забарвленням плінтусів.

8.4. Проектування тимчасових доріг

Тимчасові дороги з частиною постійних, які призначені для будівельних транспорту, повинні скласти єдину транспортну мережу, що забезпечує наскрізну схему руху на будівельному майданчику. Проектування будівельних доріг включає наступні завдання: розробку схеми руху транспорту і розташування доріг в плані;

визначення параметрів і конструкцій доріг; встановлення небезпечних зон; розрахунок обсягів робіт і необхідних ресурсів.

Схеми руху транспорту і розташування доріг в плані повинні забезпечувати під'їзд в зону дії монтажних і вантажно-розвантажувальних механізмів до засобів вертикального транспорту, складів, механізованим установкам і т.д. При розробці схеми руху автотранспорту максимально повинні бути використані існуючі та спроектовані дороги.

При влаштуванні доріг повинні дотримуватися відстані, між: дорогою і підкрановими шляхами – 6,5 – 15 м; дорогою і парканом, який огорожує будівельний майданчик, – не менше 1,5 м; дорогою і бровкою траншей для суглинних ґрунтів 0,5 – 0,75 м, піщаних – 1 – 1,5 м.

На буд генплані повинні бути відзначені відповідними умовними знаками і написами в'їзди (виїзди) транспорту, напрямок руху, розвороти, роз'їзди, стоянки при розвантаженні, розміри прив'язок, а також місця установки знаків.

Ширина проїзної частини тимчасових доріг приймається виходячи з розмірів плит: односмугових – 3,5м (земляне полотно шириною 6м); двосмугових для стоянки машин при завантаженні – 6м (земляне полотно – 8,5м). Радіуси заокруглення доріг визначаються виходячи з маневрових властивостей автомашин. Мінімальний радіус заокруглення доріг становить 12м.

Небезпечною зоною дороги вважається та її частина, яка потрапляє в межі зони переміщення вантажів або зони монтажу. На буд генплані ці ділянки доріг виділяються подвійним штрихуванням. Наскрізний проїзд транспорту через ці ділянки заборонений. Після нанесення небезпечної зони дороги слід спроектувати об'їзні шляхи.

8.5. Обсяги будівельно-монтажних робіт і визначення трудових витрат

Вихідними даними для визначення обсягів будівельно-монтажних робіт є схематичний план, розріз, а також дані обсягу планувальних та конструктивних характеристик будівлі.

Підрахунок обсягів робіт згідно правил обчислення обсягів робіт в одиницях, прийнятих за СнiП та розділів будівельних норм для відповідних видів робіт. Трудомісткість робіт і потреба в машино-змiнах розраховувалися на підставі обсягів робіт, ЄНiР, з використанням калькуляції на окремі види робіт. До складання календарного плану слід провести розрахунок обсягів будівельно-монтажних робіт (табл. 8.1), трудомісткість робіт та машиномісткість (табл. 8.2).

Таблиця 8.1

Номенклатура та обсяги будівельно-монтажних робіт

Найменування робіт	Од. вимір.	Кіл-сть
1	2	3
ЗЕМЛЯНІ РОБОТИ		
Зрізання рослинного шару бульдозером ДЗ-110А	1000м ²	4,747
Розробка ґрунту екскаватором Е-10011Д	1000м ³	17,65
Доробка ґрунту вручну	100м ³	3,86

Засипка котловану	100м ³	109,5
Ущільнення ґрунту причіпними котками	100м ³	1,1
ВЛАШТУВАННЯ ПІДЗЕМНОЇ ЧАСТИНИ		
Влаштування бетонної підготовки під фундаменти	100м ³	1,84
Влаштування плитного фундаменту	100м ³	27,1
Встановлення арматури	т	135
КОНСТРУКЦІЇ ПІДЗЕМНИХ ПРИМІЩЕНЬ		
Зведення стін підвалу	100м ³	2,9
Встановлення колон в щитовій опалубці	100м ³	0,66
Гідроізоляція стінок підвалу та фундаментів	100м ²	155,17
Зведення перекриття товщиною 200мм	100м ³	2,1
ВЛАШТУВАННЯ НАДЗЕМНОЇ ЧАСТИНИ		
Влаштування монолітного каркасу:		
а) зведення колон 1-ого поверху	100 м ³	0,66
б) зведення колон типових поверхів	100м ³	11,4
в) перекриття товщиною 170мм	100м ³	3,9

Закінчення табл. 8.1

1	2	3
Влаштування стін		
а) зведення стін з 1-ого по 23-й поверхи	100м ³	11,3
б) зведення стін з 24-ого поверху	100м ³	0,72
Влаштування сходів		
а) монтаж сходів	шт.	96
б) металева огорожа (з поручнями)	100м	0,56
Плити балконів		
а) монтаж огорожі	100м	0,84
Перегородки із гіпсокартону	100м ²	15,0
Гідроізоляція	100м ²	11,6
ПОКРИТТЯ		
Влаштування гідроізоляції (3 шари Ізопласта)	100м ²	26,05
Влаштування теплоізоляції (минеральні плити типу ISOVER)	100м ²	15,9
Влаштування пароізоляції	100м ²	15,9
Влаштування вирівнюючого шару	100м ²	15,9
Влаштування огорожі покриття	100м	2,4
ЗАПОВНЕННЯ ОТВОРІВ		
Заповнення віконними блоками	100м ²	19,7
Встановлення дверних блоків	м ²	43,0
ВЛАШТУВАННЯ ПІДЛОГИ		
Підлоги з лінолеуму	100м ²	146,0
Підлоги з керамічної плитки	100м ²	22,2
ЗОВНІШНЄ ОЗДОБЛЕННЯ		
Штукатурка стін і стель	100м ²	3600,8

Фарбування стін і стель по штукатурці	100м ²	3600,8
ДОДАТКОВІ РОБОТИ		
Прокладання сміттєпроводів	шт.	3
Влаштування вимощення із асфальту товщиною 25мм	100м ²	12,9
Благоустрій прибудинкової території		
СПЕЦІАЛЬНІ РОБОТИ		
Санітарно-технічні роботи	%	5
Озеленення	%	2
Електромонтажні роботи	%	2
Здача будівлі в експлуатацію	%	0,5
Інші невраховані роботи	%	8

Таблиця 8.2

Трудомісткість будівельно-монтажних робіт

№	Наймен. робіт	Од. вимір.	Обсяг	Трудо- місткість		Машино- місткість		Норм.
				люд.-год.		маш.-год.		
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	Зрізання рослинного шару	тис. м ²	5,747	-	-	-	1,85	1-30-2
2	Розробка ґрунту екскаватором	тис. м ³	16,65	-	448,8	-	12,60	1-24-7
3	Ущільнення ґрунту причіпними котками	тис. м ³	2,1	-	1,09	-	1,78	1-130-6
4	Засипка котловану	тис. м ³	10,95	-	-	-	2,97	1-27-6
5	Влаштування бетонної підготовки	100 м ³	1,95	-	98	-	69,6	6-1-1
6	Влаштування плитного фундаменту	100 м ³	27	-	4032	-	594,8	6-1-5
7	Влаштування стін підвалу	100 м ³	2,9	-	286,9	-	31,0	6-13-4
8	Зведення стін з 1-ого по 23-й поверхи	100 м ³	11,34	-	3031,5	-	161,7	6-17-9
9	Зведення стін 24-ого п.	100 м ³	0,72	-	168,4	-	8,94	6-17-4
10	Гідроізоляція стінок підвалу та фундаментів	100м ²	9,8	-	1356,4	-	283,6	11-4-5
11	Встановлення колон в щитовій опалубці	100 м ³	0,66	-	771,7	-	254,6	
12	Зведення перекриття товщиною 200мм	100 м ³	3,23	-	3950,8	-	978,4	
13	Зведення колон 1-ого поверху	100 м ³	0,66	-	812,5	-	266,7	

14	Зведення колон типових поверхів	100 м ³	11,2	-	13815,0	-	2070	
15	Влаштування перекриття товщиною 170мм	100 м ³	2,8	-	4574,1	-	198,1	6-22-1
16	Конструювання металевої огорожі (з поручнями)	100м	0,56	-	576	-	86,4	7-60-3
17	Влаштування перегородок із гіпсокартону	100 м ²	15,3	-	1728	-	259,2	8-24-1
18	Монтаж огорожі на балконі	100м	0,84	-	768	-	115,2	
19	Заповнення віконними блоками	100 м ²	17,8	-	1152	-	172,8	10-20-4
20	Встановлення дверних блоків	100 м ²	29,1	-	3600	-	540	10-26-1

Закінчення табл. 8.2

1	2	3	4	5	6	7	8	9
21	Влаштування пароізоляції	100 м ²	16,1	-	168	-	25,2	
22	Влаштування теплоізоляції	100 м ²	16,1	-	126	-	18,9	12-18-1
23	Влаштування вирівнюючого шару	100 м ²	16,1	-	126	-	18,9	
24	Влаштування огорожі покриття	100м	2,5	-	144	-	216	12-17-1
25	Підлоги з керамічної плитки	100 м ²	22,3	-	3600	-	540	11-27-1
26	Підлоги з лінолеуму	100 м ²	145,2	-	7680	-	1152	11-36-1
27	Штукатурка стін і стель	100 м ²	4872	-	4320	-	648	15-60-5
28	Фарбування стін і стель по штукатурці	100 м ²	4872	-	2640	-	396	15-166-8
29	Прокладання смітєпроводів	шт.	3	-	360	-	54	
30	Влаштування вимощення із асфальту товщиною 25мм	100 м ²	11,7	-	96	-	14,4	11-19-3
31	Санітарно-технічні роботи			-	11760	-		
32	Електромонтажні роботи			-	11760	-		
33	Благоустрій прибудинкової території			-	9360	-		
34	Інші невраховані роботи			-	17920	-		
35	Здача будівлі в експлуатацію			-	9360	-		
	Разом:				120591,19			

8.6. Об'єктний будівельний план

8.6.1. Розрахунок і проектування складів

Розрахунок складів розробляємо для основних матеріалів, які використовуються на виробництві. Площі складів визначаємо відповідно до прийнятого запасом і нормами складування на 1 м площі складу. Норма зберігання матеріалу (γ) на 1 м² площі приймаємо по довідниках. Тривалість розрахункового періоду T визначаємо за календарним планом виконання робіт (табл. 8.3). Точні розміри складів встановлюємо згідно з розрахунковою площею шляхом проектування складів, розміщення штабелів, проходів. Між штабелями на складах повинні бути передбачені проходи шириною не менше 1 м і проїзди, ширина яких залежить від габаритів транспортних засобів і навантажувально-розвантажувальних механізмів, що обслуговують склад. Відстань між автомобілем і штабелем вантажу повинна бути не менше 1 м. Розташування виробів і конструкцій на складі повинно відповідати технологічній послідовності монтажу.

