МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
НАЦІОНАЛЬНИЙ АВІАЦІЙНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
ФАКУЛЬТЕТ АРХІТЕКТУРИ, БУДІВНИЦТВА ТА ДИЗАЙНУ
КАФЕДРА КОМП'ЮТЕРНИХ ТЕХНОЛОГІЙ БУДІВНИЦТВА

ДОПУСТИТИ ДО ЗАХИСТУ

Завідувач випускової кафедри

_____О.І. Лапенко

"____" _____2021 р.

ДИПЛОМНА РОБОТА

(ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА)

ВИПУСКНИКА ОСВІТНЬОГО СТУПЕНЯ БАКАЛАВР

ЗА СПЕЦІАЛЬНІСТЮ 192 «БУДІВНИЦТВО ТА ЦИВІЛЬНА ІНЖЕНЕРІЯ»
ОСВІТНЬО-ПРОФЕСІЙНА ПРОГРАМА
«ПРОМИСЛОВЕ І ЦИВІЛЬНЕ БУДІВНИЦТВО»

Тема: «Житловий будинок з офісними приміщеннями в м. Сєвєродонецьк»

Виконавець: студент гр. ЦБ-405Б Добровольський Максим Ігорович_____
(студент, група, прізвище, ім'я, по батькові)

Керівник:_ к.т.н., доцент Скребнєва Світлана Миколаївна _____
(науковий ступінь, вчене звання, прізвище, ім'я, по батькові)

Консультант розділу «Охорона праці»: _____ Скребнєва С.М._____
(підпис) (ПІБ)

Консультант розділу

«Охорона навколишнього середовища»: _____ Скребнєва С.М._
(підпис) (ПІБ)

Нормоконтролер: _____ _Родченко О.В._____
(підпис) (ПІБ)

Київ 2021

НАЦІОНАЛЬНИЙ АВІАЦІЙНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
Факультет архітектури, будівництва та дизайну
Кафедра комп'ютерних технологій будівництва
Спеціальність: 192 «Будівництво та цивільна інженерія»
Освітньо-професійна програма: «Промислове і цивільне будівництво»

ЗАТВЕРДЖУЮ
Завідувач кафедри
_____О.І. Лапенко
«____» _____ 2021 р.

ЗАВДАННЯ
на виконання дипломної роботи

Добровольський Максим Ігорович
(П.І.Б. випускника)

1. Тема роботи «Житловий будинок з офісними приміщеннями в м. Сєвєродонецьк»
затверджена наказом ректора від «_30_» березня 2021р. № 513/ст.

2. Термін виконання роботи: з 24 травня 2021р. по 20 червня 2021р.

3. Вихідні дані роботи: Запроєктувати житловий будинок з офісними приміщеннями, який має збірний залізобетонний каркас. Перша ділянка в осях 1-3 має 6 поверхів, друга ділянка в осях 3-6 має - 7 поверхів, а третя ділянка в осях 6-11 має 6 поверхів.
Загальна протяжність будівлі: в осях 1-11- 48 метрів, в осях А-М 22,5м. Тип фундаментів – палі - стійки, з опиранням паль на малостиснуті грунти. Матеріал головних конструкцій – бетон класу С20/25; стрижньова арматура класу А240С, А400С, сталь Ст20.

4. Зміст пояснювальної записки:
Вступ……___
4.1. Архітектурний розділ……..___
4.2. Розрахунково-конструктивний розділ……___
4.3. Основи і фундаменти……...___
4.4. Технологія будівництва …….___
4.5. Організація будівництва……___
4.6. Охорона праці……___
4.7. Охорона навколишнього середовища……..____
Список використаної літератури……___

5. Перелік обов’язкового ілюстративного матеріалу: таблиці, рисунки, діаграми, графіки.
6. Календарний план-графік

№ з/п	Завдання	Термін виконання	Підпис керівника
1.	Розробити об’ємно-планувальні рішення будинку, архітектурно-конструктивні рішення, основні будівельні конструкції.		
2.	Виконати розрахунки залізобетонного ригеля, колони та монолітного перекриття.		
3.	Оцінити інженерно-геологічні умови майданчика, визначити глибину закладання пальових фундаментів, виконати розрахунок несучої здатності паль.		
4.	Розробити технологічну карту на бетонні роботи.		
5.	Розробити заходи з охорони праці при виконанні монтажних робіт та зазначити небезпечні і шкідливі виробничі чинники, які виникають при будівництві житлового будинку.		

7. Дата видачі завдання: «_____» _____ 2021 р.

Керівник дипломної роботи: _____ Скребнєва С.М.

Завдання прийняв до виконання: _____ Добровольський М.І

ЗМІСТ

ВСТУП……

РОЗДІЛ 1. АРХІТЕКТУРНА ЧАСТИНА……

1.1. Архітектурно-проєктувальні рішення…….

1.1.1. Характеристика місця будівництва…….

1.1.2. Генеральний план……..…….

1.1.3. Об'ємно - планувальні рішення…….

1.2. Архітектурно-конструктивні рішення…….

1.3. Теплотехнічний розрахунок зовнішніх огороджувальних конструкцій

1.3.1. Вихідні дані……..

1.3.2. Конструктивне рішення зовнішньої стіни…….

1.4.Техніко-економічні показники……

РОЗДІЛ 2. РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНА ЧАСТИНА.....

2.1. Розрахунок залізобетонного ригеля …….....

2.2. Розрахунок залізобетонної колони.....

2.3. Розрахунок монолітного перекриття.....

РОЗДІЛ 3. ОСНОВИ І ФУНДАМЕНТИ.....

3.1. Визначення глибини закладання ростверку…….

3.2. Вибір типу паль і визначення їх довжини…….

3.3. Розрахунок несучої здатності паль……..

3.4. Розрахунок кількості паль в перерізах…….

3.5. Розрахунок осідання пальового фундаменту в перерізі 2-2……

3.6. Підбір палебійного обладнання……

3.7. Розрахунок проєктної відмови паль……..

РОЗДІЛ 4. ТЕХНОЛОГІЯ БУДІВНИЦТВА.....

4.1. Технологічна карта на бетонні роботи……

4.2. Контроль якості при виконанні бетонних робіт…….

4.3. Розрахунок коштів доставки бетонної суміші……

4.4. Техніко-економічні показники…….

РОЗДІЛ 5. ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВНИЦТВА.....

5.1. Підготовка будівельного майданчика……..

5.2. Зведення підземної та наземної частини будинку…….

5.3. Геодезичне забезпечення будівництва…….

5.4. Розрахунок площ складів……...

5.5. Вибір будівельного крану……. …….

РОЗДІЛ 6. ОХОРОНА ПРАЦІ…… ……

6.1. Класифікація будівель та споруд за займистістю та вогнестійкістю…..

6.2. Методи визначення вогнестійкості будівельних конструкцій…….

6.3. Протипожежні розриви між будівлями і спорудами…….

6.4. Евакуація людей при виникненні пожеж……

6.5. Пожежна безпека на будівельному майданчику……

РОЗДІЛ 7. ОХОРОНА НАВКОЛИШНЬОГО СЕРЕДОВИЩА…….

7.1. Вплив будівельного об’єкту на навколишнє середовище…….....

7.2. Заходи і засоби зниження впливу на довкілля…….

ВИСНОВКИ……..……

СПИСОК ВИКОРИСТАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ……

ДОДАТОК 1…….……

ДОДАТОК 2…….……

ВСТУП

Основним призначенням архітектури завжди було створення необхідної для існування людини життєвого середовища, характер і комфортабельність який визначається рівнем розвитку суспільства, його культурою, досягненнями науки і техніки. Це життєве середовище, звуть архітектурою, втілюється в будинках, що мають внутрішній простір, комплекс будівель і споруд, які організовують зовнішній простір.

Більшість цивільних будівель (житлові, торговельні, дитячі, навчальні, лікувальні, видовищні) зводяться за типовими проектами. Типізація ґрунтується на відборі найбільш ефективних для даного періоду об'ємно-планувальних і конструктивних рішень, що дають найкращий економічний результат в будівництві і експлуатації будівель і забезпечують комфорт при використанні цих будівель. Типізація будівель, що утворює забудову, не виключає створення індивідуальних за своїм естетичним виглядом міських і сільських архітектурних ансамблів. Досвід вітчизняного містобудування показав, що при вмілому обліку природних особливостей місцевості, використання традиційних і сучасних оздоблювальних матеріалів і прийомів, включення окремих будинків, що зводяться за індивідуальними проектами, міські райони набувають неповторної архітектурної виразності.

Скорочення витрат в архітектурі і будівництві здійснюється раціональними об'ємно-планувальними рішеннями будівель, правильним вибором будівельних і оздоблювальних матеріалів, полегшенням конструкції, удосконаленням методів будівництва. Головним економічним резервом в містобудуванні є підвищення ефективності використання земельного ресурсу.

РОЗДІЛ 1. АРХІТЕКТУРНА ЧАСТИНА

1.1. Архітектурно-проєктувальні рішення

1.1.1. Характеристика місця будівництва

Об'єкт: Житловий будинок з офісними приміщеннями проєктується для наступних умов будівництва:

1. Ступінь вогнестійкості - II;
2. Відповідальність будівлі - II, рівень нормальний;
3. Місце будівництва - м. Сєвєродонецьк ;
4. Район будівництва – 2 кліматичний район;
5. Розрахункова зимова температура зовнішнього повітря – (-19° С);
6. Сніговий район - IV;
7. Вітровий район –III;

Місто Сєвєродонецьк розташовується в степовій зоні на сході України в долині річки Сіверський Донець і її лівої притоки річки Борової в межах заплави.

Клімат – помірно-континентальний. Літо жарке, сухе, з недостатньою кількістю опадів. Зима холодна, малосніжна, з частими відлигами.

Найхолодніші місяці – січень і лютий (середня температура мінус 6.6 градусів за Цельсієм).

Найтепліший місяць – липень (+ 22.3 градуса за Цельсієм).

Для міста характерні східні та західні вітри. Кількість опадів на рік приблизно 453 мм.

Тривалість опалювального сезону 180 днів на рік.

Максимальна глибина промерзання ґрунту 100 см.

1.1.2. Генеральний план

Житловий будинок з офісними приміщеннями запроєктований в м. Сєвєродонецьк.

На сьогодні територія під будівельний об'єкт вільна.

У проєктуванні будинку дотримані основні вимоги до архітектурно - художнього вигляду нової забудови в історично сформованому середовищі. Даний об'єкт відповідає вимогам: екологічним, санітарно-гігієнічним,

протипожежним та іншим нормам, що діють на території України, і забезпечує безпечне для життя і здоров'я людей експлуатацію об'єкта, а також прекрасно вписується в місцевий архітектурний колорит. Озеленення та благоустрій буде виконано відповідно до вимог ДСТУ Б В.2.6.-156:2010 «Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону». Будівництво нового житлового будинку з офісними приміщеннями додасть сучасний і гідний вигляд міста Сєвєродонецьк.

1.1.3. Об'ємно - планувальні рішення

Проєктований житловий будинок з офісними приміщеннями має збірний залізобетонний каркас. Перша ділянка в осях 1-3 має 6 поверхів, друга ділянка в осях 3-6 має - 7 поверхів, а третя ділянка в осях 6-11 має 6 поверхів.

Загальна протяжність будівлі: в осях 1-11- 48 метрів, в осях А-М 22,5м.

На позначці - 3.000 м. запроектована стоянка для легкових автомобілів. Вона включає в себе стоянки і технічні приміщення, має протипожежні, димозахисні металеві двері ДМП 01/60.

На позначці - 0.000 м. розташований цокольний поверх. Він включає в себе офіси зального типу, технічні приміщення і електрощитові.

На позначці - 3.000 м. знаходиться поверх під офіси, де в більшій мірі розташовуются кабінети і офіси. Для зручності є входи в офіси з обох торців будівлі.

Далі з позначки - 6.600 м. до позначки -13.200 знаходяться 3 типових житлових поверхи, вони містять 2-, 3-, 4-х кімнатні квартири.

На позначці -16.500 в осях 3-6 знаходиться останній житловий поверх який включає в себе одну 4-х кімнатну квартиру.

Тип фундаментів – палі - стійки, з опиранням паль на малостиснуті грунти - глинясті сланці.

Підвищена частина будівлі запроектована в монолітному залізобетонному каркасі. Зовнішні стіни – цегляні з утепленням вентильованим фасадом.

Малоповерхова частина будівлі з зовнішніми і внутрішніми несучими цегляними стінами з глиняної одинарної повнотілої цегли ДСТУ Б В.2.6.-

156:2010.Колони внутрішнього каркасу - збірні залізобетонні по серії 1.020-1 / 90 вип.2-1.

Ригелі - збірні залізобетонні по серії 1.020-1 / 90 вип. 3-1.

Перекриття міжповерхове - збірні залізобетонні плити по серії 1.141-1 вип. 60. 64.

Перекриття над стоянкою легкових автомобілів - залізобетонне протипожежне 1-го типу.

Перемички – збірні залізобетонні по серії 1.038.1 вип. 1,2.

Сходові марші і майданчики – залізобетонні по металевих балках і косоурам.

Стіни сходових кліток цегляні.

Перегородки – збірні з гіпсоволокнистих листів на металевому каркасі.

Ліфтові шахти – цегляні.

Покрівля – з металочерепиці листів із зовнішнім водостоком.

Вимощення – асфальтобетон, товщиною 40 мм., По шару підготовки з гравійно- піщаної суміші, товщиною 100 мм. і шириною 1м. Вимощення навколо будівлі повинна щільно прилягати до стін і мати перевищення над спланованою поверхнею з ухилом від будинку не менше 0.03 м.

1.2. Архітектурно-конструктивні рішення

Фундаменти.

Фундаменти – підземні конструкції, що сприймають навантаження від будівлі і передають їх на основи. Основою служать шари ґрунту, в даному випадку суглинок туго-пластичної консистенції, суглинок м'яко-пластичної консистенції, суглинок текучої консистенції, супісок твердої консистенції, міцні глинисті сланці. Вони розташовуються під будівлею і володіють необхідною несучою здатністю. В даному проєкті прийняті пальові фундаменти.

Стіни зовнішні.

Зовнішні стіни з глиняної повнотілої цегли товщиною 510 мм з утепленням вентильованим фасадом фірми «VENTAROCK». Як утеплювач прийняті мінераловатні плити фірми «ISOVER». Кліматичні умови несприятливо впливають не тільки на температуру всередині приміщення, але і служать фактором зносу самої будівлі. Ефект термоса, який створює вентильований фасад, дозволяє збільшити експлуатаційний ресурс будівлі. Система вентильованих фасадів «VENTAROCK» має широкий спектр кольорових і архітектурних рішень, дозволяє зробити локальний ремонт швидко і з мінімальними витратами, відсутність «мокрих» процесів дає можливість проводити роботи в будь-яку пору року. Одним з головних переваг даної системи є її економічність. При виробництві фасадів «VENTAROCK» використовують екологічну, природну сировину. Як результат, природні, а отже автентичні, кольори добре вписуються в ландшафти будь-якого міста. «VENTAROCK» - це поєднання функціональності та естетики. За рахунок невеликої ваги конструкції і легких панелей система має збільшений крок обрешітки.

Сучасні вимоги з енергозбереження огороджувальних конструкцій диктують використання сучасних технологічних матеріалів і систем, що дозволяють вирішити проблему ефективної теплозахисту будівель. Сучасні системи зовнішнього утеплення – це чітко підібрані елементи з наперед заданими властивостями, що забезпечують комфортні умови проживання або роботи всередині будівель і високі експлуатаційні характеристики матеріалів і конструкцій. Найважливішим питанням надійності і довговічності системи зовнішнього утеплення є використання ефективного теплоізоляційного матеріалу. Теплоізоляційні матеріали вироблені компанією «ISOVER» на основі базальтових гірських порід, дозволяє вирішити багато проблем пов'язані з теплозахистом і підвищенням експлуатаційних властивостей огороджувальних конструкцій. Мінераловатні плити фірми «ISOVER» дозволяють вирішити питання безперешкодної дифузії водяної пари з

внутрішнього приміщення назовні, при цьому виключаючи можливість конденсації водяної пари усередині багатошарової зовнішньої стіни.

Колони.

Колони – збірні залізобетонні, з перерізом - 300 × 300 мм. Для з'єднання з ригелями колони мають приховані консолі. Стики з'єднання здійснюють зварюванням закладних деталей.

Перекриття.

Перекриття прийняті із збірних залізобетонних панелей.

Сходи.

Сходові марші – залізобетонні по металевих балках і косоурам. Металеві елементи сходів з'єднані за допомогою зварювання.

Вікна та двері.

Вікна в житловому будинку з офісними приміщеннями пластикові, з двокамерним склопакетом. Дверні блоки – дерев'яні, укоси штукатурять складним розчином, після чого наносять емалеві склади.

Підлоги.

До підлог пред’являють ряд конструктивних, експлуатаційних, санітарно-гігієнічних і художньо-естетичних вимог, що залежать від призначення і характеру приміщення. Підлоги будь-яких приміщень повинні добре чинити опір механічних впливів (стирання, удару, продавлювання та ін.), Мати достатню твердість і пружністю, бути гладкими (але не слизькими), легко очищатися. На житлових поверхах і в кабінетах офісів по цементно-піщаної стяжки настилається ламінат. На сходових майданчиках - виконані з керамічної плитки.

Кроквяні конструкції.

Несучими конструкціями горищних покриттів в цивільному будівництві є крокви або кроквяні системи. Їх можна розділити на три види: наслонні, висячі і комбіновані. В даному проекті прийнята наслонна система. Вона являє собою ряд паралельно розташованих похилих балок (кроквяних ніг), що спираються нижнім кінцем через підкроквяні бруси на зовнішні стіни. Кроквяні ноги, підкоси, а також стійки і прогони роблять з брусів або товстих дощок. Всі

дерев'яні елементи крокв в місцях зіткнення ізолюють від кам'яної кладки шаром толю або пергаміну. Перетину кроквяних конструкцій, крок стійок і крокв прийняті конструктивно.

Покрівля.

При горищних покриттях захисна частина даху складається з покрівлі і обрешітки. Основне призначення покрівлі – захист від атмосферної вологи. Решетування служить для укладання і підтримки покрівлі, сприймає навантаження від маси покрівлі і снігу, тиск вітру і передає їх на кроквяні конструкції. Покрівля виконана з покрівельної металочерепиці, тому що її застосування більш раціонально на сьогоднішній день. Більша вартість в порівняння з іншими матеріалами окупається більшою довговічністю і меншими експлуатаційними витратами. Обрешітку під металочерепицю влаштовують з брусків – 50 × 50 мм.

Металочерепиця виготовляється з оцинкованої чи алюмінієвої бляхи, при виборі якої враховують мінімальний вплив опадів та піддання корозії. Дану бляху з обох боків покривають спеціальним кольоровим пластиком, який і захищає основний шар металочерепиці. Захисний пластик також стійкий до впливу опадів та ультрафіолетових променів сонця, завдяки цьому покрівля не вигорає на сонці та не змінює свій колір.

1.3. Теплотехнічний розрахунок зовнішніх огороджувальних конструкцій

1.3.1. Вихідні дані.

1.Район будівництва - місто Сєвєродонецьк.

2.Параметри внутрішнього повітря: температура $t_в$= 20°С, відносна вологість φ= 66%

3.Умови експлуатації зовнішніх стін - Б.

1.3.2. Конструктивне рішення зовнішньої стіни.

Зовнішні стінові огороджувальні конструкції житлового будинку складаються з двох конструктивних шарів. Перший шар (внутрішній) товщиною 510 мм - з повнотілої червоної глиняної цегли щільністю 1800 кг / м^3. Другий шар товщиною 100 мм – утеплювач плита фірми "ISOVER" щільністю 35 кг / м^3. Конструктивні шари пов'язані між собою зв'язками. Із зовнішнього боку до стінового огородження кріпиться фасадна панель товщиною 15 мм. Між утеплювачем і фасадної панеллю повітряний прошарок, товщиною 50 мм (фасадна панель і повітряний прошарок в розрахунку утеплювача не враховується).

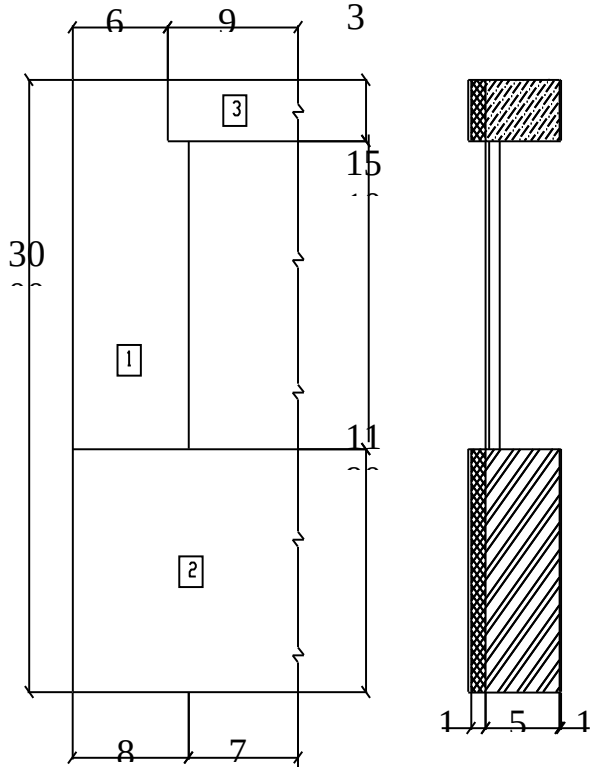

Рис. 1.1. Конструкція зовнішньої стіни

Таблиця 1.1

Характеристики матеріалів

Найменування матеріалів	Товщина шару, м	Щільність матеріалу в сухому стані	Коефіцієнт теплопровідності λір Вт/(м*К)
1. Мінераловатна плита фірми “ISOVER”	0,1	35	0,035
2. Червона повнотіла цегла	0,51	1800	0,81

Необхідний опір теплопередачі огороджувальної конструкції R_0 розраховують за формулою (2), ДСТУ Б В.2.6-189:2013 «Методи вибору теплоізоляційного матеріалу для утеплення будівель».

$$R_0 = \frac{1}{\alpha_в} + \sum \frac{\delta_i}{\lambda_{ip}} + \frac{1}{\alpha_з};$$

$\alpha_в, \alpha_з$ – коефіцієнти тепловіддачі внутрішньої та зовнішньої поверхонь огороджувальної конструкцій, Вт/(м^2 × К), які приймають згідно з додатком Б;

δ_i – товщина і-го шару конструкції, м;

λ_{ip} – теплопровідність матеріалу і-го шару конструкції в розрахункових умовах експлуатації, Вт/(м^2 × К);

Згідно ДБН В.2.6-31:2016 «Теплова ізоляція будівель», таблиця 3, $R_{q\ min}$ = 3.3 м^2 × К/Вт;

Значення термічного опору огороджувальної конструкції(зовнішньої стіни):

$$R_0 = \frac{1}{\alpha_в} + \sum \frac{\delta_i}{\lambda_{ip}} + \frac{1}{\alpha_з} = \frac{1}{8,7} + \frac{0,51}{0,81} + \frac{\delta_i}{0,035} + \frac{1}{23};$$

$$3,3 = 0,79 + \frac{\delta_i}{0,035};$$

$$\delta_i = 0,09 \text{ м}.$$

Приймаємо товщину шару утеплювача зовнішньої стіни 0,1 м.

Таблиця 1.2

Розрахунок приведеного опору теплопередачі горищного перекриття

Матеріал	Товщина шару, м	Щільність матеріалу в сухому стані	Коефіцієнт теплопровідності λір Вт/(м*К)
Стяжка цементна	0,01	1400	0,7
Керамзит	0,5	1000	0,15
Пароізоляція	0,005	-	0,17
З/Б плита	0,22	2500	2,04
Штукатурка	0,01	-	0,87

Необхідний опір теплопередачі огороджувальної конструкції R_0 розраховують за формулою (2), ДСТУ Б В.2.6-189:2013 «Методи вибору теплоізоляційного матеріалу для утеплення будівель».

$$R_0 = \frac{1}{\alpha_в} + \sum \frac{\delta_i}{\lambda_{ip}} + \frac{1}{\alpha_з};$$

$\alpha_в, \alpha_з$ – коефіцієнти тепловіддачі внутрішньої та зовнішньої поверхонь огороджувальної конструкцій, Вт/(м^2 × К), які приймають згідно з додатком Б;

δ_i – товщина і-го шару конструкції, м;

λ_{ip} – теплопровідність матеріалу і-го шару конструкції в розрахункових умовах експлуатації, Вт/(м^2 × К);

Згідно ДБН В.2.6-31:2016 «Теплова ізоляція будівель», таблиця 3, $R_{q\ min}$ = 3.3 м^2 × К/Вт;

Значення термічного опору огороджувальної конструкції(горищного перекриття):

$$R_0 = \frac{1}{\alpha_в} + \sum \frac{\delta_i}{\lambda_{ip}} + \frac{1}{\alpha_з} = \frac{1}{8,7} + \frac{0,01}{0,7} + \frac{\delta_i}{0,15} + \frac{0,005}{0,17} + \frac{0,22}{2,04} + \frac{0,01}{0,87} + \frac{1}{23};$$

$$3{,}3 = 0{,}32 + \frac{\delta_{\text{і}}}{0{,}15};$$

$$\delta_{\text{і}} = 0{,}45 \text{ м}.$$

Приймаємо товщину шару утеплювача в горищному перекритті 0,5 м.

1.4.Техніко-економічні показники

Економічні показники житлових будинків визначають їхні об’ємно-планувальними і конструктивними рішеннями, характером і організацією санітарно-технічного обладнання. Важливу роль відіграє запроєктована в квартирі співвідношення житлової і підсобної площ, висота приміщення, розташування санітарних вузлів і кухонного обладнання. Проєкти житлових будинків характеризують такі показники:

- Будівельний об'єм ($м^3$), (в т.ч. підземну частину) – 18090,18;
- Площа забудови ($м^2$) – 1012,17;
- Житлова площа ($м^2$) – 1297,55;
- Загальна площа ($м^2$) – 4799,99;
- К1 відношення житлової площі до загальної площі, характеризує раціональність використання площ
- К2 відношення будівельного об’єму до загальної площі, характеризує раціональність використання обсягу.

Будівельний об’єм надземної частини житлового будинку визначають як добуток площі горизонтального перетину на рівні першого поверху вище цоколя на висоту, виміряну від рівня підлоги першого поверху до середини висоти мансардного поверху. Будівельний об'єм підземної частини будівлі визначають як добуток площі горизонтального перерізу по зовнішньому обводу будинку на рівні першого поверху, на рівні вище цоколя, на висоту від підлоги підвалу до підлоги першого поверху. Будівельний об'єм тамбурів, лоджій, що розміщується в габаритах будівлі включається в загальний обсяг.

Загальний обсяг будівлі з підвалом визначається сумою обсягів його підземної і надземної частин. Площа забудови розраховують як площа горизонтального перерізу будівлі на рівні цоколя, включаючи всі виступаючі частини, які мають покриття (ганок, веранди, тераси).

РОЗДІЛ 2. РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНА ЧАСТИНА

У дипломній роботі пропонується два варіанти міжповерхових перекриттів:

- Збірні;

- Монолітні.

Конструктивні схеми перекриттів збірного і монолітного виконання дуже різноманітні, тому перекриття класифікують за конструктивними ознаками наступним чином:

- Балкові збірні;

- Ребристі монолітні з плитами, спертими по контуру.

Початкові дані

Перекриття та покриття запроєктовані з типових збірних пустотних залізобетонних плит з попередніми напругою арматури, що спираються на залізобетонні ригелі. Застосування збірних плит перекриттів і покриттів збільшує швидкість зведення будівель.

На кожному поверсі запроєктовані монолітні ділянки.

Прийняте рішення зменшує кількість типорозмірів плит перекриттів.

2.1. Розрахунок залізобетонного ригеля

Призначаємо попередні розміри поперечного перерізу ригеля.

Висота перерізу:

$$h = \left(\frac{1}{8}\ldots\frac{1}{12}\right)L_2 = \left(\frac{1}{8}\ldots\frac{1}{12}\right)\cdot 6000 = 450 \text{ мм};$$

Ширина перерізу ригеля:

$$b = (0{,}3\ldots 0{,}5)h = (0{,}3\ldots 0{,}5)\cdot 450 = 200 \text{ мм};$$

Обчислюємо розрахункове навантаження на 1 м довжини ригеля. Навантаження на ригель від плит перекриттів рівномірно розподілена. Ширина вантажної смуги на ригель дорівнює кроку колон в поздовжньому напрямку будівлі - 6м.