Таблиця 8.3

Розрахунок площ складів

Найменування і конструкцій матеріалів	Од. вимірювання	Кількість матеріалів, необхідних на розрахунковий період, Q	Тривалість розрахункового періоду, T	Норма запаса матеріалів в днях, n	Кількість матеріалу, що зберігається на складі $P=(Q/T) \cdot \alpha \cdot n \cdot K$	Норма зберігання матеріалу на 1 м ² площі складу, γ	Площа складу в м ²	Тип складу
Цегла	1000 шт.	6,00	8	3	3,51	2,50	2,34	відкр.
Щити опалубки	м ³	23,88	17	3	6,57	0,20	54,78	відкр.
Арматура	т	2,00	17	3	0,55	1,40	0,66	відкр.
Блоки фундаментні	м ³	19,58	1	3	91,63	1,00	152,72	відкр.
Колони металеві	м ³	0,06	1	3	0,59	3,30	0,30	відкр.
Гіпсокартон	м ³	87,48	5	3	90,98	4,10	36,98	закр.
Плити мінераловатні	м ³	183,60	5	3	190,94	4,10	77,62	закр.

Примітка: $a=1,1\dots1,2$ – коефіцієнт нерівномірності надходження матеріалів; $K=1,3$ – коефіцієнт нерівномірності витрачання матеріалів протягом розрахункового періоду; $K_n = 0,6 - 0,8$ – при відкритому зберіганні; $K_n = 0,6 - 0,7$ – при закритому зберіганні; K_n – коефіцієнт використання складської площі.

8.6.2. Розрахунок потреб в санітарно-побутових та адміністративних приміщеннях

Потреба в санітарно-побутових та адміністративних приміщеннях встановлюється виходячи з розрахункової чисельності працюючих на будівельному майданчику та у відповідності зі ДБН В.2.2-28:2010 «Будинки адміністративного та побутового призначення».

До складу працюючих входять робітники, інженерно-технічні працівники (ІТП), службовці, пожежно-сторожова охорона (ПСО) і МОП.

У загальній кількості працюючих питома вага окремих категорій становить і приведена у таблиці 8.4.

Таблиця 8.4

Максимальна чисельність працюючих в найбільш завантажену зміну

Найменування	Кількість, %	Всього чол.	В тому числі	
			Чоловіки 70 %	Жінки 30 %
Чисельність працюючих у найбільш численну зміну:	100	81	56	25
Робочих	70	63	-	-
ІТП	2	7		
Службовці	2	7	-	-
ПСО, МОП	5	4	-	-
Разом: (ІТП, службовці, ПСО, МОП)	9,0	18	-	-
Загальна чисельність	100	108	-	-
Всього:		81	56	25

За розрахункової чисельності працюючих встановлюємо перелік тимчасових споруд з урахуванням місцевих умов, термінів здачі об'єкта в експлуатацію (контора, гардеробні, вмивальні, душові, приміщення для обігріву робітників у зимовий час, вбиральні і т. д.).

Для встановленого переліку тимчасових споруд визначаємо необхідну площу і тип споруди. Розрахунок необхідних площ ведемо за формулою:

$$S_{mp} = S_n \cdot N$$

S_n – нормативний показник площі;

N – розрахункова чисельність працюючих (робітників, ІТП, службовців, ПСО).

При розрахунку гардеробних N – загальна кількість робітників; душових, сушарок, приміщень для обігріву N – кількість робітників у найбільш напружену зміну; умивальних, вбиралень, червоного куточка, кімнат прийому їжі N – кількість працюючих в найбільш напружену зміну. При розрахунку вбиралень враховується, що 70% працюючих – чоловіки, 30% – жінки. Розрахунок площ контор виробляється на кількість ІТП, службовців і ПСО в найбільш напружену зміну, при цьому вважається, що число робочих в найбільш напружену зміну відповідає 70% їх загальної кількості; ІТП, службовців, ПСО – 80%.

Перелік тимчасових споруд, їх розміри і типи визначаємо на підставі розрахованих площ по відповідних довідників.

Розрахунок приміщення для робітників:

$$S_{mp} = S_n \cdot N = 1 \cdot 14 = 21 \text{ м}^2$$

N – кількість робітників у найбільш навантажену зміну.

Розрахунок вбиралень, туалету:

$$S_{mp} = S_n \cdot N = 0,07 \cdot 14 = 3 \text{ м}^2$$

N – кількість робітників у найбільш навантажену зміну.

Розрахунок приміщення для ПОС і МОП:

$$S_{mp} = S_n \cdot N = 7,0 \cdot 1 = 7 \text{ м}^2$$

Результати розрахунку потреб у адміністративно- та санітарно-побутових приміщеннях приведемо у вигляді таблиці 8.5.

Таблиця 8.5

Експлікація тимчасових споруд

Найменування	Розрахункова чисельність персонала		Норма на 1 чол.		Розрахункова потреба в м ²	Принято	
	всього	% одночас. використання	од. вим.	Кількість		Тип споруди	Розмір и м, площа, м ²
1. Об'єкти службового призначення							
Контора начальника дільниці	12	50	м ²	4	24	УСРЗ	3x9, 27
Будівля для проведення технічного навчання	81	100	м ²	0,2	16,2	УСРЗ	3x6, 18
Будівля для проведення занять по ТБ	81	100	м ²	0,2	60,75	УСРЗ	18x3, 54

2. Об'єкти санітарно-побутового призначення								
Вбиральня (жін./чол.)	81	30/70	м ²	0,3	17,5/39,2	УСРЗ	18х3 54	
Будівля для відпочинку та обігріву робочих	81	100	м ²	0,8	88	УСРЗ	18х3 – 2 112	
Душова (жін. / чол.)	81	30/70	м ²	0,4 3	10,75/24,08	«Універсал»	3х9 – 2 54	
Умивальна (жін. / чол.)	81	30/70	м ²	0,0 2	0,5/1,12	«Комфорт»	3х6, 18	
Сушарка для одягу та взуття	81	100	м ²	0,1	8,1			
Вбиральня (жін. / чол.)	81	30/70	м ²	0,0 7	1,75/,92			
Роздавальна	81	75	м ²	0,6	33,6	УСРЗ	3х12, 36	
3. Об'єкти різного призначення								
Майстерні спеціалізовані			м ²		173	УСРЗ	3х6 – 10 180	

Розташовувати побутові приміщення на будгенплані слід поза небезпечних зон дії будівельних машин; механізмів і транспорту. По відношенню до об'єктів, що виділяють пил, шкідливі гази і пари (розчинно-бетонні установки та ін.) Побутові приміщення розташовуються на відстані не менше 50 м із навітряного боку панівних вітрів.

На будівельному генплані повинні бути показані габарити тимчасових будівель; їх прив'язка в плані; місця підключення комунікацій до будівель і споруд. В експлікації тимчасових будівель необхідно вказати: номер тимчасової будівлі; розмір в плані, обсяг в натуральному вимірі м², м³; марку та конструктивну характеристику.

8.7. Розрахунок потреби в ресурсах

8.7.1. Розрахунок потреби у воді для потреб будівництва та визначення діаметра труб тимчасового водопроводу

Постійні і тимчасові мережі водопостачання призначені для забезпечення виробничих, господарсько-побутових та протипожежних потреб будівництва.

Проектування, розміщення і спорудження мереж водопостачання проводяться відповідно до ДСТУ Б А.2.4-31-2008 та ін. Параметри тимчасових мереж водопостачання встановлюються в такій послідовності:

- розрахунок потреби у воді;
- вибір джерел водопостачання;

- складання принципової схеми водопостачання;
- розрахунок діаметрів трубопроводів.

Потреба у воді на стадії розробки ППР $Q_{тр}$ визначається для будівельного майданчика по формулі, як сума потреб на виробничі $Q_{пр}$, господарсько-побутові та протипожежні $Q_{госп}$ $Q_{пож}$ потреби, л / с:

$$Q_{тр} = Q_{пр} + Q_{госп} + Q_{пож}$$

Витрата води для забезпечення виробничих потреб, л / с:

$$Q_{пр} = K_{н.у} \Sigma q_n \cdot n_n \cdot K_ч / (3600 \cdot t),$$

де , $K_{н.у}$ – коефіцієнт неврахованих витрати води;

Σq_n – сумарний вагомій витрати води на виробничі потреби, л;

n_n – число споживачів кожного виду в найбільш завантажену зміну;

$K_ч$ – коефіцієнт годинної нерівномірності споживання води;

t – число врахованих розрахунком годин на зміну.

Витрати води на виробничі потреби визначаються на підставі календарного плану і норм витрат води.

На підставі аналізу витрат води в окремі періоди зведення виявляють максимальну потребу $Q_{пр}$, яка і використовується в розрахунковій формулі. Для встановлення максимальної витрати води на виробничі потреби, складається графік див. табл. 8.7.

Витрата води для забезпечення господарсько-побутових потреб будівельного майданчика, л / с:

$$Q_{госп} = \Sigma q_x \cdot n_p \cdot K_ч / (3600 \cdot t) + q_д \cdot n_д \cdot K_ч / (60 \cdot t_1),$$

де Σq_x – сумарна витрата води на господарсько-побутові потреби;

$q_д$ – витрата води на прийом душу одним працюючим;

n_p – число працюючих в найбільш завантажену зміну;

$n_д$ – число користуються душем до 80% n_p ;

t_1 – тривалість використання душової установки 45 хв;

$K_ч$ – коефіцієнт годинної нерівномірності водоспоживання.