Таблиця 2.1.

Навантаження на 1м^2 перекриття

Види навантажень	Нормативні. навантаження кН/м^2	Коеф. надійності за навантаженням	Розрахункове навантаження кН/м^2
Постійні: Від ваги плити (δ=0,12м, ρ=25кН/м^3) керамічна плитка цементно-піщана стяжка (δ=0,03м,ρ=18кН/м^3)	 0,12×25=3 0,01×18=0,18 0,03×18=0,54	 1,1 1,1 1,3	 3,3 0,198 0,702
Разом: Тимчасова Разом:	3,72 1,5 5,22	 1,3	4,2 1,95 6,15

Постійне навантаження на ригель дорівнює:

–від перекриття (з урахуванням коефіцієнта надійності за призначенням будівлі): 4,2 × 6 ×0,95 = 23,94 кН / м;

–від ваги ригеля (0,2 х 0,45 м; ρ = 25 кН / м^3,(з урахуванням коефіцієнта надійності і): 0,2 × 0,45 × 25 × 1,1× 0,95 = 2,35 кН / м;

разом: g = 23,94 + 2,35 = 26,29 кН / м.

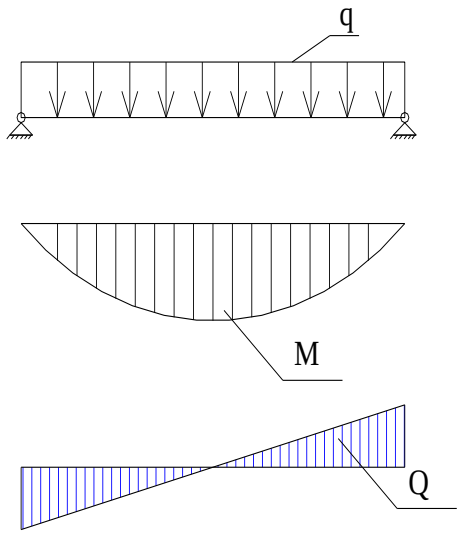

Рис.2.1. Розрахункова схема

Тимчасове навантаження (з урахуванням коефіцієнта надійності за призначенням будівлі): v = 1,95 × 0,95 × 6 = 11,12 кН / м.

Повне навантаження: $q = g + v = 26,29 + 11,12 = 37,41$ кН/м.

Розрахункова схема конструкції – вільно оперта балка, завантажена рівномірно розподіленим навантаженням від плит перекриття.

Визначаємо розрахункові зусилля балки:

- Згинальний момент:

$$M = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{37,41 \times 5,56^2}{8} = 144,56\text{кНм};$$

- Розрахункова поперечна сила:

$$Q = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{37,41 \times 5,56}{2} = 103,99\text{кНм}.$$

Розрахунковий проліт балки при закріпленні її на консолі колон:

$l_0 = l - h_{col} = 6 - 0,4 = 5,6$ м,

де h_{col} –розмір поперечного перерізу колони.

Характеристики бетону і арматури для ригеля.

Бетон важкий: С16/20, $\gamma_{b2} = 0,9$, $f_c = 11,5 \times 0,9 = 10,35$МПа, $f_{ct} = 0,9 \times 0,9 = 0,81$МПа.

Поздовжня робоча арматура класу А500С, $f_s = 365$МПа. За додатком IV.2. для елемента з бетону класу С16/20 з арматурою класу

А 500С при $\gamma_{b2} = 0,9$ знаходимо $\alpha_R = 0,431$ і $\xi_R = 0,628$.

Розрахунок міцності ригеля по перетинах, нормальним до повздовжньої осі. Переріз в прольоті:

М = 144,56 кНм;

h = 450 - 60 = 390 мм.

Підбір поздовжньої арматури виробляємо згідно п.3.18 «Посібник з проектування бетонних і залізобетонних конструкцій з важких і легких бетонів без попередньої напруги арматури».

Обчислюємо: $\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{144,56 \cdot 10^6}{10,35 \cdot 200 \cdot 390^2} = 0,423 < \alpha_R = 0,431$,

отже стиснутої арматури не потрібно.

За додатком IV при $\alpha_m = 0{,}423$ знаходимо $\varsigma = 0{,}695$, тоді необхідну площу розтягнутої арматури визначаємо за формулою:

$$A_s = \frac{M}{R_s \varsigma h_0} = \frac{144{,}56 \cdot 10^6}{365 \cdot 0{,}695 \cdot 390} = 1461{,}18 \text{ мм}^2;$$

Приймаємо:3Ø25 А 500С ($A_s = 1473$ мм^2).

Монтажну подовжню арматуру приймаємо: 2Ø12 А240С ($A_s = 226$ мм^2).

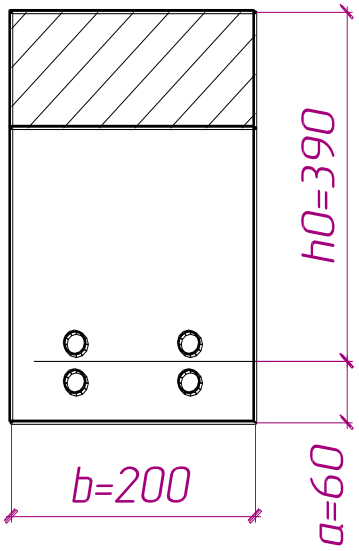

Рис. 2.2. Переріз в прольоті

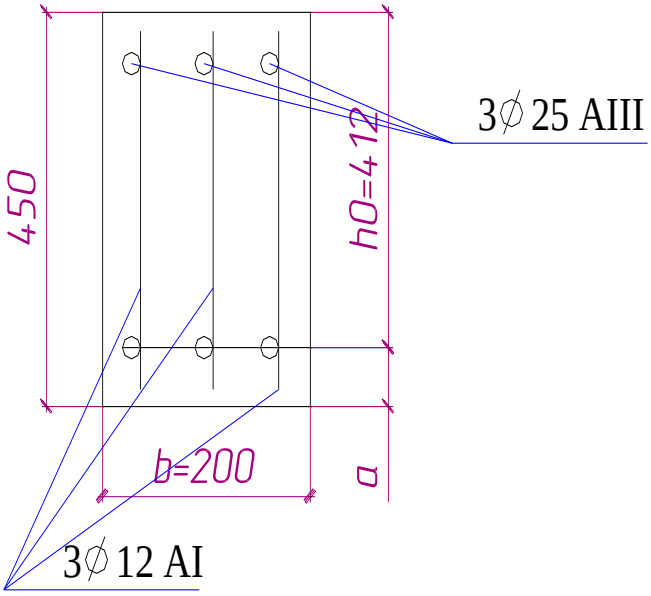

Рис. 2.3. Розрахунковий переріз

Розрахунок міцності ригеля по перерізах, похилим до поздовжньої осі.

Виконаємо розрахунок міцності найбільш небезпечного перерізу балки на дію поперечної сили у опори. За додатком II з умови зварюваності приймаємо

поперечні стрижні діаметром 8 мм класу А – 240С ($R_{sw} = 175$ МПа, $E_s = 210000$ МПа), число каркасів - три ($A_{sw} = 151$ мм^2). Призначаємо максимально допустимий крок поперечних стержнів $s = 150$ мм відповідно до вимог.

Поперечна сила на опорі $Q_{\max} = 103{,}99$ кН, фактична рівномірно розподілене навантаження $q_1 = 37{,}41$ кН/м

Перевіряємо міцність похилій смуги на стиск за умовою (72):

$Q \le 0{,}3\varphi_{w1}\varphi_{b1}R_b bh_0$, де

$\varphi_{w1} = 1 + 5\alpha\mu_w < 1{,}3$

$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{210000}{27000} = 7{,}78$

$\mu_w = \frac{A_{sw}}{bs} = \frac{151}{200 \cdot 150} = 0{,}005$

$\varphi_{w1} = 1 + 5 \cdot 7{,}78 \cdot 0{,}005 = 1{,}19 < 1{,}3$

φ_{b1}-визначається за формулою:

$\varphi_{b1} = 1 - \beta R_b$,

Де β - - коефіцієнт застосовується для важкого бетону рівним 0,01

$\varphi_{b1} = 1 - 0{,}01 \cdot 10{,}35 = 0{,}897$

$Q = 0{,}3 \cdot 1{,}19 \cdot 0{,}897 \cdot 10{,}35 \cdot 200 \cdot 412 = 273{,}1$ кН$> Q_{\max} = 103{,}99$ кН

Таким чином, міцність похилій смуги ребра балки забезпечена.

Міцність похилого перерізу по поперечній силі перевіряємо за формулою : $Q \le Q_b + Q_{sw}$.

Визначаємо величиниM_b и q_{sw}:

$M_b = \varphi_{b2}(1 + \varphi_f)R_{bt} bh_0^{\,2} = 2 \cdot 0{,}81 \cdot 200 \cdot 412^2 = 54{,}99$ кНм,

де φ_f – коефіцієнт, що враховує вплив стислих полиць в таврових і двотаврових елементах;

φ_{b2} – коефіцієнт, що враховує вплив виду бетону для важкого бетону приймається рівним 2;

У згинальних елементах, в яких поперечна арматура встановлюється з розрахунку повинна виконуватися умова:

$$q_{sw} > \frac{Q_{b,\min}}{2h_0}$$

q_{sw} –зусилля в хомутах на одиницю довжини елемента в межах похилого перерізу;

$$q_{sw} = \frac{R_{sw}A_{sw}}{s} = \frac{175 \cdot 151}{150} = 176{,}17 \text{ Н/мм}$$

Визначимо значення$Q_{b,\min}$:

$$Q_{b,\min} = \varphi_{b3}\left(1 + \varphi_f + \varphi_n\right)R_{bt}bh_0,$$

де φ_{b3} – коефіцієнт, для важкого бетону приймається рівним 0,6;

$$Q_{b,\min} = 0{,}6 \cdot 1 \cdot 0{,}81 \cdot 200 \cdot 412 = 40{,}05 \text{ кН}$$

$$\frac{Q_{b,\min}}{2h_0} = \frac{40{,}05}{2 \cdot 0{,}41} = 48{,}84 \text{ кН/м} < q_{sw} = 176{,}17 \text{ Н/мм},$$

Отже, значення M_b не коректуємо.

Згідно п.3.32 визначаємо довжину проекції небезпечного похилогоПерерізу с.Так як $0{,}56q_{sw} = 0{,}56 \cdot 176{,}17 = 98{,}65 \text{ Н/мм} > q_1 = 37{,}41 \text{ кН/м}$ То значення з визначаємо за формулою: $c = \sqrt{\frac{M_b}{q_1}} = \sqrt{\frac{54{,}99}{37{,}41}} = 1{,}21$ м

Оскільки $\left(\frac{\varphi_{b2}}{\varphi_{b3}}\right)h_0 = \left(\frac{2}{0{,}6}\right) \cdot 0{,}41 = 1{,}36$ м> с = 1,21 м,то приймаємо з с = 1,21 м

Тоді $Q_b = \frac{M_b}{c} = \frac{54{,}99}{1{,}21} = 45{,}45$ кН>40,05 кН.

$Q = Q_{\max} - q_1 c$ =103,99 – 37,41 ×1, 21 =58,72 кН.

Довжина проекції похилої тріщини буде дорівнює:

$$c_0 = \sqrt{\frac{M_b}{q_{sw}}} = \sqrt{\frac{54{,}99}{176{,}17}} = 0{,}56 \text{ м}.$$

Так як $c_0 = 0{,}56$ м$< 2h_0 = 2 \cdot 0{,}41 = 0{,}82$ м, приймаємо $c_0 = 0{,}56$ м.

Тоді $Q_{sw} = q_{sw}c_0 = 176{,}17 \cdot 0{,}56 = 98{,}65$ кН.

Перевіряємо умову (75):

$$Q_b + Q_{sw} = 45{,}45 + 98{,}65 = 144{,}1\,\text{кН} > Q = 58{,}72\,\text{кН}.$$

Міцність похилого перерізу поперечної силі забезпечена.

Вимоги п.3.32 також виконуються, оскільки:

$$s_{\max} = \frac{\varphi_{b4} R_{bt} b h_0^{\,2}}{Q_{\max}}$$

Побудова епюри матеріалів виконуємо з метою раціонального конструювання поздовжньої арматури ригеля відповідно до обвідної епюр згинальних моментів.

Визначаємо згинальні моменти, що сприймаються в розрахункових Перерізах, по фактично прийнятої арматурі.

Переріз в прольоті з поздовжньою арматурою 3Ø25 А – 500С, мм^2

$$x = \frac{R_s A_s}{R_b b} = \frac{365 \cdot 1471}{10{,}35 \cdot 200} = 259{,}38 \text{ мм}$$

$$\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{259{,}38}{412} = 0{,}627 < \xi_R = 0{,}628\text{, тоді}$$

$$M = R_b R_s \left(h_0 - 0{,}5x\right) = 365 \cdot 1471 \cdot \left(412 - 0{,}5 \cdot 259{,}38\right) = 151{,}58\,\text{кНм}.$$

Переріз в прольоті з поздовжньою арматурою 2Ø25 А – 500С, мм^2

$$x = \frac{R_s A_s}{R_b b} = \frac{365 \cdot 982}{10{,}35 \cdot 200} = 173{,}15 \text{ мм}$$

$$\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{173{,}15}{412} = 0{,}42 < \xi_R = 0{,}628\text{, тоді}$$

$$M = R_b R_s \left(h_0 - 0{,}5x\right) = 365 \cdot 982 \cdot \left(412 - 0{,}5 \cdot 173{,}15\right) = 116{,}64\,\text{кНм}.$$

Користуючись отриманими значеннями згинальних моментів, графічним способом знаходимо точки теоретичного обриву стрижнів і відповідні їм значення поперечних сил.

Обчислюємо необхідну довжину анкерування обривається стрижнів для забезпечення міцності похилих перерізів на дію згинальних моментів відповідно до п.3.46.

$$W = \frac{Q}{2q_{sw}} + 5d\,,$$

де Q – поперечна сила в нормальному Перерізі, що проходить через точку теоретичного обриву;

d – діаметр обривається стержня;

Для нижньої арматури по епюрі графічним способом знаходимо поперечну силу в точці теоретичного обриву стержнів діаметром 25 мм. кН, тоді довжина анкерування буде $W_1 = \frac{Q}{2q_{sw}} + 5d = \frac{106{,}4 \cdot 10^3}{2 \cdot 98{,}2} + 5 \cdot 25 = 666{,}751$ мм

Приймаємо $W_1 = 67$ см.