Розрахункові дані споживання води на виробничі та господарсько-побутові потреби зводяться в таблицю 8.6.

Таблиця 8.6

Розрахункові дані споживання води на виробничі потреби

Види споживання	Од. вим.	Кіл-ть, Q_i	Питомі витрати, $q_{i,л}$	Коефіцієнт нерівномір., $K_{чi}$	Трива- лість спожи- вання води, t	Загал. витрат, Q , л
<i>Виробничі потреби:</i>						
Приготування і укладання бетону	м ³	30,2	2500	1,5	Зміна	75500
Кладка з приготуванням розчину	м ³	2,76	200	1,5	Зміна	552
Влаштування бетонної підготовки	м ³	0,9	1300	1,5	Зміна	1170
Влаштування покриття	м ²	58,2	5	1,5	Зміна	291
Малярні роботи	м ²	186	1	1,5	Зміна	186
Штукатурні роботи	м ²	152	6	1,5	Зміна	912
Посадка дерев	шт.	15	50	1,5	Зміна	750
Поливання газонів	м ²	100	10	1,5	Зміна	1000
Заправка і обмивка автомобілів	шт.	8	300	1,5	Зміна	2400
<i>Господарсько-побутові потреби:</i>						
Господарсько-питні потреби	чол.	88	25	2	Зміна	2200
Душові установки (80%)	чол.	71	30	1	45хв.	2130

Таблиця 8.7

Графік потреб у воді на виробничі потреби

Користувачі води	Од. вим.	Кількість в змін	Норма витрат води на од. вимір.	Загал. витрати води в змін, м ³	Місяці								
					березень	квітень	травень	червень	липень	серпень	вересень	жовтень	
Приготування і укладка бетону	м ³	30,2	2500	75500	75500	75500	75500	75500	75500				
Поливання залізобетону в літній час	м ³	30,2	150	4530				4530	4530	4530			
Кладка приготуванням розчину	м ³	2,76	200	552			552	552	552				
Влаштування підготовки	м ³	0,9	1300	1170	1170								
Влаштування покриття	м ²	58,2	5	291									
Малярні роботи	м ²	186	1	186								186	186
Штукатурні роботи	м ²	152	6	912								912	
Посадка дерев	шт	15	50	750					750				
Поливка газонів	м ²	100	10	1000									1000
Заправка обмивка автомобілів	шт	3	300	900	900	900	900	900	900	900			
Разом					77570	76400	76952	80732	81582	5430	1098	1186	

Для подальших розрахунків приймаємо максимальна витрата води на виробничі потреби в червні, рівний 80042л.

Потреба у воді Q_{np} визначається за формулою:

$$Q_{np} = K_{н.у} \sum q_n \cdot n_n \cdot K_q / (3600 \cdot t) + K_{н.у} \sum q_{маш} \cdot n_n \cdot K_q / (3600 \cdot t) = \\ = 1,2 \cdot 81582 \cdot 1,5 / (3600 \cdot 8) + 1,2 \cdot 2400 \cdot 1,5 / (3600 \cdot 8) = 5,15 \text{ л/с.}$$

Потреба у воді $Q_{хоз}$ визначається за формулою:

$$Q_{хоз} = \sum q_x \cdot n_p \cdot K_q / (3600 \cdot t) + q_d \cdot n_d \cdot K_q / (60 \cdot t_1) = \\ = 2200 \cdot 3 / (3600 \cdot 8) + 2130 / (60 \cdot 45) = 1,01 \text{ л/с.}$$

$$Q_{np} + Q_{хоз} = 5,15 + 1,01 = 6,16 \text{ л/с.}$$

Діаметр трубопроводів визначається за формулою без врахування витрат води для зовнішнього пожежогасіння, прийнявши швидкість руху води в трубах $V = 1,4$ м/с:

$$D = 2 \sqrt{\frac{1000 \cdot Q_{mp}}{\pi V}} = 2 \sqrt{1000 \cdot 6,16 / 3,14 \cdot 1,4} = 76,6 \text{ мм,}$$

або по ГОСТ 3262-75 $\varnothing_{зовн.} = 88,5$ мм при умовному проході 76,6мм.

Витрата води для зовнішнього пожежогасіння $Q_{пож}$ приймається з урахуванням ширини будівлі, ступеня вогнестійкості та категорії пожежної небезпеки при V будівлі від 5-200 тис. м³, рівним 10 л/с.

З урахуванням витрат води на пожежогасіння діаметр трубопроводів дорівнює:

$$Q_{mp} = Q_{np} + Q_{хоз} + Q_{пож} = 5,15 + 1,01 + 10 = 16,16 \text{ л/с.}$$

$$D = 2 \sqrt{1000 \cdot 16,16 / 3,14 \cdot 1,4} = 121,3 \text{ мм,}$$

або по ГОСТ 3262-75 $\varnothing_{зовн.} = 140$ мм при умовному проході 122мм.

8.7.2. Розрахунок потреби в електроенергії, вибір трансформаторів і визначення перерізу проводів тимчасових електромереж

Мережі (включаючи установки та пристрої) електропостачання постійні і тимчасові призначені для енергетичного забезпечення силових і технологічних споживачів, а також для влаштування зовнішнього та тимчасового освітлення

об'єкта, підсобних і допоміжних будівель, місць виробництва СМР і будівельного майданчика.

Проектування, розміщення і спорудження мереж електропостачання проводиться відповідно до "Правил улаштування електроустановок", СНіП 3.05.06-85, будівельними нормами і ДБНами.

Параметри тимчасових мереж або їх окремих елементів встановлюються в такій послідовності:

- розрахунок електричних навантажень;
- вибір джерела електроенергії;
- розташування на схемі електричних пристроїв і установок.

Для більш точних розрахунків потреби в електроенергії визначають за встановленої потужності споживачів з урахуванням коефіцієнта попиту і розподіл електричних навантажень в часі.

Розрахунковий показник необхідної потужності:

$$\sum P_{mp} = \alpha \left(\frac{k_1 \sum P_m}{\cos \phi_1} + \frac{k_2 \sum P_T}{\cos \phi_2} + k_3 \sum P_{ov} + k_4 \sum P_{oz} + k_5 \sum P_{zv} \right),$$

де α - коефіцієнт, учитывающий потери мощности в сети, $\alpha = 1,1$;

$\sum P_m$ – сума номінальних потужностей всіх встановлених на будмайданчику моторів, кВт;

$\sum P_m$ – сума потрібної потужності для технологічних потреб, кВт.

Так як основний період будівництва припадає на теплу пору року витрата електроенергії на технологічні потреби не враховується, тобто $\sum P_m = 0$.

$\sum P_{ov}$ – освітлення внутрішнє;

$\sum P_{oz}$ – освітлення зовнішнє;

$\sum P_{zv}$ – зварювальні трансформатори;

$\cos \phi 1 = 0,7$; $\cos \phi 2 = 0,8$ – коефіцієнти потужності;

$k_1 = 0,6$; $k_2 = 0,4$; $k_3 = 0,8$; $k_4 = 0,9$; $k_5 = 0,7$ – коефіцієнти, що враховують неоднорідність споживання електроенергії.

Необхідна потужність для зовнішнього освітлення підраховується виходячи з норм освітленості.

Потужність силових установок для виробничих потреб встановлюється у вигляді графіка в таблиці 8.9.

За даними графіка в розрахунку враховуємо $\Sigma P_m = 205,7$ кВт.

Необхідна потужність для технологічних потреб ΣP_m

Необхідна потужність освітлювальних приладів і пристроїв для зовнішнього та внутрішнього освітлення зводиться в таблицю 8.8.

Таблиця 8.8

Потужність електромереж для внутрішнього і зовнішнього освітлення робочих місць і території виробництва робіт

Споживачі електроенергії	Од. вим.	Кіл-ть	Норма освітлення, кВт	Загал. потужність, кВт
1	2	3	4	5
Внутрішнє освітлення				
Канторські і громадські приміщення	м ²	99	0,015	1,485
Санітарно-побутові приміщення	м ²	243	0,01	2,43
Майстерні і комори	м ²	180	0,015	2,7
Закриті склади	м ²	72	0,002	0,144
Всього $\Sigma P_{o.v.}$	-	-	-	6,759
Зовнішнє освітлення				
Головні проходи і проїзди	км	0,05	5	0,25
Другорядні проходи і проїзди	км	0,06	2,5	0,15
Охоронне освітлення	км	0,2	1,5	0,3
Аварійне освітлення	км	0,2	0,7	0,14
Відкриті склади	м ²	60	0,001	0,06
Всього $\Sigma P_{o.z.}$	-	-	-	0,9

Сумарна потужність зварювальних трансформаторів ТС-500:
 $\Sigma P_{CB} = 32 \cdot 3 = 96$ кВт,

де 32 кВт – номінальна потужність зварювального трансформатора типу ТС-500;

3 шт. – кількість одночасно використовуваних трансформаторів.

Таблиця 8.9

Графік потужності установки для виробничих потреб

Механізми	Од. вим.	Кіл -ть	Встановлена потужність електро. двигуна, кВт	Загал. потужність, кВт	Місяці								
					березнь	квітень	травень	червень	липень	серпень	вересень	жовтень	
Автовантажувач	шт.	2	7	14	14	14	14	14	14	14	14	14	14
Вібратор поверхневий	шт.	3	0,6	1,8	1,8	1,8	1,8	1,8	1,8	1,8	1,8	1,8	1,8
Вібратор глибинний	шт.	3	0,8	2,4	2,4	2,4	2,4	2,4	2,4	2,4	2,4	2,4	
Розчинонасос	шт.	3	4	12			12	12	12		12	12	
Зварювальний апарат постійного струму	шт.	3	54	162	162	162	162	162	162	162	162	162	162
Лебідки електричні	шт.	3	2,5	7,5								7,5	7,5
Пилки ел. ланцюгові	шт.	5	0,6	3	3	3	3	3	3	3	3	3	
Разом					183,2	183,2	195,2	195,2	195,2	183,2	205,7	202,7	

Сумарна потужність для вибору трансформатора складе:

$$\Sigma P_{mp} = 1,05 \left(\frac{0,5 \cdot 205,7}{0,7} + \frac{0,4 \cdot 500}{0,8} + 0,6 \cdot 6,759 + 0,9 \cdot 0,9 + 0,6 \cdot 96 \right) = 482,35 \text{ кВт}$$

Приймаємо трансформатор СКПТ-750 потужністю 750кВт з габаритами: довжина 3,2м, ширина 2,5м, конструкція закрита.