2.2. Розрахунок залізобетонної колони

Проєктована будівля з неповним залізобетонним каркасом і з несучими зовнішніми цегляними стінами. Несучі елементи каркаса сприймають тільки вертикальні навантаження.

Навантаження на колони передаються ригелями. З'єднання ригеля з колоною шарнірне.

Характеристики бетону і арматури для колони.

Бетон важкий: С16/20, $\gamma_{b2} = 0{,}9$, $f_c = 11{,}5 \times 0{,}9 = 10{,}35$ МПа,

$f_{ct} = 0{,}9 \times 0{,}9 = 0{,}81$ МПа.

Приймаються переріз колони 300 х 300 мм.

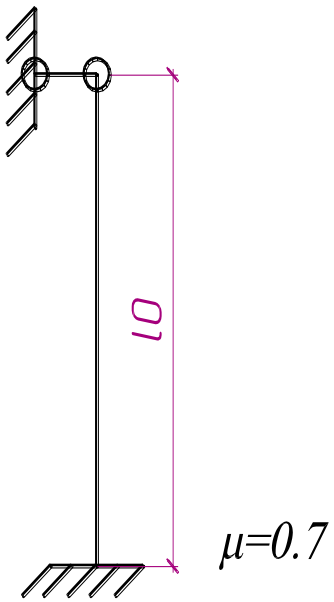

Рис. 2.4. Розрахункова схема колони

Розрахункова схема колони зображена на рис. 2.4.

Розрахункова довжина колони в межах першого поверху:

$l_{01} = (H - a)\,\mu = (3{,}3 - 0{,}15)\ 0{,}70 = 2{,}45$ м.

Розрахункові довжини колон інших поверхів рівні висоті поверху:

$l_{02} = H = 3{,}3$ м.

Вантажна площа: $A_{гр}$ = LxB= 6 × 6 = 36 м.

Таблиця 2.3.

Навантаження на колону від покриття

Види навантаження	Нормативне навантаження, кН/м^2	Коеф. надійності по навантаженню	Розрахункове навантаження кН/м^2
Постійні:			
1.Стропильні конструкції	0,15×0,1×5×36/1,2=2,25	1,1	2,475
2.Цементно–піщана стяжка	0,005×18×36=3,24	1,3	4,212
3.Утеплювач мінераловатна плита	0,21×1,5×36=11,34 0,0012×6×36=0,259	1,3 1,3	14,742 0,337
4.Пароізоляція			
5.Затирка цементно–піщаним розчином	0,005×18×36=3,24	1,3	4,212
6.Навантаження від власної. ваги плити перекриття	3×36=108	1,1	118,8
7.Навантаження від власної. ваги ригеля	0,45×0,2×25×6=13,5	1,1	14,85
Разом:	141,83		159,63
Тимчасові:			
–від горищ. перекритя	0,7×36=25,2 1,68×36=60,48	1,3	32,76 2,4×36=84,7
– снігове:	30,24		42,33
– довготривале	30,24		42,33
– кроткочасне			
Разом:			234,72
Тривале повне			277,05

.

Таблиця 2.4.

Навантаження на колону від міжповерхового перекриття

Види навантаження	Норм.навант. кН/м^2	Коеф. надійності по навантаженню	Розрахункове навантаження кН/м^2
Постійна: – від конструкції підлоги і власної ваги панелей – від власної ваги ригеля			4,2×36=151,2 4,125
Разом: Тимчасове: – на міжповерхове перекриття, в тому числі: – тривала – короткочасна	1,5×36=54 0,3×36=10,8 43,2	1,3 1,3 1,3	155,3 70,2 14,04 56,16
Разом: тривале повне			169,4 225,5

Власна вага колони:

$G = b \times h \times H \times \rho \times \gamma_f$ = 0,3×0,3×3,3×25×1,1= 8,17 кН.

Навантаження на колону першого поверху:

N= [277,05 + 225,5×5 + 8,17×6]×0,95 = 1380,89 кН

Nl =[234,72 + 169,4×5 + 8,17×6]×0,95 = 1074,2 кН

Розрахунок армування колони.

Розраховуємо колону цокольного поверху.

Розрахункові навантаження: повна – 1380,89 кН;

тривала –1074,2 кН.

Гнучкість колони: $\lambda = l_0/h$ = 2,415/0,3 = 8,05 < 20, λ=8,68 > 4.

Розраховуємо колону як умовно центрально стиснуту з урахуванням її вигину.

Визначимо розміри поперечного перерізу колони, приймаючи коефіцієнти η=1; φ=0,9:

$A = N/[\eta\varphi(R_b + \gamma_{b2}\mu^6 = 1380{,}89\times10\ ])R_{sc}\cdot /[1\cdot0{,}9(10{,}35+0{,}01\cdot365)] =$ 109594 мм².

Ми залишаємо розміри колони, спочатку прийняті b×h=300x300 мм.

Площа поперечного перерізу A = b×h =0,9×1.

Щоб визначити коефіцієнт поздовжнього вигину φ, визначимо відношенняNl/N= 1074,2 /1380,89 = 0,77 и = l_0/h= 2,415/0,3 = 8,05.

Визначаємо коефіцієнтиφ_b = 0,91

φ_{sb} = 0,915.

Знаходимо коефіцієнт φ:

φ = φ_b +2(φ_{sb} – φ_b)R_{sc} μ/()=$\gamma_{b2}R_b$ ·

= 0,91 + 2× (0,915–0,91)×365×0,01/10,35) =0,914.

Визначаємо площу робочої арматури за формулою:

A_s = $N/(\eta\times\varphi R_{sc}\cdot$ ○) – $A\times R_b\times\gamma_{b2}R_{sc}$/ = 1380890/(0,914·365) – 90000×10,35/365 = 1518,95 мм².

По сортаменту приймаємо 4 ø 22 А400СA_s = 1520 мм²> μ=A_s/(bh)= 1520/(300×300) = 0,017.

Уточнюємо значення коефіцієнтаφпри μ= 0,017: φ = 0,915.

Несуча здатність колони першого поверху дорівнює:

$N=\varphi\times[R_b$ A+$R_{sc}\times(A_s+A_s')]$ = 0,915(10,35×300×300 +365×1520) = 1399,96 кН >N=1380,89 кН, тобто міцність перерізу забезпечена.

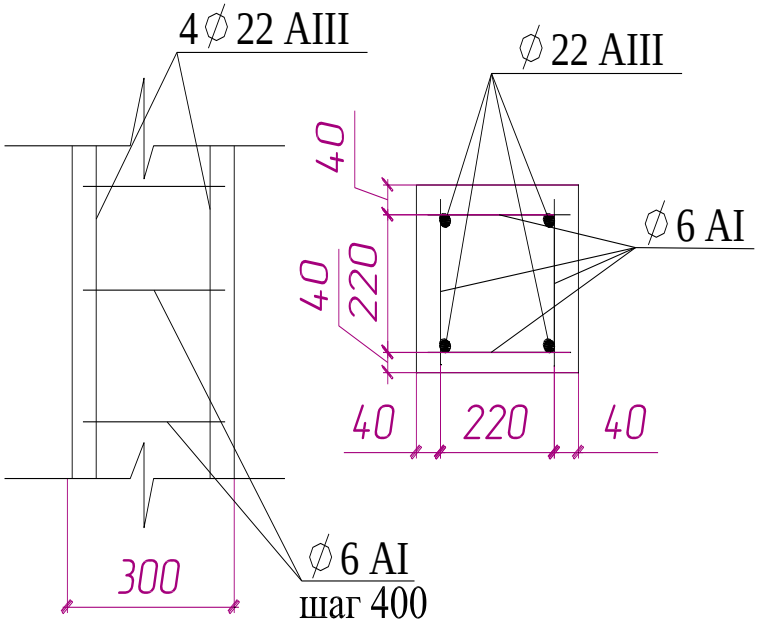

Рис. 2.5. Армування колони 1–го поверху

Поперечну арматуру в колоні конструюємо, діаметр приймаємо з умови зварювання з арматури 6 А 240С, що встановлюється з кроком s = 20⊙×d = 20⊙× 22 = 440 мм.

Приймаємо s=400 мм.

Розрахунок консолі колони

Відповідно до номенклатури консоль колони прийнята прямокутної розміром l_c x l_c = 150х150 мм..

Її арматура являє собою дві двотаврові балочки складеного перерізу, поясами яких є стрижні, а стінки виконані з листової сталі.

Конструктивне рішення консолі показано на рис. 2.6.

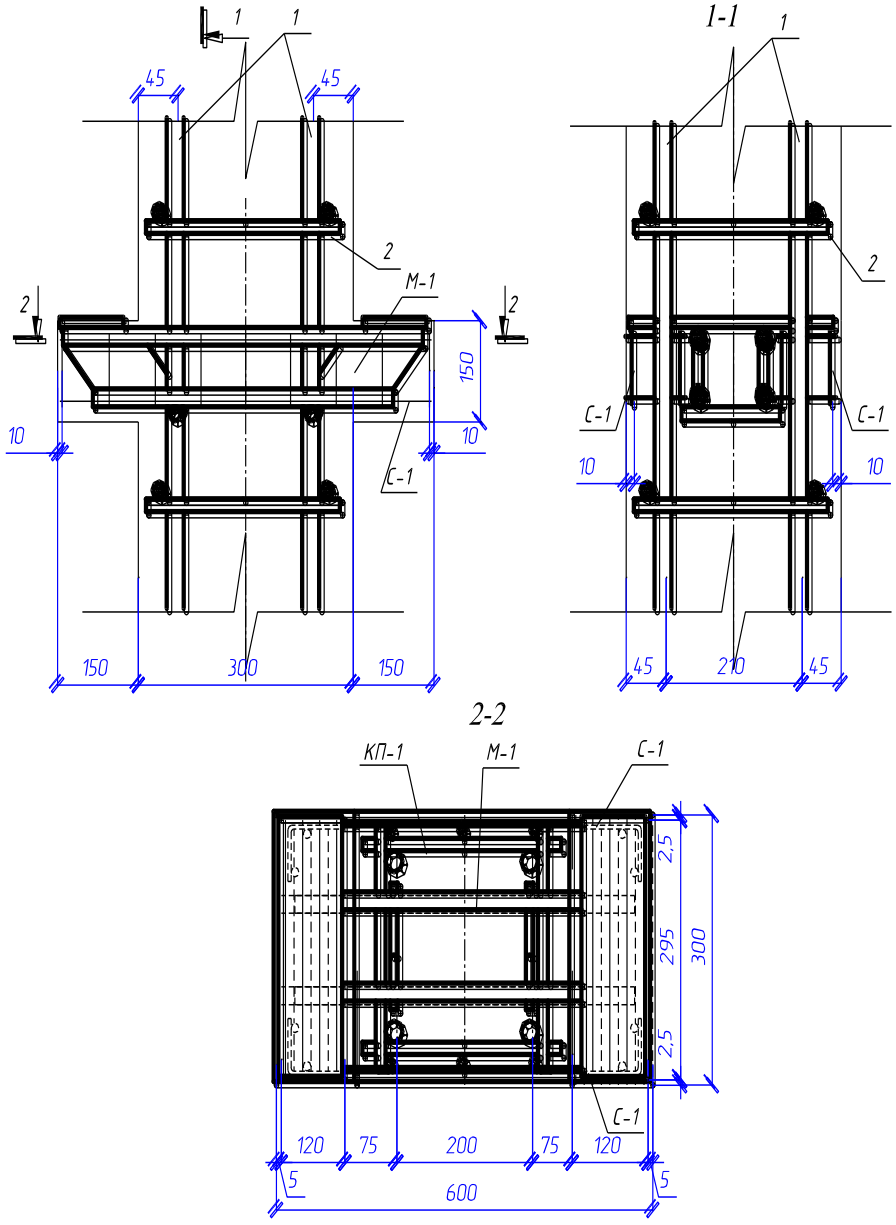

Рис. 2.6. Армування консолі колони

Через велику насичення металом консоль розраховують не як залізобетонну, а як металеву. Металева консоль – це консольна балка, що працює на вигин. Її розрахунок полягає у визначенні Перерізу поясів і стінок.

Так як стінки не наскрізні і у граней колон обриваються, в роботі Перерізу вони не братимуть участі, вигинає момент в перерізі буде сприйматися тільки поздовжніми стрижнями – полками.

Момент, що сприймається консоллю, дорівнює:

$M_c = A_s R_s z$;

де A_s – площа стрижневих поясів;

R_s – розрахунковий опір сталі;

z – плече внутрішньої пари сил, рівну відстані між осями поясних стрижнів.

Визначимо діючий на консоль вигинає момент як для коротких залізобетонних консолей:

$M_c = 1{,}25Qc$; де с – плече сили Q, тобто відстань від точки прикладання сили Qдо межі колони,

$$c = /2 + = \frac{l_c - 1{,}5}{2} + 1{,}5 = \frac{15 - 1{,}5}{2} = 8{,}25 \text{ см},$$

зазор між торцем ригеля з колоною;

Q – найбільша поперечна сила, Q= 15,35 тс.

M_c = 1,25·15,35·8,25 = 158,29 тс·см = 15,82 кНм;

Плече внутрішньої пари сил z:

$z = h_c - h_{з.с.} - \delta_{пл} - d$ = 150–25–20–20 = 85 мм,

де d= 20 ммприйнятий умовно.

Визначаємо необхідну площу поясів:

$A_s = M_c / R_s z$ = 158,2000/3400·8,5 = 5,48 $см^2$.

Приймаємо 2∅20 А400С (A_s = 6,28$см^2$). Товщину листа для стінки приймаємо конструктивно 6 мм. Двутаври між собою з'єднуються поверху заставними пластинами консолі, внизу – коротишами.

2.4. Розрахунок монолітного перекриття

Розрахунок монолітної плити затисненої з чотирьох сторін № 1.