Перетин проводів зовнішніх мереж підбираємо залежно від розрахункової сили дії струму (умова нагрівання проводів не більше 70°C).

Сила струму I визначається для двопровідних ліній за формулою:

$$I = \frac{1000 P}{V \cos \varphi},$$

де P – потужність споживачів на розрахунковій ділянці, кВт;

V – лінійна напруга, В;

$\cos \varphi$ – коефіцієнт потужності, 0,6 ... 0,7.

Визначення перерізу проводів за силою струму проводиться за формулою

$$S = \frac{1000 \sum I \cdot l \cdot \cos \varphi}{k V^2 \Delta V},$$

де l – довжина лінії в один кінець, м;

k – питома провідність матеріалів проводів, приймається для алюмінію рівною 34,5;

ΔV – допустима втрата напруги в розраховується лінії, $\Delta V = 6\%$.

При великій напруженості тимчасових мереж необхідно перевіряти напруга в мережі ΔV за формулою:

$$\frac{200 \sum Pl}{k V^2 S} = \Delta V \leq 6\%,$$

$\sum Pl$ – сумарний момент навантаження, Втм, який дорівнює сумі похідних прикладених навантажень, що протікають по ділянці на довжину цієї ділянки або рівний сумі похідних прикладених навантажень у Вт на довжину від початку лінії L в м.

Визначимо перетин голих алюмінієвих проводів двухпроводної повітряної лінії довжиною l , по якій подається струм напругою 220В для освітлення санітарно-побутових приміщень і закритих складів:

– для конторських приміщень для довжина повітряної лінії $L_1 = 23,6$ м, $P_1 = 1,5$ кВт;

– для закритих складів $L_2 = 25$ м, $P_2 = 0,12$ кВт;

– для санітарно-побутових приміщень $L_3 = 13,4$ м, $P_3 = 1,7$ кВт.

Втрата напруги в мережі 4%. Довжини ділянок встановлюються по об'єктному будгенплану.

Момент навантаження:

$$\sum PL = P_1 L_1 + P_2 (L_1 + L_2) + P_3 (L_1 + L_2 + L_3) = 417 \text{ кВт} \cdot \text{м} .$$

Перетин проводів по потужності визначаємо за формулою:

$$\frac{200 \sum PL}{kV^2 S} = \Delta V \leq 6\% , \text{ звідси } S = \frac{200 \sum P \cdot L}{kV^2 \Delta V} = 9,7 \text{ мм}^2 .$$

Визначається перетин проводів за силою струму. Сила струму в двухпроводної мережі визначається за формулою:

$$I = \frac{1000 P}{V \cos \varphi} = 26 \text{ А} ,$$

$$S = \frac{200 \sum L \cos \varphi}{kV^2 \Delta V} = 12 \text{ мм}^2 .$$

Враховуємо механічну міцність алюмінієвих проводів, приймаємо їх мінімальний переріз 16 мм^2 , при цьому перетин нульового проводу також 16 мм^2 .

8.8. Техніко-економічні показники календарного плану

До техніко-економічними показниками календарного плану належать:

– планована тривалість будівництва об'єкта ($T_{\text{план}}$), дн.:

$$T_{\text{план}} \leq T_{\text{норм}}$$

$$14,35 \text{ міс.} < 15 \text{ міс.}$$

де $T_{\text{норм}} = 15$ міс. нормативний термін будівництва, рекомендований СНіП

1.04.03-85.

– коефіцієнт нерівномірності руху робочих $k_{\text{нер}}$ визначається за формулою:

$$k_{\text{нер}} = \frac{N_{\text{max}}}{N_{\text{ср}}} = \frac{14}{11} = 1,27 < 1,7$$

де N_{max} – максимальна кількість робочих за графіком руху, чол .;

$N_{\text{ср}}$ – середня кількість робітників, чол .:

$$N_{\text{ср}} = \frac{Q_{\text{план}}}{T_{\text{план}}} = \frac{322363,86}{420} = 76,2$$

– питома трудомісткість q визначається за формулою:

$$q = \frac{Q_{\text{план}}}{V_{\text{ср}}} = \frac{322363,86}{107814} = 2,99$$

де $V_{\text{ср}}$ – будівельний об'єм будівлі, м³.

– коефіцієнт суміщення будівельних процесів у часі k_c визначається за формулою:

$$k_c = \frac{\sum t}{T_{\text{план}}} = \frac{94}{67} = 1,4 < 4$$

де $\sum t$ – сумарна тривалість робіт, якби вони виконувалися послідовно одна за одною.

9. ОХОРОНА ПРАЦІ

9.1. Небезпечні та шкідливі виробничі фактори при будівництві

Законодавство з охорони праці України має ряд законів, найбільш важливим з яких є Закон України "Про охорону праці" та Кодекс законів про працю України. Законодавча база також включає Закон України «Про охорону праці», «Основи законодавства України про охорону здоров'я», «Про пожежну безпеку», «Про використання ядерної енергії та радіаційну безпеку», «Про забезпечення санітарного та епідеміологічного благополуччя населення», «Про загальнообов'язкове державне соціальне страхування від нещасного випадку на виробництві та професійного захворювання, які спричинили втрату працездатності», які завершені на національному, так і міжгалузевих правил промисловості - стандартів, керівних принципів, норм, правил, статутів та інші документи, які мають силу закону, і є обов'язковими для всіх установ та службовців України.

У своїй трудовій діяльності ми використовуємо такі підзаконні акти : ДБН В.2.5-28-2006 «[Природне і штучне освітлення](#)», ДБН В.2.2-9-2009 «Громадські будинки та споруди. Основні положення», ДБН В.2.5-56:2010 «Системи протипожежного захисту», ДБН А.3.2-2-2009 «Охорона праці і промислова безпека в будівництві», ДБН В.1.2-7-2008 «Основні вимоги до будівель і споруд. Пожежна безпека».

Найважливішим завданням охорони праці на будівництві є запобігання аварій і небезпек, які можуть виникнути в процесі виробництва будівельно-монтажних робіт.

У цьому розділі розглядаються питання шкідливих факторів і потенційних небезпек, які виникають при будівництві **житлової** будівлі і заходи необхідні для безпечного проведення робіт.

Головні небезпечні та шкідливі виробничі фактори в будівництві можна поділити на:

- машини, що рухаються, та механізми, що беруть участь в процесах монтажу устаткування (ДБН А.3.2-2-2009);
- підвищена або занижена рухомість повітря (ГОСТ 12.1.005-88);
- підвищення значення напруги в електричному ланцюзі (ДБН А.3.2-2-2009);
- підвищена запиленість та загазованість повітряного середовища робочої зони;
- підвищений рівень шуму та вібрації, ультразвуку і інфразвукову;
- високі показники електрики (зокрема статичної), а також різноманітних випромінювань (електромагнітних та іонізуючих);
- підвищені показники напруженості електромагнітного та магнітного полів;
- розходження з нормативними параметрами, що характеризують мікроклімат в приміщеннях (відносна вологість повітря, температура повітря,

швидкість переміщення повітря, барометричний тиск, теплові випромінювання інфрачервоного діапазону, викликані роботою певної категорії обладнання);

- загострені частини інструментів та обладнання;
- недостатні рівні або повна відсутність природного або штучного освітлення, чи навпаки занадто висока яскравість світла (ДБН В.2.5.28-06).
- розташування робочого місця на значній висоті відносно поверхні землі (ДБН А.3.2-2-2009).

9.2. Організаційні та технічні заходи усунення небезпечних та шкідливих виробничих факторів

Відповідно до кожного окремого будівельного об'єкту повинні розроблятися індивідуальні інженерні рішення, пов'язані із забезпеченням безпечних умов виконання робіт. Дані рішення повинні відповідати обраним методам будівельного виробництва і мінімізувати негативний вплив небезпечних і шкідливих виробничих факторів.

У робочому проекті передбачені необхідні технічні заходи техніки безпеки на період виконання будівельно-монтажних робіт з будівництва об'єкту у відповідності з вимогами ДСТУ А.3.2-2-2009 «Охорона праці і промислова безпека в будівництві».

У процесі будівництва використовуються різноманітні види машин та механізмів (крани, вантажні автомобілі, підйомники, трактори, скрепери і т. д.). При монтажі будівельних конструкцій підвищується запиленість та загазованість повітря в робочій зоні. Це спричинено езультатом роботи будівельної техніки та використанням будівельних матеріалів. В зоні будівельних робіт ГДК пилу не повинна перевищувати 1 л мг/м. Дійсне значення ГДК становить 2,1 л мг/м.

Рухомість повітря – природне явище, яке впливатиме на виконання будівельних робіт. Нормативне значення швидкості вітру для теплої пори року становить 0,4 м/с, температура повітря 18- 20 °С, вологість повітря 40...60 % (згідно ГОСТ 12.1.005-88) [45]. Дійсне значення швидкості вітру для теплої пори року становить 0,55 м/с, температура повітря 27 °С, вологість повітря 50 %.

Небезпека існує також при роботі з машинами, що мають електропривод. Може відбутися ураження електричним струмом.

Для створення нормальних умов праці необхідно слідкувати за рівнем шуму. Гранично допустимий рівень шуму - 85дБ. Вібруючі 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, протишумові каски.



Рис.9.1. Навушники протишумові

Для захисту від вібрації застосовують віброзахисні рукавиці та віброзахисне взуття. Вимоги до віброзахисних рукавиць, ефективність віброзахисту та інше встановлено в ГОСТ 12.4.002-97 «Средства защиты рук от вибрации. Технические требования и методы испытаний». 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, які зайняті на вібруючому обладнанні треба через кожні 30-40 хвилин робити перерви.



Рис.9.2. Віброзахисні рукавиці

У процесі монтажу фундаментів для ущільнення ґрунту використовують вібраційні установки, тому рівень вібрації буде збільшений, але не перевищуватиме допустимого значення.

Для будівельних майданчиків і ділянок робіт передбачене рівномірне освітлення, яке повинно бути не менше 2 лм.

У процесі виконання будівельно-монтажних робіт, при недостатці природного світла передбачається електричне освітлення створене штучно.

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.

Окремим важливим фактором, з точки зору встановлення безпечних умов праці на будівельних майданчиках, є баштові та самохідні крани, через те, що вони, водночас, як визначають зовнішній вигляд конкретного об'єкту будівництва, так і є джерелом постійної небезпеки.

Надзвичайно важливим є також експлуатація та розташування машин та механізмів відносно існуючих будівель та споруд, траншей, виїмок та котлованів, місць розміщення матеріалів та конструкцій. Звичайно, потрібно враховувати взаємне розташування даних машин та механізмів відносно одне одного.

Відповідно до існуючих норм і правил визначено, що горизонтальна відстань між споруджуваними елементами будівель і споруд, конструкціями і матеріалами, що складаються, і частинами кранів повинна бути не менше 700мм при висоті від рівня землі до 2м і не менше 400мм при висотах більше 2м.

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 проходження 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.

Усі 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.

При виконанні робіт необхідно чітко слідувати техніці безпеки. Перед початком робочої зміни робітники повинні пройти інструктаж щодо техніки безпеки. Інструктаж проводиться майстром. Контроль за дотриманням необхідних заходів щодо техніки безпеки і охорони праці покладається на відповідних працівників.

Організаційні роботи та робочі місця на будівельному майданчику повинні забезпечити охорону праці робочих на всіх етапах виконання робіт.

Між виробничими небезпечними й шкідливими чинниками досить важко провести відповідну межу. Один і той же виробничий чинник за природою своєї дії може одночасно належати до різних класифікаційних груп. Наприклад, виробничий пил залежно від походження та інших характеристик може спричинити легеневий фіброз або травмування очей або інших ділянок тіла; іонізуюча радіація може викликати променеву хворобу або спричинити променеве смертельне ураження («смерть під променем»); шум може бути причиною професійного невриту або слухової травми і т. ін.

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 в 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.

Розрахунок прожекторного освітлення будівельного майданчика

Освітленість на робочих місцях повинна відповідати характеру зорової роботи. Збільшення освітленості робочих поверхонь покращує умови бачення об'єктів, підвищує продуктивність праці.

Повинна виконуватися умова досить рівномірного розподілу яскравості світла на робочій поверхні, так як при нерівномірній яскравості в процесі роботи око змушене переадаптовуватись, що веде до стомлення зору.

Так само не повинно бути блиску, яка викликає порушення зорових функцій. Саме для нормальної роботи на будмайданчику слід визначити потрібну кількість прожекторів, для роботи в нічний час.

Орієнтоване число прожекторів знаходиться за формулою:

$$N = m E_n k A / P_l , \text{ де}$$

m - коефіцієнт, що враховує світлову віддачу джерела світла, ККД прожекторів і коефіцієнт використання світлового потоку;

E_n - нормована освітленість горизонтальних поверхонь, [лк];

k - коефіцієнт запасу;

A - освітлювана площа, [м²];

P_l - потужність лампи, [Вт];

Для нашого будмайданчика показники становлять:

$m = 0,3$ для ламп розжарювання;

$E_n = 2$ лк у відповідності СН 81-70;

$k = 1,7$ для прожекторів з лампою розжарювання;

$A = 6460$ м²;

$P_l = 500$ Вт .

Звідси кількість прожекторів становитиме:

$$N = 0,3 \times 2 \times 1,7 \times 6460 / 500 = 13,17 \text{ (прожекторів)}$$

Приймаємо з умови геометричної схеми будівельного майданчика: 14 прожекторів типу ПЗС – 35 з 6 лампами розжарювання Г– 500, потужністю 500 Вт.

Параметри установки прожектора:

висота встановлення $h = 15$ м, кут нахилу прожекторів $\theta = 15^\circ$, кут між оптичними осями прожекторів $\tau = 15^\circ$.

Мінімальна висота установки прожекторів над освітлюваною поверхнею за ДБН В.2.5-28-2006 для даного типу прожекторів дорівнює при нормованій освітленості $E_n = 2$ лк і мінімальній силі світла 50 кКД (кілокандел) дорівнює 14 м.

Таблиця 9.1

Параметри прожектора

Прожектор	Лампа	Мах. сила світла, кКД	Мах. допустима висота встановлення прожектора, м (при нормованій освітленості 2 лк)				
			0,1	1	2	3	5
ПЗС - 35	Г - 500	50	22	18	14	13	11

Приймаємо інвентарну мачту висотою 20 м.

Для рівномірного освітлення будівельного майданчика встановлюємо 4 щогли в чотирьох кутах будівельного майданчика.

Висота установки прожектора на мачті:

$$h = (J_{max} / 300) , \text{ де}$$

J_{max} - максимальна сила світла, [кКД] ; $J_{max} = 50$ кКД

$$h = (50\ 000 / 300) = 15,3 \text{ м}$$

Оптимальний кут нахилу прожекторів до горизонтальної поверхні - 15%.

9.3. Забезпечення пожежної і вибухової безпеки

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

Відповідно до ДБН В.1.2-7-2008 передбачено три основні системи по забезпеченню пожежної безпеки об'єкта:

- запобігання пожежі;
- пожежного захисту;
- гасіння пожежі.

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.

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 ГОСТ 12.1.018-93;
- 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 ГОСТ 12.1.004-91. 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 50⁰С дорівнює або перевищує 300 кПа або критична температура яких менш 50⁰С; до рідин – речовини з температурою плавлення (каплепадіння) менш 50⁰С; до твердих – речовини з температурою плавлення (каплепадіння) від 50⁰С і 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.

10. ОХОРОНА НАВКОЛИШНЬОГО СЕРЕДОВИЩА

Всі види впливу процесу будівництва на природне навколишнє середовище можна класифікувати за наступними екологічними ознаками: вилучення з навколишнього середовища і привнесення в навколишнє середовище. Активний вплив будівництва на навколишнє природне середовище пояснюється в першу чергу тим, що всі споруджувані будівлі і споруди безпосередньо взаємодіють з багатьма елементами природного середовища. Для забезпечення цієї взаємодії доводиться в тій чи іншій мірі вдаватися до порушення сформованої природної обстановки. Джерелами впливу на екосистеми при будівництві є: нові матеріальні об'єкти, що розміщуються на будівельному майданчику; елементи основної і допоміжної технологій, функціонування яких є причиною зміни ландшафтів і забруднення навколишнього середовища; об'єкти, життєвий цикл яких пов'язаний з будівництвом або експлуатацією в майбутньому. Всі перераховані дії впливають на стійкість екосистем і знижують якість навколишнього середовища або прямо, або побічно.

10.1. Аналіз впливу техногенних чинників впливу на навколишнє середовище, від споруджуваної будівлі

У процесі взаємодії людини і природи значне місце займає будівельна діяльність, яка надає як негативний, так і позитивний, в меншій мірі, вплив на природу.

Майданчик будівництва розташовано в м. Києві. Об'єкт має наступні інженерні мережі. Каналізація - господарська в міську мережу. Водостік внутрішній. Опалення – централізоване. Вентиляція - штучна. Гаряче водопостачання - централізоване від зовнішніх мереж. Напір на воді - 20 м. Електропостачання – від зовнішньої мережі, напруга - 380/220 В. Освітлення – лампами розжарювання. Зв'язок і сигналізація - телефонні вводи.

На проєктованій території епідеміологічних та інших захворювань санітарно-епідеміологічною службою не відзначено. У процесі будівництва об'єкта використовуються: електроенергія, яка споживається від вже існуючих мереж, та вода для приготування будівельних розчинів, заправки радіаторів машин, побутових потреб будівельників від існуючих мереж.

Детальний опис майданчика будівництва викладено в архітектурно-будівельній частині диплома.

Аналізуючи об'єкти, зображені на ситуаційному плані (рис. 10.1), проведемо аналіз відповідних чинників впливу на природне та соціальне середовище згідно з ДБН А.2.2-1-2003.