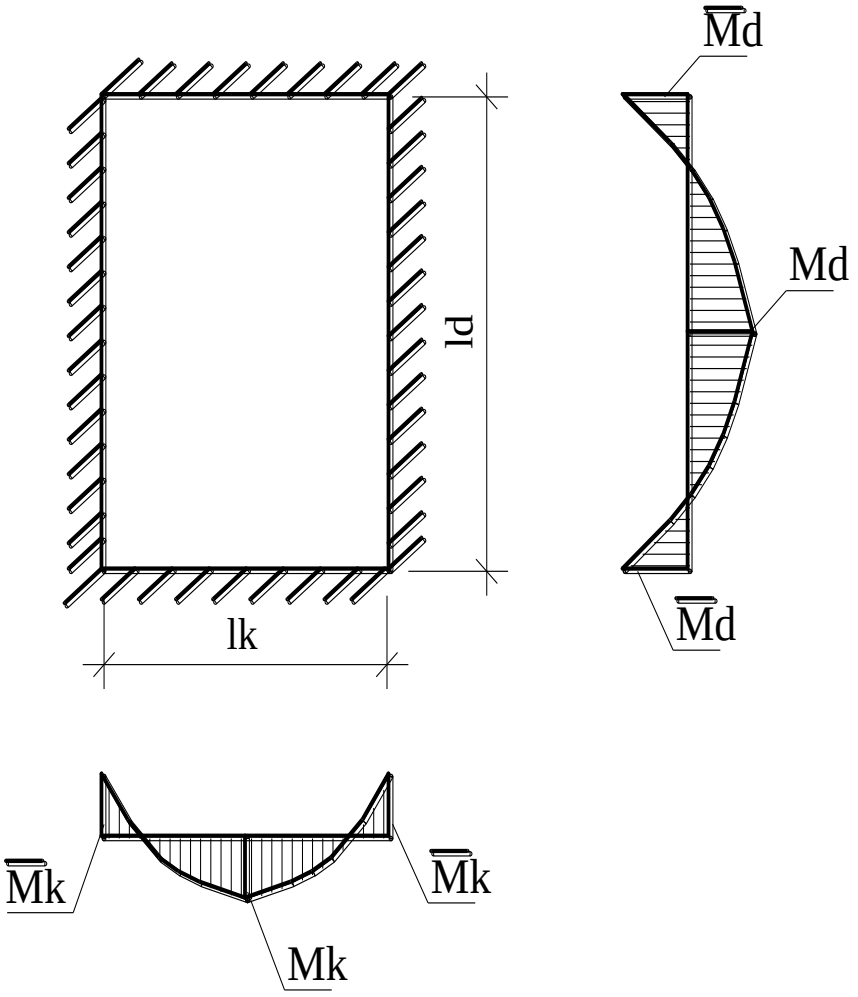

Рис. 2.7. Схеми монолітної плити, затисненої с 4–х сторін

Відношення сторін l_g/l_k= 6000/6000 = 1;

$\alpha_к$ = 0,0179; $\alpha_д$ = 0,0179; $\beta_к$ = 0,0417; $\beta_д$ = 0,0417;

Обчислити вигинающий момент на опорі згідно зі схемою защимлення по чотирьох сторонах.

$M_к = -\beta_к \times P \times l_k \times l_д = -0,0417 \times 6,15 \times 6 \times 6 = -10,52$ кН × м;

$M_д = -\beta_д \times P \times l_k \times l_д = -0,0417 \times 6,15 \times 6 \times 6 = -10,52$ кН × м;

Бетон важкий, природного твердіння, класу С 16/20, при вологості < 70%:

γ_{b2} = 0,9; $f_c = 8,5 \times 0,9 = 7,65$МПа;

h_0 = 160–20 =140мм;

$\alpha_m = M_к/(R_b \times b \times h_0^2) = 10,52 \times 10^6/(7,65 \times 6000 \times 140^2) = 0,014$;

за додатком знаходимо ζ = 0,9175,тоді необхідна площа перерізу арматури на 1м ширини Перерізу становитиме:

$A_s = M_к/(R_s \times \zeta \times h_0) = 10,52 \times 10^6/(365 \times 0,9175 \times 140) = 176,72мм^2$

Приймаємо арматуру в напрямку k, А400С ø 6(A_{sa}=198мм^2) зкроком 150мм.

Виконаємо підбір перерізу арматури в напрямку д.

$\alpha_m = M_д/(R_b \times b \times h_0^2) = 10,52 \times 10^6/(7,65 \times 6000 \times 140^2) = 0,014;$

За додатком знаходимо ζ = 0,9175, тоді необхідна площа перерізу арматури на 1м ширини Перерізу становитиме:

$A_s = M_д/(R_s \times \zeta \times h_0) = 10,52 \times 10^6/(365 \times 0,9175 \times 140) = 176,72мм^2$

Приймаємо арматуру в напрямку до, А400С діаметром 6 (ASA = 198мм2) з кроком 150мм.

Обчислюємо згинальний момент в прольоті згідно зі схемою защимлення по чотирьох сторонах.

$M_к = \alpha_к \times P \times l_k \times l_д = 0,0179 \times 6,15 \times 6 \times 6 = 4,52кН \times м;$

$M_д = \alpha_д \times P \times l_k \times l_д = 0,0179 \times 6,15 \times 6 \times 6 = 4,52кН \times м;$

Виконаємо підбір перерізу арматури в напрямку д.

$\alpha_m = M_д/(R_b \times b \times h_0^2) = 4,52 \times 10^6/(7,65 \times 6000 \times 140^2) = 0,006;$за додаткомзнаходимо ζ = 0995, тоді

$R_s A_s = M_д/(\zeta \times h_0) = 4,52 \times 10^6/(0,995 \times 140) = 51846,15Н/м$

Приймаємо сітку № 43.

Марка сітки: $\frac{5Вр1–(\times 200)+100}{6А400С–150}$ $\frac{2960 \times L}{30}$ C_1

Виконаємо підбір перерізу арматури в напрямку к.

$\alpha_m = M_к/(R_b \times b \times h_0^2) = 4,52 \times 10^6/(7,65 \times 6000 \times 140^2) = 0,006;$

за додаткомзнаходимо ζ = 0,995, тоді

$R_s A_s = M_к/(\zeta \times h_0) = 4,52 \times 10^6/(0,995 \times 140) = 51846,15Н/м$

Приймаємо сітку № 43.

Марка сітки: $\frac{4Вр1–(\times 200)+100}{8А400С–150}$ $\frac{2960 \times L}{30}$ C_1

Розрахунок монолітної плити затисненої з чотирьох сторін № 2.

Відношення сторін l_g/l_k= 6000/4000 =1,5;

$\alpha_к$ = 0,0208; $\alpha_д$ = 0,0093; $\beta_к$ = 0,0464; $\beta_д$ = 0,0206;

Обчислити вигинає момент на опорі згідно зі схемою защемлення по чотирьох сторонах.

$M_к = -\beta_к \times P \times l_k \times l_д = -0,0464 \times 6,15 \times 6 \times 4 = -7,81$ кН × м;

$M_д = -\beta_д \times P \times l_k \times l_д = -0,0206 \times 6,15 \times 6 \times 4 = -3,47$ кН × м;

Бетон важкий, природного твердіння, класу С 16/20, при вологості < 70%:

γ_{b2} = 0,9; R_b= 8,5 × 0,9 = 7,65МПа;

h_0 = 160 – 20 =140мм;

$\alpha_m = M_к/(R_b \times b \times h_0^2) = 7,81 \times 10^6/(7,65 \times 4000 \times 140^2) = 0,015$;

за додатком знаходимо ζ = 0,9158, тоді необхідна площа перерізу арматури на 1м ширини Перерізу становитиме:

$A_s = M_к/(R_s \times \zeta \times h_0) = 7,81 \times 10^6/(365 \times 0,9158 \times 140) = 83,62$мм^2

Приймаємо арматуру в напрямку до, А–400С діаметром 6 (ASA = 85мм2) з кроком 250мм.

Обчислюємо згинальний момент в прольоті згідно зі схемою защимлення по чотирьох сторонах.

$M_к = \alpha_к \times P \times l_k \times l_д = 0,0208 \times 6,15 \times 6 \times 4 = 3,5$ кН × м;

$M_д = \alpha_д \times P \times l_k \times l_д = 0,0093 \times 6,15 \times 6 \times 4 = 1,5$ кН × м;

Виконаємо підбір перерізу арматури в напрямку к.

$\alpha_m = M_д/(R_b \times b \times h_0^2) = 1,5 \times 10^6/(7,65 \times 6000 \times 140^2) = 0,0076$;

за додатком знаходимо ζ = 0,995, тоді

$R_sA_s = M_д/(\zeta \times h_0) = 1,5 \times 10^6/(0,995 \times 140) = 30521,84$Н/м

Приймаємо сітку № 33.

Марка сітки: 4Вр1–(×200)+(×100) 2940

3ВрІ–(×250)+100

Виконаємо підбір перерізу арматури в напрямку д.

$\alpha_m = M_к/(R_b \times b \times h_0^2) = 3,5 \times 10^6/(7,65 \times 4000 \times 140^2) = 0,001$;

за додатком знаходимо ζ = 1 , тоді

$R_sA_s = M_к/(\zeta \times h_0) = 4,52 \times 10^6/(0,995 \times 140) = 8538,46$Н/м ;

Сітка№ 33 з поперечною арматурою з с R_sA_S= 10650>8538,46 Н/м.

Розрахунок монолітної плити затисненої з чотирьох сторін № 3.

Відношення сторін l_g/l_k= 6000/3000 =2;

$\alpha_к$ = 0,0183; $\alpha_д$ = 0,0046; $\beta_к$ = 0,0392; $\beta_д$ = 0,0098;

Обчислити вигинає момент на опорі згідно зі схемою защемлення по чотирьох сторонах.

$M_к = -\beta_к \times P \times l_k \times l_д = -0,0392 \times 6,15 \times 6 \times 3 = -4,95$ кН × м;

$M_д = -\beta_д \times P \times l_k \times l_д = -0,0098 \times 6,15 \times 6 \times 3 = -1,24$ кН × м;

Бетон важкий, природного твердіння, класу С 16/20, при вологості < 70%:

γ_{b2} = 0,9; $f_c = 8,5 \times 0,9 = 7,65$МПа;

h_0 = 160 – 20 =140мм;

$\alpha_m = M_к/(f_c \times b \times h_0^2) = 4,95 \times 10^6/(7,65 \times 3000 \times 140^2) = 0,013$;

за додатком знаходимо ζ = 0,9175, тоді необхідна площа перерізу арматури на 1м ширини Перерізу становитиме:

$A_s = M_к/(R_s \times \zeta \times h_0) = 4,95 \times 10^6/(365 \times 0,9175 \times 140) = 50,41$мм^2

Приймаємо арматуру в напрямку до, А400С діаметром 6 (ASA = 57мм2) з кроком 200мм.Обчислюємо згинальний момент в прольоті згідно зі схемою защемлення по чотирьох сторонах

$M_к = \alpha_к \times P \times l_k \times l_д = 0,0183 \times 6,15 \times 6 \times 3 = 2,3$ кН × м;

$M_д = \alpha_д \times P \times l_k \times l_д = 0,0093 \times 6,15 \times 6 \times 3 = 1,18$ кН × м;

Виконаємо підбір перерізу арматури в напрямку д.

$\alpha_m = M_д/(R_b \times b \times h_0^2) = 1,18 \times 10^6/(7,65 \times 6000 \times 140^2) = 0,0013$;

за додатком знаходимо ζ = 0,9175, тоді

$R_s A_s = M_д/(\zeta \times h_0) = 1,18 \times 10^6/(0,995 \times 140) = 21743,84$Н/м

Приймаємо сітку № 16.

Марка сітки: 4Вр1–200 1660×LC_1

4ВрІ–200 30

Виконаємо підбір перерізу арматури в напрямку к.

$\alpha_m = M_к/(R_b \times b \times h_0^2) = 2,3 \times 10^6/(7,65 \times 4000 \times 140^2) = 0,004$;

за додатком знаходимо ζ = 1 , тоді

$R_s A_s = M_к/(\zeta \times h_0) = 2,3 \times 10^6/(0,004 \times 140) = 41071,87$Н/м

Приймаємо сітка № 41

Марка сітки: $\frac{5Bp1–(\times 200)+100}{5BpI–150}$ $\frac{2960\times LC_1}{30}$

Розрахунок монолітної плити затисненої з чотирьох сторін № 4.\

Відношення сторін l_g/l_k= 6000/2000 =3;

Значить, плита балочного типу, вважаємо як ребристу плиту.

Обчислюємо згинальний момент на опорі згідно зі схемою защемлення по чотирьох сторонах.

$M= P\times l^2 /12= 6,15\times 5,5^2/12 =–17,66$кН × м;

Обчислити вигинає момент в прольоті згідно зі схемою защемлення по чотирьох сторонах.

$M_{max}= P\times l^2(1–6\times x/l+6\times x^2/l^2)=6,15\times 5,5^2(1–6\times 5,5/2\times 5,5+5,5^2\times 6/5,5=$ 8,82 кН ×м;

Бетон важкий, природного твердіння, класу С 16/20, при вологості < 70%:

γ_{b2} = 0,9; R_b= 8,5 × 0,9 = 7,65МПа;

h_0 = 160 – 20 =140мм;

На опорі.

$\alpha_m= M/(R_b\times b \times h_0^2) = 17,66 \times 10^6/(7,65 \times 2000 \times 140^2) = 0,068$;

за додатком знаходимо ζ = 0965, тоді необхідна площа перерізу арматури на 1м ширини Перерізу становитиме:

$A_s= M/(R_s\times \zeta \times h_0) = 17,66 \times 10^6/(365 \times 0,965 \times 140) = 502,76$мм^2;

Приймаємо арматуру, А400С діаметром 12 кроком 200мм (ASA = 513мм2)

В прольоті.

$\alpha_m= M/(R_b\times b \times h_0^2) = 88,2\times 10^6/(7,65 \times 2000 \times 140^2) = 0,034$;

за додатком знаходимо ζ = 0965, тоді необхідна площа перерізу арматури на 1м ширини Перерізу становитиме:

$A_s= M/(R_s\times \zeta \times h_0) = 17,66 \times 10^6/(365 \times 0,965 \times 140) = 145,74$ мм^2

Приймаємо арматуру, А400С 2 ø 10 кроком 200мм (ASA = 157мм2)

Розрахунок монолітної плити, затисненої з чотирьох сторін № 5.