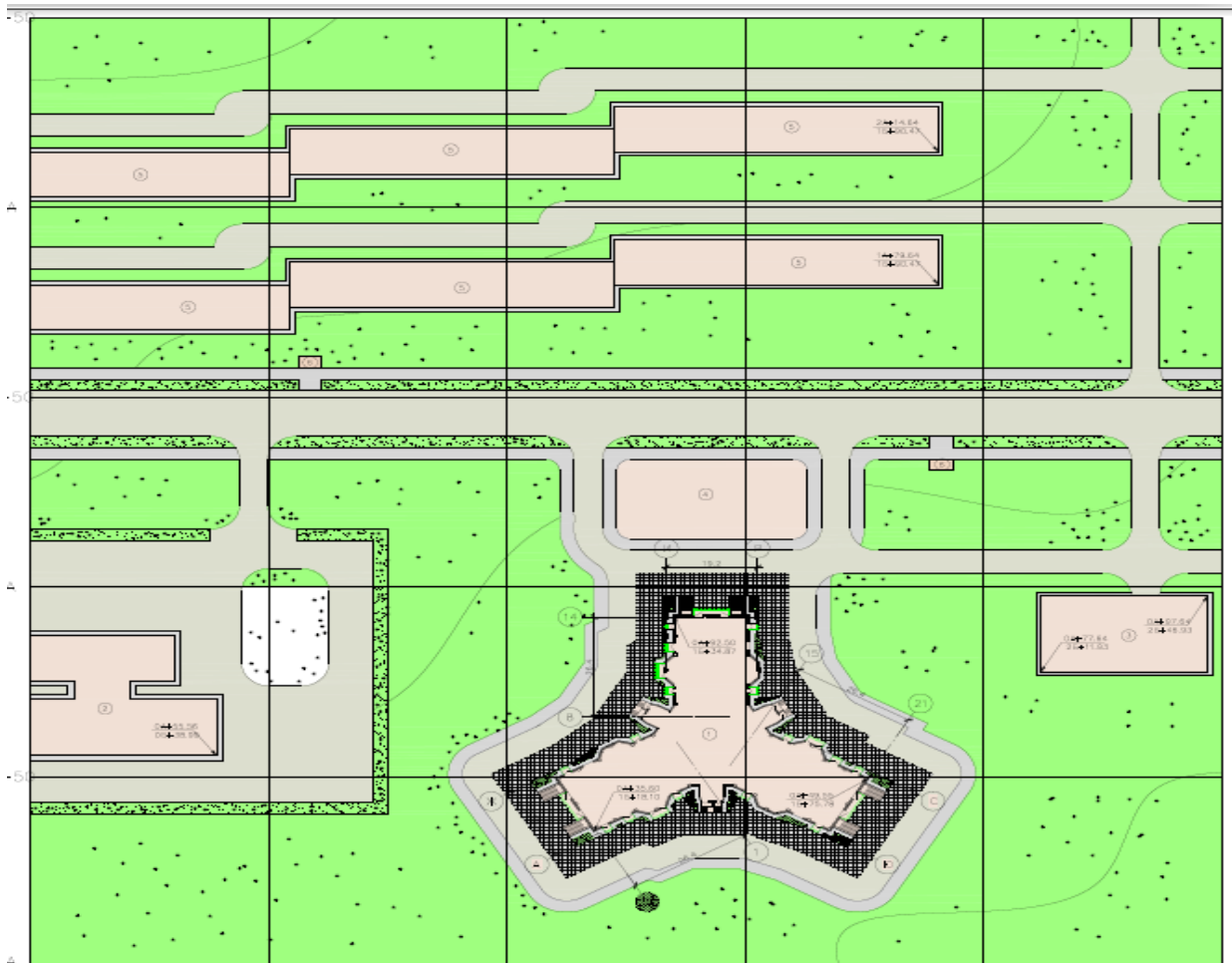


Рис. 10.1. Ситуаційна схема: 1– 24-х поверхова будівля, 2 – школа, 3 –гараж, 4 – майданчик для дітей, 5 – 9-ти поверхова житлова будівля, 6 – зупинка.

Проаналізуємо основні чинники впливу на навколишнє середовище від проєктуємого об'єкту. Антропогенний вплив будівництва різноманітний за своїм

характером і відбувається на всіх етапах будівельної діяльності – починаючи від видобутку будматеріалів і закінчуючи експлуатацією готового об'єкту.

Руїнування природного рельєфу пов'язане з виконанням земляних і водознижувальних робіт, а також з іншими роботами по влаштуванню основ фундаментів будівлі. Порушення природного рельєфу проявляється у вигляді зсувів, обвалів, провалів, ерозії, осідання місцевості. Іноді до прискорення водної ерозії призводять неправильна організація будівництва, відсутність під'їзних і внутрішньомайданчикових доріг з твердим покриттям. Нерідко території, на яких ведуться земляні роботи, перевищують площу відкритих виробіток в 10-15 разів. На цих площах назавжди руйнуються природні ландшафти, так як відновити їх вже не вдається. Для щоб зменшити ці втрати, необхідно заздалегідь обґрунтувати проведення таких робіт і планувати їх з великою ретельністю і обережністю.

Будівельні майданчики часто є джерелами забруднення ґрунту, поверхневих і підземних вод. Серйозні забруднення спостерігаються при влаштуванні котлованів, траншей, вишукувальних і буропідливних роботах, при закріпленні основ під фундаменти, наміві ґрунту, прокладці комунікацій, зведення підземних споруд, бетонних роботах, змиві забруднень з будівельних майданчиків. а докільля впливають також самі будівельні матеріали (радіоактивність, токсичність, пилоутворення), які використовуються в будівництві.

Транспортування і зберігання деяких будівельних матеріалів (цемент, розчин, бетон, хімічні розчини та інших), яке здійснюється без дотримання встановлених технічних вимог, часто призводять до забруднення поверхні ґрунту, доріг і подальшого змиву цих забруднень у водойми.

Токсичні виділення різко посилюються при гальмуванні, на малих обертах двигуна. Забруднюється повітря також при виконанні таких технологічних процесів, як термічне або хімічне закріплення, приготування розчинів. Таким чином, на багатьох будівельних майданчиках концентрація забруднень повітряного басейну досить висока.

Особливу увагу слід звернути на необхідність зниження обсягу земляних робіт на будівельних майданчиках у межах міста, так як перевезення ґрунту пов'язане з

забрудненню повітря вихлопними газами і пилом. Багато технологічних процесів у будівництві супроводжуються виділенням пилу. Виробнича пил не тільки негативно впливає на організм людини. Але й іноді погіршує виробничу обстановку (видимість) в межах робочої зони. Виробнича пил утворюється при дробленні, просіюванні бетонної суміші, при транспортуванні та розвантаженні сипучих матеріалів, при підготовці поверхні конструкцій для гідроізоляції та оздоблювальних робіт, роботі землерийних машин, неправильному зберіганні цементу, вапна.

Серьйозною проблемою при спорудженні є шум, який завдає шкоду людині і природі. Джерелами шуму на будівельних майданчиках є транспортні засоби та будівельна техніка. При виконанні робіт будівельні машини і обладнання взаємодіють з навколишнім середовищем і негативно впливають на повітряне середовище, ґрунт, біосферу, поверхню, ґрунтові води тощо. Серед обладнання слід виділити механізми для влаштування паль, які створюють шум та вібраційні процеси в шарах ґрунту, які призводять до деструктуризації природного розміщення ґрунтової основи.

Ще одним негативних фактором є вивіз будівельними машинами та механізмами на своїх колесах глини, піску на автошляхи та магістралі, що безпосередньо впливає на навколишнє середовище та стан автошляхів.

Крім того будівництво супроводжується великим обсягом будівельних відходів. Відходи вивозять на розміщені довкола міста звалища. Не допускається спалювання на будівельному майданчику відходів та залишків матеріалів. Скидати з поверхів відходи та сміття дозволяється тільки із застосуванням закритих лотків.

Окрім зведення самої 24-х поверхової будівлі, планується будівництво автостоянки біля житлової будівлі. Згідно з положень [46] вона є одним із площинних джерел викидів у повітряне середовище.

Однак саме будівництво – процес дещо швидкоплинний. Значно складніше справа йде з впливом на природу об'єктів, що є продукцією будівництва – будівель, споруд та їх комплексів урбанізованих територій. Їх вплив на природне середовище ще недостатньо вивчено, тому практично всі екологічні заходи носять рекомендаційний характер. Що ж до нинішніх результатів, то зменшується кількість

дерев, забруднюються води і ґрунти внаслідок промислових викидів та накопичення комунально-побутових відходів, відбувається запилення, газове і теплове забруднення повітря, що призводить до зміни рівня радіації, випадання опадів, зміни температур повітря, вітрового режиму, тобто до створення штучних умов на урбанізованій території.

10. 2. Розрахунок джерел викидів у навколишнє середовище

Розрахунок платежів за викиди в атмосферу пересувними джерелами

Майже всі будівельні процеси на будівельному майданчику вимагають залучення будівельних машин і пристроїв.

Згідно із Законом України «Про охоронну навколишнього природного середовища» одним із засобів охорони довкілля є стягнення плати за забруднення природного середовища і погіршення якості природних ресурсів та компенсація шкоди, заподіяної порушенням законодавства про охорону навколишнього природного середовища.

Розрахунок платежів за викиди в атмосферу забруднюючих речовин (ЗР) спецтранспортом. Річний обсяг використання дизельного пального і бензину двигунами спецтранспорту 750 т і 600 т відповідно.

Платежі за викиди ЗР в атмосферу спеціальним автотранспортом розраховують за формулою:

$$P_{en} = \sum_{i=1}^n (M_i H_{oi} K_{nac} K_{\phi}), \quad (10.1)$$

де M_i - кількість використаного пального i -го виду, т; H_{oi} - норматив збору за 1 т i -го пального, грн/т; K_{nac} - коригувальний коефіцієнт, що враховує кількість жителів населеного пункту; K_{ϕ} - коригувальний коефіцієнт, що враховує народо-господарське значення населеного пункту.

Норматив збору від дизельного пального становить $H_{oi} = 3$ грн/т, а від бензину етилованого $H_{oi} = 4$ грн/т.

Таблиця 10.1

Потреба в основних будівельних машинах

№ п/п	Найменування	Тип, марка	К-сть
1	Екксаватор	ЕО-3322	5
2	Бульдозер	ДЗ-53	4
3	Водовідливні насоси	НЦС-3, НЦС-4	2
4	Пневмотрамбовки або електротрамбовки	ТР-1, або ІЕ-4501	6, або 6
5	Катки на пневмошинах	ДУ-31	2
6	Катки гладковальцьові, вальцьові	ДУ-11	2
7	Компресор	ЗІФ-55	4
8	Бетонозмішувач	СБ-69	4
9	Бетононасос	БН 80-20	2
10	Зварювальний агрегат	АСБ-300	6
11	Зварювальний трансформатор	ТД-300	6
12	Вібратор глибинний	ІВ- 61	8
13	Бітумоплавильний котел	Д-124	2
14	Автомобіль бортовий	ЗІЛ-130	4
15	Автомобіль самоскид	КАМАЗ-5511	8
17	Стрільовий кран	КСГ-63	1

Кількість населення м. Київ становить понад 1000 тис. осіб, тому $K_{нас}=1,8$.

Коригувальний коефіцієнт, що враховує господарське значення населеного пункту складає $K_{\phi} = 1,25$.

Платежі за використання 740т дизельного пального та 600т бензина становитиме :

$$P_{en} = (740 \cdot 3 + 600 \cdot 4) \cdot 1,8 \cdot 1,25 = 10327,5 \text{ (грн)}$$

Висновок: Величина платежів за викили в атмосферу забруднюючих речовин спеціальним транспортом становить 10328 грн. Ці платежі сплачуються до Державного управління охорони природного навколишнього середовища м. Київ.

10.3. Методи і заходи захисту навколишнього середовища на будівельному майданчику

При проектуванні будівель і споруд, а також методів їх зведення необхідно прогнозувати можливі зміни навколишнього природного середовища і розробляти необхідні заходи захисту і збереження природи.

Для зниження негативного впливу на навколишнє середовище передбачається повне освоєння площадки забудови у встановлений термін.

Для охорони навколишнього середовища при виконанні будівельних робіт передбачені наступні заходи для боротьби з шумом та загазованістю на будівельному майданчику:

- Передбачається виконання робіт шумними механізмами в першу зміну;
- Для пониження шуму на будівельному майданчику виключається одночасна робота декількох машин з високим рівнем шуму.
- Використання машин та механізмів, які працюють на малотоксичному паливі;
- Постійна підтримка двигунів внутрішнього згорання в робочому стані (регулювання, яке забезпечує найбільш повне згорання палива);
- Робота в «холосту» двигунів машин на будівельному майданчику забороняється;
- Механізми, що працюють на будмайданчику, періодично проходять перевірку на токсичність;
- Застосовуються агрегати для зварювання лише на електричному живленні;
- Миття машин відбувається за допомогою системи оборотного водопостачання «Кристалл» (рис. 10.2). Після відокремлення глинистих частинок, мулу, пилу відбувається збирання цих часточок до окремого відсіку який влаштовується безпосередньо під стоянкою машини для сміття. Далі відбувається висихання та вивезення сміття на спеціальні звалища.

Для запобігання надлишкової запиленості повітря при виробництві земляних робіт необхідно передбачити періодичне зволоження ґрунту в період його розробки

механічними способами. Пилоподібні матеріали: цемент, вапно, гіпс - зберігаються тільки в закритих ємностях. На будівельному майданчику проводиться повна інвентаризація зелених насаджень з подальшою вибірковою їх вирубкою.

При проведенні робіт при будівництві відбувається зняття верхнього родючого шару ґрунту з наступним його складуванням для використання в благоустрої і при озелененні території. Зняття і нанесення родючого шару слід проводити, коли ґрунт знаходиться в немерзлому стані.

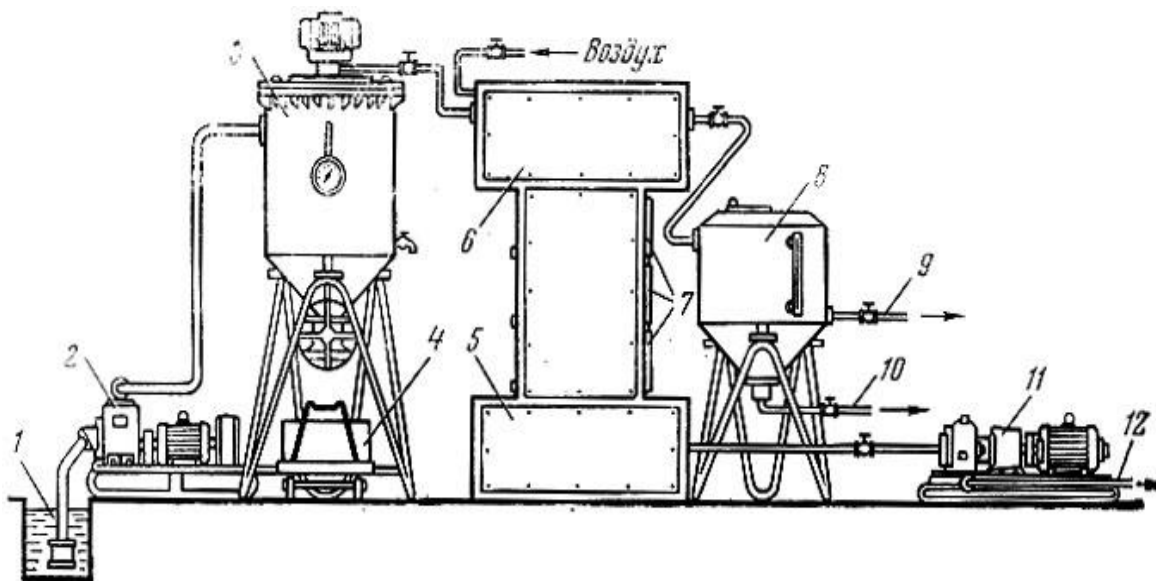


Рис. 10.2. Схема очистки стічних вод по замкнутому циклу на установці «Кристалл»

На всьому комплексі при рекультивації порушених земель передбачені заходи щодо захисту ґрунту від розмиву і забруднення. Масло машин і механізмів зливається в спеціальні маслоприймачі, що виключає забруднення ґрунту і загорання промаслених ганчірок - дрантя і т.д.

Забруднення водного басейну не відбувається з огляду на те, що скидання побутових і зливових стоків здійснюється в міську або дощову каналізацію.

Вертикальне планування ділянки з урахуванням відводу поверхневого стоку захистить територію будівництва від зливого підтоплення.

Для перевезення вантажів можна обмежитися існуючими дорогами, також проектом передбачено будівництво внутрішньо-майданчикових доріг на щебеневому вимощенні з екологічним покриттям "Лігнодор" (відхід целюлозно-паперової промисловості), з поливом один раз на 2 місяці. Ширина дороги 3,5-6 м, ухил доріг

не менше 10 градусів. По брівці доріг влаштовуються спеціальні канали для збору з майданчика поверхневих вод і подальшого скидання їх у каналізацію.

При будівництві комунікації прокладають безтраншейним методом. Підведення електрики до устаткування здійснюється по повітрю, кабель кріплять до тимчасових стовпів, що забезпечує екологічну прокладку комунікацій. При будівництві використовується вода з існуючого водопроводу. Марні витoki води забороняються.

При прибиранні сміття на верхніх поверхах не допускається скидання його з покрівлі або з вікон будівлі без застосування спеціальних лотків і бункерів наповнювачів.

Після закінчення прибирання території ліквідуються непотрібні насипи і виїмки, засипаються від'ємні форми рельєфу, виконуються планувальні роботи і проводиться благоустрій та озеленення земельної ділянки. На прилеглий території влаштовуємо газони з привізним чорноземом. Озеленення території здійснюється гідро-емульсійним посівом насіння трави поливальними машинами.

При виробництві будівельних робіт можливі наступні відходи: залишки бетону, цемент, щебінь, пісок, гравій, арматура, деревина та ін..

При наявності відходів піску проектом передбачено використання його для зворотної засипки котловану і при благоустрої території. Будівельне сміття, що залишилося вивозиться на міське звалище для подальшої утилізації, або використовується при вертикальному плануванні при благоустрої майданчика забудови. Вивезення відходів здійснюється будівельною підрядною організацією.

Гравій та щебінь, що залишився вивозиться для подальшого використання на інших об'єктах, що будуються.

Залишки арматури будуть використані у вигляді коротишів, захоплень або відправлені на утилізацію (повторну переплавку) на найближчий завод залізобетонних конструкцій.

Пиломатеріали, що підлягають подальшому використанню, вивозимо на деревообробний завод для виготовлення ДСП, ДВП, фіброліту.

Після завершення будівельних робіт, проводиться впорядкування території: повернення на ділянку будівництва ґрунту і озеленення.

Перед здачею об'єкту передбачений ремонт і бетонування покриття постійних доріг, використовуваних на період будівництва.

10. 4. Висновок

У розділі було розглянуто основні чинники впливу процесу будівництва та вже готових будівель і споруд на оточуюче середовище. Було визначено, що будівництво несе значні зміни в повітряне і водне середовище, різко і негативно впливає на стан ґрунтів ділянки будівництва, змінює рослинний покрив та режим випаровування вологи. Джерелом впливу на компоненти навколишнього середовища також виявляються будівельні механізми і техніка. При виконанні будівельно-монтажних робіт можливе забруднення ґрунтів, підземних вод будівельними і побутовими відходами.

Виходячи з виконаних розрахунків та оцінки впливу процесу експлуатації об'єкта на атмосферне повітря, ґрунти, водне середовище було запропоновано ряд заходів по зменшенню впливу об'єкту будівництва на навколишнє природне середовище. На проєктованому об'єкті передбачена сучасна технологія виробництва будівельних робіт, яка істотно знижує негативний вплив будівництва на природне середовище. Для запобігання забруднення земель та підземних вод при виконанні будівельно-монтажних забороняється зливання техногенних вод на території будівельного майданчика. При виконанні планувальних робіт ґрунтовий шар, придатний для подальшого використання, необхідно попередньо зняти і вивезти у спеціально відведені місця. У період згортання будівельних робіт всі будівельні відходи необхідно вивозити з території для подальшої утилізації та проводити ще ряд заходів, запропонованих вище.

Непродумані технології, організації і саме виробництво робіт визначають великі витрати енергії і матеріалів, високий ступінь забруднення навколишнього

середовища. Але якщо будуть дотримані всі заходи запропоновані у проекті за розділом «Охорона навколишнього середовища», щодо зниження впливу на природне середовище, то серйозних змін стану природного середовища в районі будівництва не відбудеться.

ВИСНОВОК

Представлена дипломна робота на тему «Визначення і керування технічним станом будівель та споруд» складається з пояснювальної записки обсягом 180 сторінок, 4 додатків та 14-ти листів креслень.

Ціль дипломної роботи – теоретично дослідити як визначається і керують технічним станом будівель та споруд, а також розробка проекту каркасно-монолітного будинку з розрахунком несучих залізобетонних конструкцій .