Відношення сторін l_g/l_k=3000/3000 = 1;

$\alpha_к$= 0,0179; $\alpha_д$ = 0,0179; $\beta_к$ = 0,0417; $\beta_д$ = 0,0417;

Обчислити вигинає момент на опорі згідно зі схемою защемлення по чотирьох сторонах.

$M_к = -\beta_к \times P \times l_k \times l_д = -0{,}0417 \times 6{,}15 \times 3 \times 3 = -2{,}63$кН× м;

$M_д = -\beta_д \times P \times l_k \times l_д = -0{,}0417 \times 6{,}15 \times 6 \times 6 = -2{,}63$ кН × м;

Бетон важкий, природного твердіння, класу С 16/20, при вологості < 70%:

$\gamma_{b2} = 0{,}9$; $R_b = 8{,}5 \times 0{,}9 = 7{,}65$МПа;

$h_0 = 160 - 20 = 140$мм;

$\alpha_m = M_к/(R_b \times b \times h_0^2) = 2{,}63 \times 10^6/(7{,}65 \times 3000 \times 140^2) = 0{,}006$;

за додатком знаходимо ζ = 0906, тоді необхідна площа перерізу арматури на 1м ширини Перерізу становитиме:

$A_s = M_к/(R_s \times \zeta \times h_0) = 2{,}63 \times 10^6/(365 \times 0{,}906 \times 140) = 56{,}81$мм^2

Приймаємо арматуру в напрямку до, А400С діаметром 6 (ASA = 85мм2) з кроком 200мм.

Виконаємо підбір перерізу арматури в напрямку д.

$\alpha_m = M_д/(R_b \times b \times h_0^2) = 2{,}63 \times 10^6/(7{,}65 \times 3000 \times 140^2) = 0{,}006$;

за додатком знаходимо ζ = 0906, тоді необхідна площа перерізу арматури на 1м ширини Перерізу становитиме:

$A_s = M_д/(R_s \times \zeta \times h_0) = 2{,}63 \times 10^6/(365 \times 0{,}9175 \times 140) = 56{,}81$ мм^2

Приймаємо арматуру в напрямку к, А400Сдіаметром 6 (A_{SA} = 85мм2) з кроком 200мм.Обчислюємо згинальний момент в прольотізгіднозі схемою защемлення по чотирьох сторонах.

$M_к = \alpha_к \times P \times l_k \times l_д = 0{,}0179 \times 6{,}15 \times 3 \times 3 = 1{,}14$ кН ×м;

$M_д = \alpha_д \times P \times l_k \times l_д = 0{,}0179 \times 6{,}15 \times 3 \times 3 = 1{,}14$ кН ×м;

Виконаємо підбір перерізу арматури в напрямку д.

$\alpha_m = M_д/(R_b \times b \times h_0^2) = 1{,}14 \times 10^6/(7{,}65 \times 3000 \times 140^2) = 0{,}0025$;

за додатком ζ = знаходимо 0989, тоді

$R_s A_s = M_д/(\zeta \times h_0) = 1{,}14 \times 10^6/(0{,}989 \times 140) = 8233{,}43$Н/м

Приймаємо сітку № 16.

Марка сітки: 4Вр1–200 1660 × L C_1

4Вр1–200 30

Виконаємо підбір перерізу арматури в напрямку к.

$\alpha_m = M_к/(R_b \times b \times h_0^2) = 1{,}14 \times 10^6/(7{,}65 \times 3000 \times 140^2) = 0{,}006$;

за додатком ζ = знаходимо 0995, тоді

$R_s A_s = M_к/(\zeta \times h_0) = 1{,}14 \times 10^6/(0{,}989 \times 140) = 8233{,}43$Н/м

Приймаємо сітку № 16.

Марка сітки: $4\underline{Вр1–200}\ \ 1660 \times L\ \underline{C_1}$

4Вр1–200 30

РОЗДІЛ 3. ОСНОВИ І ФУНДАМЕНТИ

Проєктування пальових фундаментів

3.1. Визначення глибини закладання ростверку

Розрахункова глибина промерзання грунту визначається за формулою:

$d_f = K_n \cdot d_{fn}$ і залежить від теплового режиму будівлі, від наявності підвалу, конструкції підлоги.

d_{fn} – нормативна грунту, $d_{fn} = 2{,}2м$;

K_n - коефіцієнт, що враховує вплив теплового режиму будівлі, тоді:

$d_f = 0{,}6 \cdot 2{,}2 = 1{,}32м$;

Остаточно приймаємо глибину закладення фундаменту 1,4 м відповерхні планування по конструктивним вимогам (наявність в будівлі цокольного поверху).

$d = 1{,}2 + 0{,}3 = 1{,}6м$.

3.2. Вибір типу паль і визначення їх довжини

При виборі довжини паль необхідно керуватися даними фізико-механічних властивостей ґрунтів, що складають інженерно-геологічний розріз. На підставі цих даних вибирається несучий шар ґрунту. В якості несучого шару вибираємо шар №4, так як цей шар має найбільші міцності. Тоді довжина забивної палі з урахуванням заглиблення в несучий шар не менше 1 метра складе:

L=0,3+2,1+3,9+4,7+1=12 м.

Приймаємо забивних суцільну залізобетонну палю типу С12-30 по ДСТУ Б В.2.6-156:2010, довжиною 12 м, перетином 30х30 см із заглибленням в гравійно-галечниковий ґрунт на 1,2 м.

3.3. Розрахунок несучої здатності паль

Несучу здатність висячої забивний палі визначаємо як суму сил розрахункових опорів ґрунтів підстав під нижнім кінцем паль і на її бічній поверхні за формулою:

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

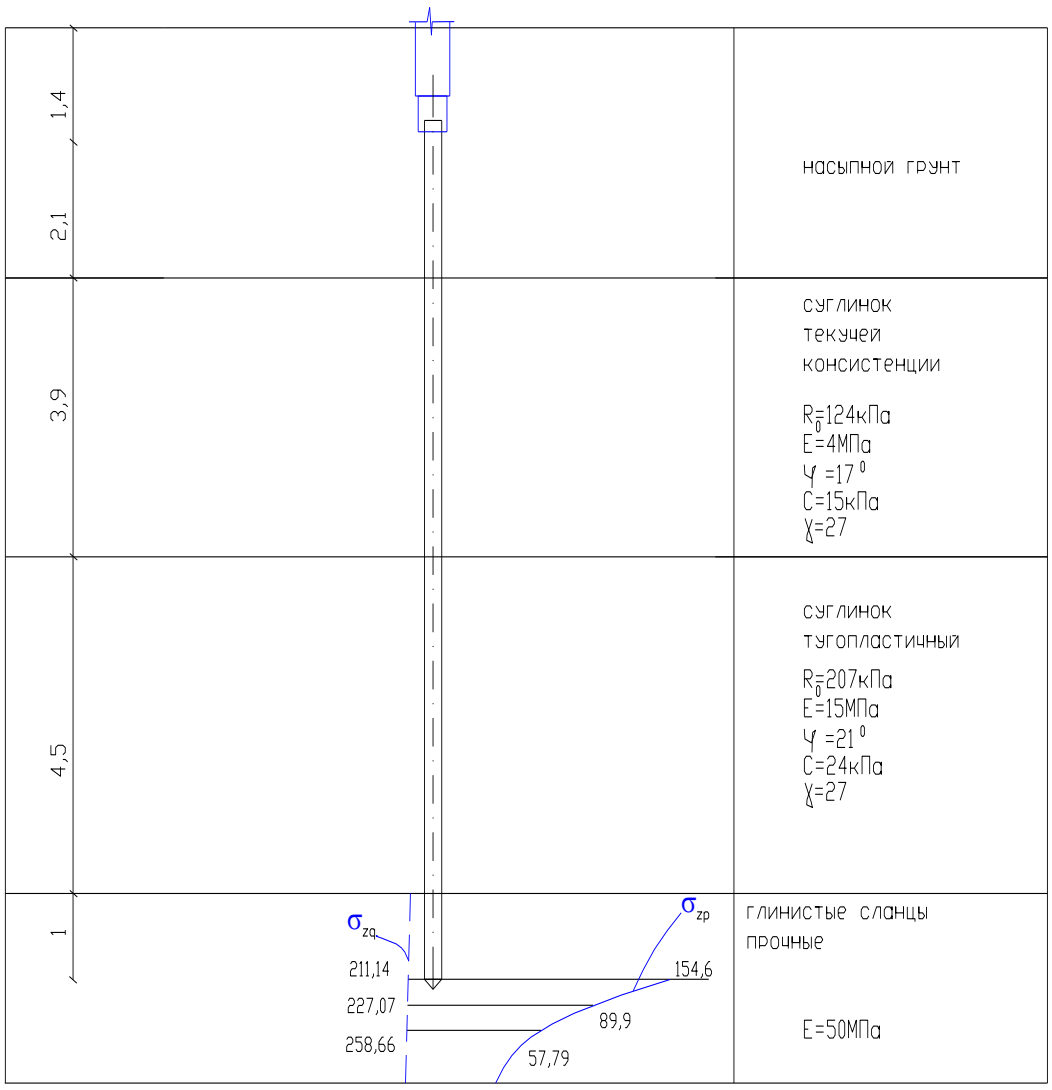

Рис. 3.1. Розрахункова схема, для визначення несучої здатності висячої палі

де γ_c- коефіцієнт умов роботи палі в ґрунті;

u - зовнішній периметр поперечного перерізу палі; $u = 0{,}3 \cdot 4 = 1{,}2м$.

A - площа обпирання палі на ґрунт, що дорівнює площі поперечного перерізу палі;

$\gamma_{ск}, \gamma_{са}$ – коефіцієнти умов роботи відповідно під нижнім кінцем і на бічній поверхні палі;

R - розрахунковий опір грунту під нижнім кінцем палі; R = 2780 кПа;

h_i –товщина і-го шару грунту, що стикається з бічною поверхнею палі.

Визначаємо f_i:

f_1=23,4кПа; h_1=2 м;

f_2=26,1кПа; h_2=0,1 м;

f_3=28 кПа; h_3=0,4 м;

f_4=32,5кПа; h_4=1,9 м;

f_5=33,88кПа; h_5=1,7 м;

f_6= 34 кПа; h_6=2 м;

f_7=35,2кПа; h_7=0,7 м;

f_8=36,8кПа; h_7=1 м;

Підставами значення в формулу:

$$F_d = 1 \cdot (1 \cdot 2780 \cdot 0{,}09 + 1{,}2 \cdot 1 \cdot (23{,}4 \cdot 2 + 26{,}1 \cdot 0{,}1 + 28 \cdot 2 + 32{,}5 \cdot 1{,}9 + 33{,}88 \cdot 1{,}7 + 34 \cdot 2 + 35{,}2 \cdot 0{,}7 + 36{,}8 \cdot 1)) = \\ = 675{,}07 кН$$

Таким чином, несуча здатність палі становить 675,07 кН.

3.4. Розрахунок кількості паль в перерізах

У розраховуються перерізах фундамент стрічковий, тому визначаємо кількість паль, необхідне на 1 п. м. Ростверку.

Кількість паль у фундаменті перетину 2-2 в першому наближенні за формулою:

$$n = \frac{N \cdot \gamma_k}{F_d},$$

де N - розрахункове значення вертикальної складової зовнішніх навантажень, кН;

F_d- несуча здатність палі, кН;

γ_k– коефіцієнт надійності, що приймається при визначенні несучої здатності палі по ґрунту, що дорівнює 1,4

$n = \frac{216{,}46 \cdot 1{,}4}{675{,}07} = 0{,}45$-палі, а крок паль за формулою:

$a = \frac{m \cdot F_d}{\gamma_k \cdot N} = \frac{1 \cdot 675{,}07}{1{,}4 \cdot 216{,}46} = 1{,}8 м$, що знаходиться в допустимих межах 0,9 ... 1,8 м (0,3 ... 0,6d),

де m - кількість рядів паль.

Приймаю крок паль 1,8 м, при цьому ширина ростверку буде дорівнює 0,6 м. Власна вага метра погонного ростверку і ґрунту буде дорівнює:

$N_p = 0,6 \cdot 0,3 \cdot 1,1 \cdot 24 = 5,7 кН / м$;

Тоді фактичне навантаження на одну палю буде дорівнює:

$N_f = \frac{a \cdot (N + N_h)}{m} = \frac{1,8 \cdot (216,46 + 5,7)}{1} = 399,9$ кН/м;

що меньше допустимого навантаження на палю, дорівнює

$\frac{F_d}{\gamma_k} = \frac{675,07}{1,4} = 482,19 кН$;

Приймаю крок паль в перерізі 2-2 рівним 1,8 м.

Розрахунок армування ростверку в поздовжньому напрямку

Геометричні розміри ростверку задаємо з конструктивних вимог1,0 х 0,6.Відстаньміж осями пальL=1,8м.Розрахунковийпроліт буде дорівнювати

$L_p = L - d = 1,8 - 0,3 = 1,5 м$.

Зусилля, що виникають в ростверку, можуть бути визначені як у багатопролітної нерозрізний балки.

$M_{on} = 0,083 \cdot n \cdot L_p^2 = 0,083 \cdot 216,46 \cdot 1,5^2 = 40,4 кНм$;

$M_{on} = 0,042 \cdot n \cdot L_p^2 = 0,042 \cdot 216,46 \cdot 1,5^2 = 20,4 кНм$;

$Q_{on} = \frac{n \cdot L_p}{2} = \frac{216,46 \cdot 1,5^2}{2} = 243,4 кН$;

де n - погонна розрахункове навантаження на стрічковий фундамент, кН / м;

L_p - розрахунковий проліт між палями, м;

Площу нижньої арматури визначаємо за формулою:

$A_s = \frac{M_{пр}}{0,9 \cdot R_s \cdot h_0} = \frac{20,4 \cdot 10^2}{0,9 \cdot 36,5 \cdot 40} = 1,5 см^2$;

де h_0 – захисний шар бетону в ростверку, см;

R_s –розрахунковий опір арматури розтягуванню, кН / см^2;

Приймаємо арматуру 6 Ø12 А 400С ДСТУ Б В.2.6-156: 2010

Площа верхньої арматури:

$A_s' = \frac{M_{on}}{0,9 \cdot R_s \cdot h_0} = \frac{40,4 \cdot 10^2}{0,9 \cdot 36,5 \cdot 40} = 3,0 см^2$;

Приймаємо арматуру 6 Ø12 А 300 С ДСТУ Б В.2.6-156: 2010

Поперечна сила сприймається бетоном:

$$Q = 2{,}5 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 2{,}5 \cdot 0{,}68 \cdot 150 \cdot 40 = 10200 кН > Q_{on} = 243{,}4 кН;$$

Умова виконується, значить поперечну арматуру встановлюємо конструктивно Ø3 Вр-І ДСТУ Б В.2.6-156: 2010.