За допомогою ПК ЛИРА 2013 було проведено розрахунок проектуємої будівлі в нелінійній та лінійній постановках, визначено відповідні напруження та побудовані графіки порівняння отриманих результатів. Після аналізу графіків було прийнято оптимальні рішення щодо конструювання житлової будинку.

Були виконані розрахунки позацентрово стиснутої колони, плити перекриття, плити покриття, балки перекриття останнього поверху та перевірена несуча здатність фундаментної плити.

Був розроблений будівельний генеральний план будівництва. Для забезпечення вантажопідйомних робіт був підібраний баштовий кран КБ-100 (3 шт.) та стріловий кран КС-3561. При складанні будгенплану були враховані вимоги щодо техніки безпеки в будівництві (огороження площадки будівництва, обмеження дії роботи крана, підводка тимчасового водопроводу до пожежного гідранта, установка первинних засобів пожежогасіння). Також у рамках технологічної частини було розроблено технологічні карти на земляні роботи та влаштування монолітного залізобетонного перекриття.

Розрахунки основних несучих конструкцій проводились за допомогою ПК ЛИРА 2013 та ПК МОНОМАХ.

Графічна частина роботи виконана в програмному комплексі AutoCAD 2013 і відповідає встановленим нормам та вимогам.

В цілому дипломна робота виконана у повному обсязі і відповідає завданню та вимогам ЄСКД.

СПИСОК ВИКОРИСТАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ

1. Безволев С.Г. Проектирование и расчеты оснований и фундаментов высотных зданий в сложных инженерно-геологических условиях / С.Г. Безволев // Развитие городов и геотехническое строительство. 2007. № 11. С. 98–118.
2. Дарков А.В. Строительная механика / А.В. Дарков, Н.Н. Шапошников // Изд. Восьмое. –СПб.: Издательство «Лань», 2005. – 656с.
3. Casciati F. An overview of structural health monitoring expertise within the European Union. In: Wu Z.S., Abe M. Structural health monitoring and intelligent infrastructure —Proceedings of the 1st International Conference on Structural Health Monitoring and Intelligent Infrastructure. Lisse, the Netherlands, Balkema. 2003, vol. 1, pp. 31–37.
4. Ko J.M., Ni Y.Q. Technology developments in structural health monitoring of large-scale bridges. Engineering Structures. Elsevier, 2005, vol. 27, no. 12, pp. 1715–1725.
5. Крыжановский А.Л. Вопросы надежности проектного решения фундаментных плит высотных зданий / А.Л. Крыжановский, О.И. Рубцов //Вестник МГСУ. 2006. № 1. С. 191-198.
6. Безволев С.Г. Проектирование и расчеты оснований и фундаментов высотных зданий в сложных инженерно-геологических условиях / С.Г. Безволев // Развитие городов и геотехническое строительство. 2007. № 11. С. 98—118.
7. Кабанцев О.В. Расчет несущих конструкций зданий с учетом истории возведения и поэтапного изменения основных параметров расчетной модели/ О.В. Кабанцев, А.В. Карлин // Промышленное и гражданское строительство. 2012. № 7. С. 33—35.
8. Рекомендации по учету ползучести и усадки бетона при расчете бетонных и железобетонных конструкций. М. : Стройиздат, 1988. 121 с.
9. Климов А.Н. Методика обработки данных системы мониторинга высотного здания / А.Н. Климов // Промышленное и гражданское строительство. 2012. № 12. С. 42-43.

10. Рудых О.Л. Введение в нелинейную строительную механику: учеб. пособие / О.Л. Рудых, Г.П. Соколов, В.Л. Пахомов; под ред. О.Л. Рудых. — М.: Издательство ассоциации строительных вузов, 1998. — 103 с.: ил.
11. ДБН В.2.6-98:2009 Бетонні та залізобетонні конструкції. Мінрегіонбуд України. Київ, 2011. — 71 с.
12. Карпенко Н.И. Общие модели механики железобетона / Н.И. Карпенко. — М.: Стройиздат, 1996. — 416 с.
13. Kovalenko G.V. Chance models and estimators of primary reability of constructions with mixed reinforcement/ G.V. Kovalenko, I.V. Dudina, E.V. Nester// European Scienceand Technology [Text]: materials of the international research and practice conference, Vol. I. Wiesbaden, January 31st, 2012 / publish in goffice «Bildungs zentrum Rodnike. V. ». — с. Wiesbaden, Germany, 2012. — 820 p. — С. 237—243.
14. Тамразян А.Г., Дудина И.В. Учет нелинейных свойств материалов при расчете конструкций со смешанным армированием // Бетон и железобетон, 2003, № 2. — с. 11—12
15. Стороженко Л.І. Єрмоленко Д.А. Лапенко О.І. Трубебетон. ПолтНТУ, 2010, - 306 с.
16. ДСТУ Н В.1.1-27:2010 Будівельна кліматологія. Мінрегіонбуд України. Київ, 2011. -123 с.
17. ДБН 360-92** Містобудування. Планування і забудова міських і сільських поселень. Держбуд України. Київ, 2002. — 136 с.
18. ДБН В.2.5-28-2006 Природне і штучне освітлення. Мінбуд України. Київ, 2006. - 96 с.
19. ДБН В.1.2-2:2006 Навантаження і впливи. Мінрегіонбуд України. Київ, 2011. -75 с.
20. ДБН В.2.2-15-2005 Житлові будинки. Основні положення. Державний комітет України з будівництва та архітектури. Київ, 2005. -36 с.

21. ДСТУ Б В.2.6-52:2008 Сходи маршеві, площадки та огорожі сталеві. Мінрегіонбуд України. Київ, 2009. -17 с.
22. ДСТУ Б А.2.4-31-2008 Водопостачання і каналізація. Зовнішні мережі. Мінрегіонбуд України, Київ, 2009. -10 с.
23. [ДБН В 2.6-31-2006 Теплова ізоляція будівель](#). Мінрегіонбуд України, Київ, 2006. -71 с.
24. ДБН А.2.1-1-2014 Інженерні вишукування для будівництва. Мінрегіонбуд України, Київ, 2014. -128 с.
25. ДБН В.2.1-10-2009 Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування. Мінрегіонбуд України. Київ, 2009. -161 с.
26. ГОСТ 19804.1-79 Сваи забивные железобетонные цельные сплошного квадратного сечения с ненапрягаемой арматурой. Конструкция и размеры. Издательство стандартов. Москва, 1980. -24 с.
27. СП 24.13330.2011 Свайные фундаменты. Актуализированная редакция СНиП 2.02.03-85, Минрегион России, Москва, 2011. -90 с.
28. ДБН В.2.2-24-2009 Проектування висотних житлових і громадських будівель. Мінрегіонбуд України. Київ, 2009. -155 с.
29. ДБН В.2.2-28:2010 Будинки адміністративного та побутового призначення. Мінрегіонбуд України. Київ, 2011. -28 с.
30. СНиП 3.05.06-85 Электротехнические устройства. Госстрой СССР. Москва, 1988. -41 с.
31. В.И. Теличенко, О.М. Терентьев, А.А. Лapidус «Технология возведения зданий и сооружений», М.: Высшая школа, 2004 – 447 с.
32. Руководство по разработке типовых технологических карт в строительстве /ЦНИИОМТПГОССТРОЯ.-М.: Стройиздат, 1986. -33с.
33. Технологія, механізація й автоматизація будівництва.//Під ред. Проф. Атаєва С.С., М; 2002, 335с.
34. ДБН В.1.2-14-2009 Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ. Мінрегіонбуд України. Київ, 2009. -43 с.

35. ДБН А.3.1-5-2009 Організація будівельного виробництва. Управління, організація і технологія. Мінрегіонбуд України. Київ, 2011. -61 с.
36. Рекомендации по технологии возведения конструкций из монолитного бетона и железобетона, М., 2007. -250 с.
37. Строительные краны. Справочник., под. общей редакцией канд. техн. наук В.П. Станевского. К.: Будівельник 1984 – 238р.
38. Рекомендации по установке и безопасной эксплуатации грузоподъемных кранов, строительных подъемников, грузоподъемных кранов-манипуляторов и подъемников (вышек) при разработке проектов организации строительства и проектов производства работ, 2004.
39. ДБН В.2.2-9-2009 Громадські будинки та споруди. Основні положення. Мінрегіонбуд України. Київ, 2010. -59 с.
40. ДБН В.2.5-56:2010 Системи протипожежного захисту. Мінрегіонбуд України. Київ, 2011. -137 с.
41. ДБН В.1.1.7–2002 Пожежна безпека об'єктів будівництва / Мінрегіонбуд України.- Київ, 2003. – 44с.
42. ДБН А.3.2-2-2009 Охорона праці і промислова безпека в будівництві. Основні положення. Мінрегіонбуд України. Київ, 2012.- 94с.
43. ДБН В.1.2-7-2008 Основні вимоги до будівель і споруд. Пожежна безпека. Мінрегіонбуд України. Київ, 2008. -30 с.
44. ДБН В.2.5-67:2013 Опалення, вентиляція та кондиціонування. Мінрегіон України. Київ, 2013.- 141 с.
45. ГОСТ 12.1.005-88 Система стандартов безопасности труда. Общие санитарно-гигиенические требования к воздуху рабочей зоны. Госстандарт СССР. Москва, 1989. -49 с.
46. ДБН А.2.2-1-2003 Склад і зміст матеріалів оцінки впливів на навколишнє середовище (ОВНС) при проектуванні і будівництві підприємств, будинків і споруд. Держбуд України. Київ, 2004. -23с.
47. Запольский А.К., Салюк А.И. Основы экологии. – К.: Вища школа, 2001. – 128с.

48. Экономика строительства : учебник / под общей ред. И.С. Степанова. — 3-е изд., доп. и перераб. — М.: Юрайт-Издат, 2007. - 620с.

49. ДСТУ Б Д.1.1-1:2013 Правила визначення вартості будівництва. Мінрегіон України. Київ, 2013. -88 с.