3.5. Розрахунок осідання пальового фундаменту в перерізі 2-2

Осадку стрічкового фундаменту з однорядним розташуванням паль і відстанню між палями 3 ÷ 6 d рекомендується визначати за формулою (ДБН В.1.2-2:2006)

$$S = \frac{n \times (1 - v^2)}{\pi \times E} \delta_0 ;$$

де n – погонне навантаження на фундамент (кН / м) з урахуванням ваги умовного фундаменту у вигляді масиву ґрунту з палями обмеженого: зверху – поверхністю планування; з боків – вертикальними площинами, що проходять по зовнішніх гранях крайніх рядів паль; знизу – площиною, що проходить через нижні кінці паль.

$$n = N + b \times d \times \gamma = 216{,}46 + 0{,}3 \times 9{,}1 \times 20 = 217{,}06 кН / м;$$

де b – ширина фундаменту, м;

d – глибина закладання фундаменту від рівня планувальної позначки, м;

γ – середнє значення питомої ваги палегрунтового масиву, прийняте γ = 20 кН / м^3;

Е – модуль деформації, кПа,

v – коефіцієнт Пуассона ґрунту в межах стиснутої товщі,

δ_0 – коефіцієнт, який визначається за номограми.

Для визначення коефіцієнта δ_0 необхідно знати глибину стиснутої товщини H_c, яка в свою чергу залежить від значень додаткових напружень, що розвиваються в масиві ґрунту під фундаментом.

Додаткові напруги визначаються за формулою:

$$\sigma_{zp} = \frac{n}{\pi \cdot h} \alpha_n ;$$

де h – глибина занурення палі; α – безрозмірний коефіцієнт, який залежить від наведеної

ширини b = b / h = 0.3 / 11.7 = 0.05 і наведеної глибини розглянутої точки z / h.

Попередньо обчислені значення додаткових напружень зведемо в таблицю 3.1.

Орієнтовно, глибину стиснутої товщини H_c, можна визначити з умови $\sigma_{zp} \leq 0.2\sigma_{zq}$. Аналіз даних таб. 1.4. показує, що умова виконується на відносній глибині z / h = 1,1 м, тоді $H_c = 1,1 \times 11,7 = 12,87$ м;

Коефіцієнт Пуассона – v=0,4. За номограмі, при H_c / z = 1,1 і b = 0,05,

визначаємо $\delta_0 = 0,9$. модуль деформації E = 15000 кПа;

Таблиця 3.1.

Розрахунок осідання фундаменту

№ точки	z/h, м	α_n, м	σ_{zp}, кПа	Границя від підошви фундаменту, z,м	σ_{zq}, кПа	$0,2\sigma_{zq}$, кПа
1	1,01	13,7907	154,6	0,12	211,14	42,22
2	1,05	8,0206	89,9	0,59	227,07	45,41
3	1,1	5,1569	57,79	1,17	258,66	57,73

Осідання фундаменту дорівнюватиме:

$$S = \frac{n \cdot (1 - v^2)}{\pi \cdot E} \delta_0 = \frac{271,06 \cdot \left(1 - 0,4^2\right)}{3,14 \cdot 15000} 0,9 = 0,002 м = 0,2 см;$$

Осідання пальового фундаменту по перетину 2–2 становить S = 0,2 см, що менше допустимої осадки S_u = 10 см.

Приймаємо остаточно по перетину 2–2 однорядне розташування паль з шагом 1,8 м.

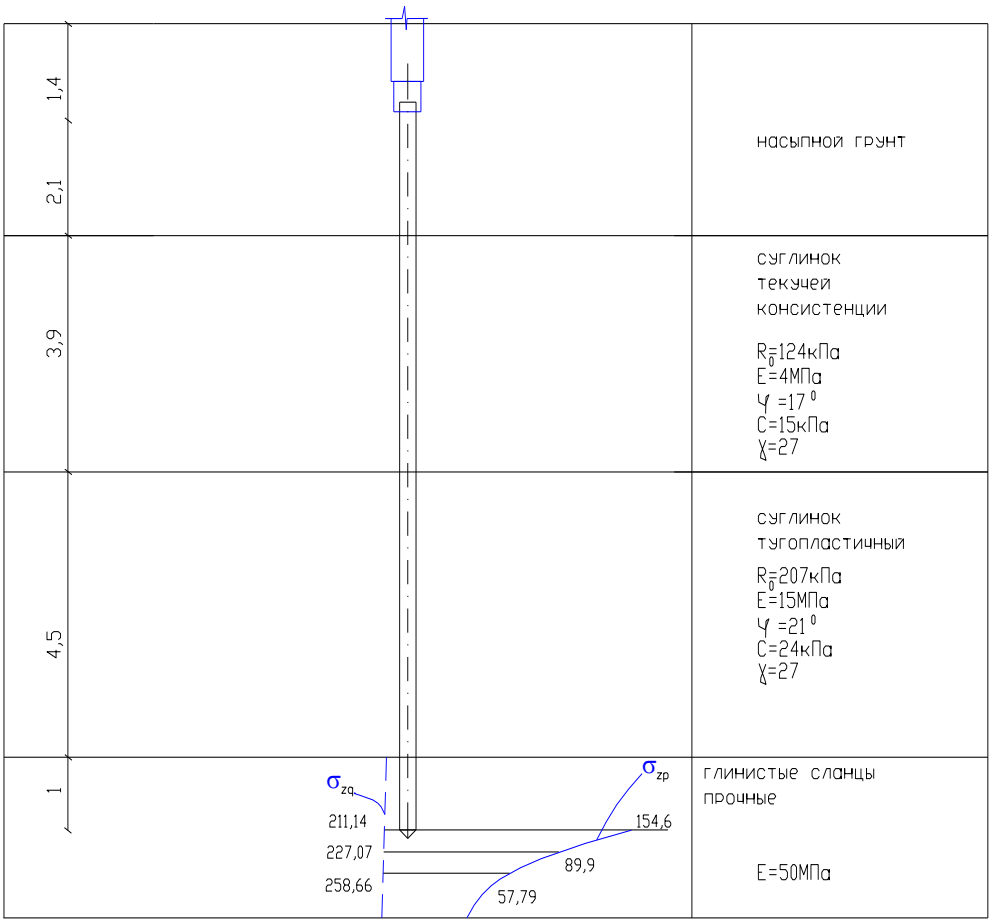

Рис. 3.2. Схема до розрахунку осідання стрічкового фундаменту палі

3.6. Підбір палебійного обладнання

Вибір дизель молотів проводиться за такою методикою. Виходячи з прийнятої в проекті розрахункового навантаження, що допускається на палю, визначається мінімальна енергія удару Е за формулою:

$$E = 1{,}75 \cdot a \cdot N_d;$$

де а – коефіцієнт рівний 25 Дж / кН;

N_d – допустиме навантаження на палю, кН;

$$E = 1{,}75 \cdot 25 \cdot 710 = 31062{,}5 Дж;$$

Приймаємо трубчастий дизель–молот з повітряним охолодженням марки С–1047. Виробляємо перевірку придатності прийнятого молота за умовою:

$$\frac{(G_h + G_b)}{Э_p} \le K_m$$

де G_h – повний вагу молота, Н;

$G_ь$ – вага палі, наголівника і подбабка, Н;

$E_р$ – розрахункова енергія удару, Дж;

$К_т$ = 6;

Розрахункова енергія удару обчислюється за формулою:

$$E_p = 0{,}9 \cdot G_n^{'} \cdot h_m;$$

де G_h – вага ударної частини молота, кН;

h_m – фактична висота падіння ударної частини молота, рівна 2,8 м.

$$E_p = 0{,}9 \cdot 25000 \cdot 2 = 45000 Дж;$$

Перевіряємо умову:

$$\frac{(55 + 29{,}3)}{45} = 1{,}87 \le K_m = 6;$$

Принимаем трубчатый дизель молот марки С–1047.

3.7. Розрахунок проєктної відмови паль

Проєктна відмова паль необхідна для контролю несучоїздатності паль, в процесі виконання робіт. Формула для забезпечення проєктної відмови має вигляд:

$$S_p = \frac{\eta \cdot A \cdot E_p}{\gamma_k F_v / M(\gamma_k \cdot F_v / M + \eta \cdot A)} \cdot \frac{m_1 + \varepsilon^2 (m_2 + m_3)}{m_1 + m_2 + m_3};$$

де η – коефіцієнт, що дорівнює для залізобетонних паль 1500 кН / м^2

А – площа поперечного перерізу стовбура паль, м^2; М = 1

γ_k– коефіцієнт надійності, що дорівнює 1,4

$E_р$ – розрахункова енергія удару, кДж

N_d – розрахункове навантаження допускається на палю, кН

$т_1$ – маса молота, т

$т_2$ – маса палі і наголівника, т

$Т_3$ – маса подбабка, т

е – коефіцієнт відновлення удару, що приймається при забиванні залізобетонних паль $Е^2$ = 0,2.

Таким чином, відмова палі дорівнює:

$$S_p = \frac{1500 \cdot 0{,}09 \cdot 14{,}4}{(1{,}4 \cdot 675{,}07)/1[(1{,}4 \cdot 675{,}07)/1 + 1500 \cdot 0{,}09]} \cdot \frac{3{,}65 + 0{,}2(2{,}48 + 0)}{3{,}65 + 2{,}48 + 0} = 0{,}0012м = 0{,}12см;$$

Проєктування окремо стоячого пальового фундаменту.

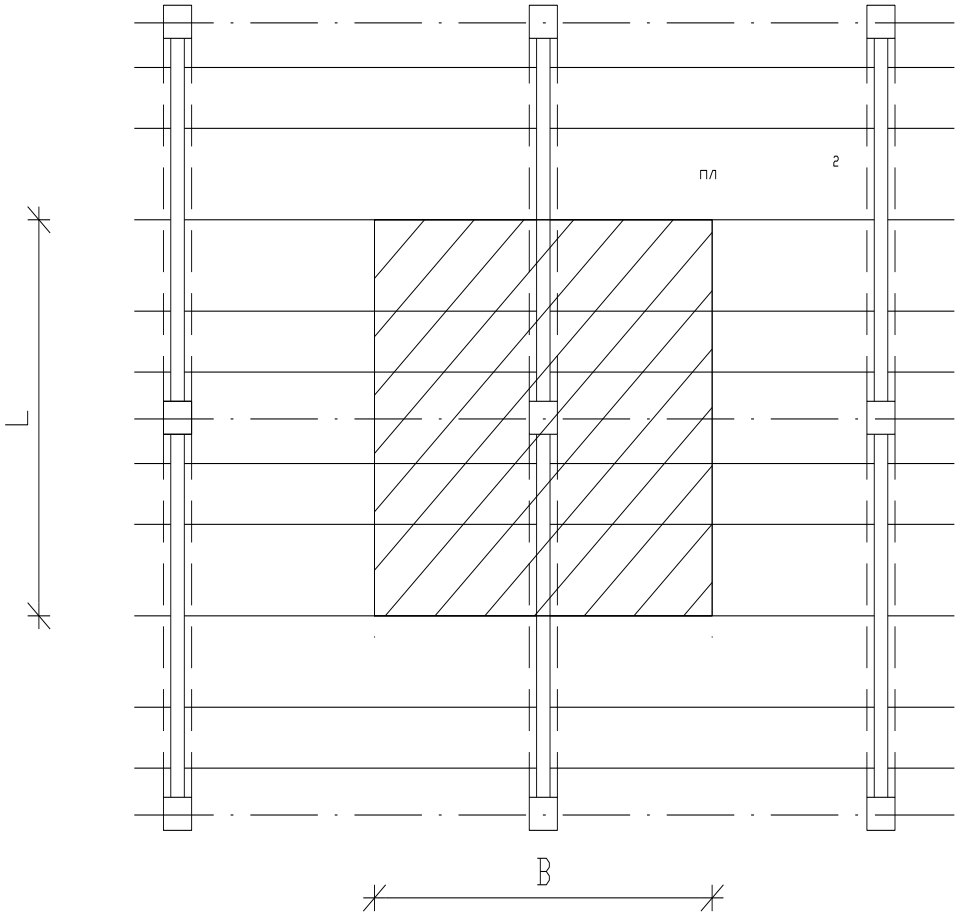

Рис. 3.3. Збір навантажень на колону

$P=l\times b\times g_{пл}=6\times6\times4{,}499=161{,}96$кН;

Всього:$(161{,}96\times6)+2{,}65=974{,}41$кН;

Тоді: $n = \frac{974{,}41 \cdot 1{,}4}{675{,}07} = 2.02$ – палі;

Для подальших розрахунків приймаємо кущ з 2 паль.

При компонуванні пальового куща виходячи з умови, що відстань між осями забивних паль повинно бути не менше 3d, і не повинно перевищувати 6d.

Розміри в плані плитний частини ростверку, що об'єднує кущ з 5 паль перетином 300х300мм, рівні 1200х1200мм.

Власна вага ростверку і ґрунту на його уступах:

$$G = b \cdot l \cdot d \cdot \bar{\gamma} \cdot \gamma_f = 1{,}2 \cdot 1{,}2 \cdot 2{,}2 \cdot 20 \cdot 1{,}1 = 69{,}69 кН;$$

де b, l – відповідно ширина і довжина ростверку, м;

d – глибина закладання підошви ростверку, м;

$\bar{\gamma}$ – усереднене значення питомої ваги залізобетонного ростверку і ґрунту на уступах, $\bar{\gamma} = 20 кН / м^3$;

$\gamma_f = 1{,}1$–коефіцієнт надійності за навантаженням.

Тоді фактичне навантаження на одну палю буде дорівнює:

$$N = \frac{N + G}{n} = \frac{974{,}41 + 69{,}69}{2} = 422{,}05 кН;$$

що менше допустимого навантаження на палю, рівній

$$\frac{F_d}{\gamma_k} = \frac{675{,}07}{1{,}4} = 482{,}2 кН$$

Приймаємо кущ з 2 паль.

Розрахунок осідання пальового фундаменту.

Розрахунок осадки окремо стоячих фундаментів з висячих паль відповідно до ДБН В.1.2–2:2006, проводиться, як для умовного фундаменту на природній основі методом пошарового підсумовування. Причому, визначається середнє осідання фундаменту від дії тільки вертикальної сили без обліку моменту.

Середнє розрахункове значення кута внутрішнього тертя шарів ґрунту, прорізаючи палями визначається за формулою:

$$\varphi_{II,mt} = \frac{\sum_0^n \varphi_{II,i} h_i}{\sum h_i},$$

де $\varphi_{II,mt}$ – розрахункові значення кутів внутрішнього тертя для окремих шарів ґрунту товщиною h_i–пройдених паль, м;

h– глибина занурення паль в ґрунт, м;

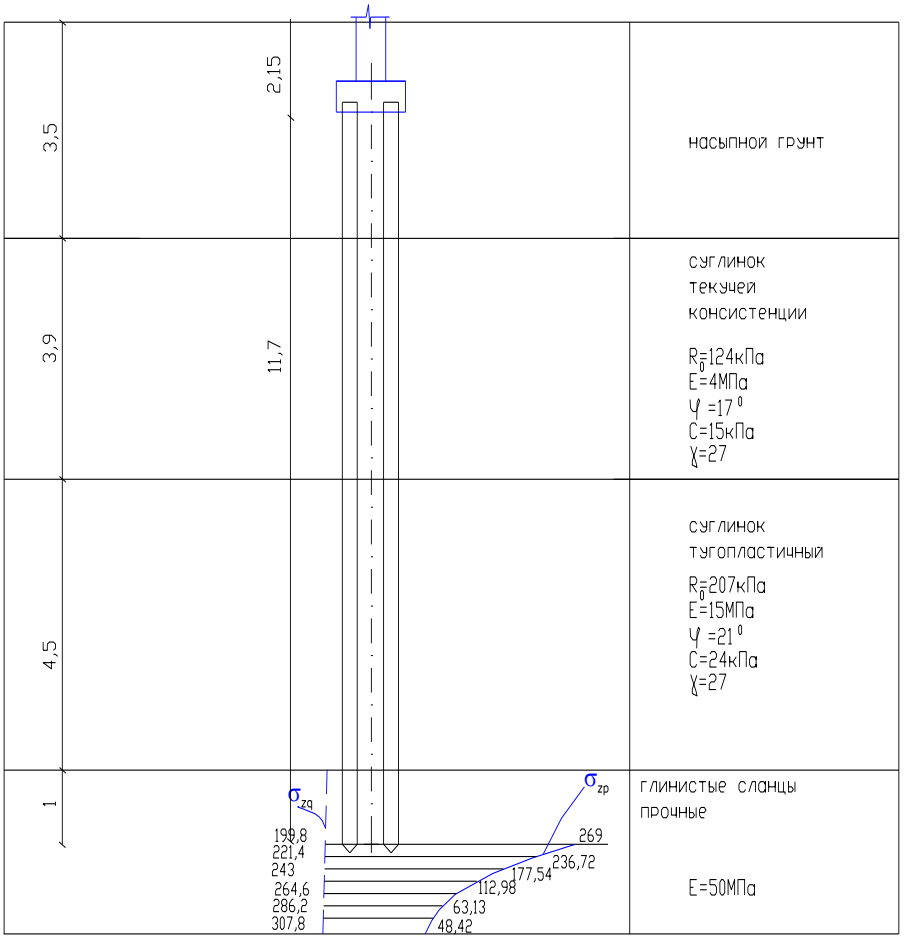

Рис. 3.4. Схема до розрахунку осадки стрічкового фундаменту палі

Розрахункове значення кута внутрішнього тертя визначається шляхом ділення нормативного значення на коефіцієнт надійності по ґрунту. У розрахунках за деформаціями цей коефіцієнт приймається рівним одиниці. Тому розрахункове значення φ_{II}, чисельно одно φ_n.

Для розглянутого прикладу:

$$\varphi_{II,mt} = \frac{17 \cdot 3{,}9 + 21 \cdot 4{,}7}{3{,}9 + 4{,}7} = 19{,}19;$$

Тоді, розміри умовного фундаменту в плані буде рівні:

$$l_y = 0{,}9 + 0{,}3 + 2 \cdot 7{,}7 \cdot tg(\frac{20.4}{4}) = 2.6м;$$

$$b_y = 0{,}9 + 0{,}3 + 2 \cdot 7{,}7 \cdot tg(\frac{20.4}{4}) = 2.6м;$$

Площа умовного фундаменту в плані:

$A_y = l_y \cdot b_y = 2.6 \cdot 2.6 = 6.76 м$;

Власна вага умовного палевого грунтового масиву може бути визначений за формулою $G_{II,y} = A_y \cdot d_y \gamma$, прийнявши середню питому вагу грунту і палі в межах пальового грунтового масиву рівним γ = 20 кН/м буде мати:

$$G_{II,y} = 11{,}67 \cdot 15{,}95 \cdot 20 = 3722{,}73 кН;$$

Середній тиск під підошвою умовного фундаменту:

$$p = \frac{F_{IIv} + G_{xy}}{A_y} = \frac{947{,}41 + 3722{,}73}{6{,}76} = 490{,}85 кН/м;$$

Розрахунковий опір ґрунту під підошвою умовного фундаменту визначимо за формулою ДБН В.1.2–2:2006.

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k}\left[M_\gamma K_z b \cdot \gamma_{II} + M_g d_1 \gamma_{II}{}' + (M_g - 1) d_b \cdot \gamma_{II}{}' + M_c \cdot C_{II}\right];$$

Для розглянутого прикладу:

$$\gamma_{c1} = 1{,}2; \gamma_{c2} = 1; k = 1; K_z = 1.;$$

Питома вага грунту під подошвой фундаменту: $\gamma_{II} = 18{,}7 кН/м^3$.

Коефіцієнти M_γ, M_g, M_c залежить тільки від кута внутрішнього тертя шару ґрунту, на який спирається умовний фундамент.

$$R = \frac{1{,}2 \cdot 1}{1}\left[0{,}47 \cdot 1 \cdot 2{,}6 \cdot 27 + 2{,}89 \cdot 2{,}4 \cdot 27 + (2{,}89 - 1) \cdot 1{,}4 \cdot 27 + 5{,}48 \cdot 24\right] = 507{,}87;$$

Природні напруги від дії власної ваги ґрунту визначаються за формулою

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

Природне напруга в рівні підошви умовного фундаменту дорівнюватиме

$\sigma_{Zdyg} = 3{,}5 \cdot 27 + 3{,}9 \cdot 27 = 199{,}8$;

Природне напруга в будь–якій точці на глибині Z нижче підошви умовного фундаменту можна визначити за формулою.

$$\delta_{Zg} = \delta_{Zdyg} + \gamma_{IISb} \cdot Z.$$

До розрахунку осідання окремо стоячого пальового фундаменту.

Таблиця 1.5.

Назва грунту	№ точ-ок	Z	δ_{zp}кПа	0,2 δ_{zq},, кПа	ξ	η	α	δ_{zp}, кПа	δ_{zp} кПа
Глинисті сланці міцні	0	0,8	199,8	39,96	0	1	0,88	269	–
	1	1,6	221,4	44,28	0,61	1	0,66	236,72	252,86
	2	2,4	243	48,6	1,23	1	0,42	177,54	207,13
	3	3,2	264,6	52,92	1,84	1	0,257	112,98	145,26
	4	4	286,2	57,24	2,46	1	0,18	63,13	88,05
	5	4,8	307,8	61,56	3,07	1	0,131	48,42	55,77

Грунт в підставі умовного фундаменту однорідний. Товщина h_i модуль деформації E_i у елементарних шарів однакові.

$$S = 0.8\left[\frac{0.8}{15000}\cdot(252.86+207.13+145.26+88.05+55.77)\right] = 0.03м;$$

Максимальне осідання для виробничих і цивільних будівель з повним залізобетонним каркасом не повинно перевищувати $S_{\max,u} = 8см.$

$S = 3см < S_{\max,u} = 8см.;$

Необхідні умови розрахунку пальового фундаменту по II граничного стану виконується.

РОЗДІЛ 4. ТЕХНОЛОГІЯ БУДІВНИЦТВА

4.1.Технологічна карта на бетонні роботи

Область застосування технологічної карти

Масштабність застосування бетону та залізобетону обумовлена їх високими фізико-механічними показниками, довговічністю, хорошою опірністю температурним і вологим впливам, можливістю отримання конструкцій порівняно простими технологічними методами, використанням в основному місцевих матеріалів (крім сталі), порівняно невисокою вартістю.

Технологічна карта розроблена на бетонування монолітних ростверків при зведенні фундаментів при будівництві житлового будинку з офісними приміщеннями в м. Сєвєродонецьк. Глибина закладення ростверку 1,6 м.

Роботи виконуються в літній час в одну зміну.

Організація і технологія виконання робіт

При приготуванні, подачі, укладанні і догляді за бетоном, заготівлі та встановлення арматури, а також установці і розбиранню опалубки (далі-виконанні бетонних робіт) необхідно передбачати заходи щодо попередження впливу на працівників небезпечних і шкідливих виробничих факторів, пов'язаних з характером роботи: розташування робочих місць поблизу перепаду по висоті 1,3 м і більше; рухомі машини і пересуваються ними предмети; обвалення елементів конструкцій; шум і вібрація; підвищена напруга в електричному ланцюзі, замикання якого може відбутися через тіло людини.

При наявності небезпечних і шкідливих виробничих факторів, зазначених вище, безпеку бетонних робіт повинна бути забезпечена на основі виконання містяться в організаційно-технологічної документації (ПОБ, ПВР та ін.) Наступних рішень з охорони праці: визначення засобів механізації для приготування, транспортування, подачі і укладання бетону; визначення несучої здатності і розробка проекту опалубки, а також послідовності її установки і порядку розбирання; розробка заходів і засобів щодо забезпечення безпеки робочих місць на висоті; розробка заходів і засобів по

догляду за бетоном в холодну і теплу пору року.Цемент необхідно зберігати в бункерах, скринях і інших закритих ємностях, вживаючи заходів проти розпилення в процесі завантаження і вивантаження. Завантажувальні отвори повинні бути закриті захисними решітками, а люки в захисних решітках закриті на замок. При використанні пара для прогріву інертних матеріалів, що знаходяться в бункерах або інших ємностях, слід застосовувати заходи, що запобігають проникненню пара в робочі приміщення. Спуск робітників в камери, що обігріваються паром, допускається після відключення подачі пари, а також охолодження камери і знаходяться в ній матеріалів і виробів до 40 град. С.

Організація робочих місць

Розміщення на опалубці устаткування і матеріалів, не передбачених ППР, а також знаходження людей, безпосередньо не беруть участі у виробництві робіт на встановлених конструкціях опалубки, не допускається.

Для переходу працівників з одного робочого місця на інше необхідно застосовувати драбини, перехідні містки і трапи, що відповідають вимогам ДСТУ Б В.2.6-156:2010. При влаштуванні збірної опалубки стін, ригелів і склепінь необхідно передбачати пристрій робочих настилів шириною не менше 0,8 м з огорожами.

Опалубка перекриттів повинна бути огороджена по всьому периметру. Всі отвори в робочій підлозі опалубки повинні бути закриті. При необхідності залишати ці отвори відкритими їх слід затягувати дротяною сіткою.

Після відсікання частини ковзної опалубки та підвісних лісів торцеві сторони повинні бути огороджені.

Для захисту працівників від падіння предметів на підвісних риштуваннях по зовнішньому периметру ковзної і переставной опалубки слід встановлювати козирки шириною не менше ширини лісів. Ходити по укладеній арматурі допускається тільки за спеціальними настилами шириною не менше 0,6 м, покладеним на арматурний каркас. Знімні вантажозахоплючі

пристрої, стропи і тара, призначені для подачі бетонної суміші вантажопідйомними кранами, мають бути виготовлені і оглянуті згідно ПБ 10-382. На ділянках натягу арматури в місцях проходу людей повинні бути встановлені захисні огородження висотою не менше 1,8 м. Пристрої для натягу арматури повинні бути обладнані сигналізацією, що приводиться в дію при включенні дроту, натягача. Забороняється перебування людей на відстані ближче 1 м від арматурних стержнів, що нагріваються електрострумом.

При застосуванні бетонних сумішей з хімічними добавками слід використовувати захисні рукавички та окуляри.

Працівники, які укладають бетонну суміш на поверхні, що має ухил понад 20 град., Повинні користуватися запобіжними поясами.

Естакада для подачі бетонної суміші автосамоскидами повинна бути обладнана відбійними брусами. Між відбійними брусами і огорожами повинні бути передбачені проходи шириною не менше 0,6 м. На тупикових естакадах повинні бути встановлені поперечні відбійні бруси. При очищенні кузовів автосамоскидів від залишків бетонної суміші працівникам забороняється перебувати в кузові транспортного засобу.

Заготівля і укрупнювального збирання арматури повинна виконуватися в спеціально призначених для цього місцях.

Порядок виконання робіт

Робота змішувальних машин повинна здійснюватися при дотриманні наступних вимог: очищення приямків для завантажувальних ковшів повинна здійснюватися після надійного закріплення ковша в піднятому положенні; очищення барабанів і корит змішувальних машин допускається тільки після зупинки машини і зняття напруги.

При виконанні робіт по заготівлі арматури необхідно: встановлювати захисні огородження робочих місць, призначених для розмотування бухт (мотків) і виправлення арматури; при різанні верстатами стрижнів арматури на відрізки довжиною менше 0,3 м застосовувати пристосування, що

попереджають їх розліт; встановлювати захисні огородження робочих місць при обробці стрижнів арматури, яка виступає за габарити верстата, а у двосторонніх верстатів, крім того, розділяти верстак посередині поздовжньої металевої запобіжної сіткою висотою не менше 1 м; складати заготовлену арматуру в спеціально відведених для цього місцях; закривати щитами торцеві частини стрижнів арматури в місцях загальних проходів, що мають ширину менше 1 м.

Елементи каркасів арматури необхідно пакетувати за урахуванням умов їх підйому, складування і транспортування до місця монтажу.

Бункери (бадді) для бетонної суміші повинні відповідати вимогам державних стандартів. Переміщення завантаженого або порожнього бункера дозволяється тільки при закритому затворі.

При укладанні бетону з бункера відстань між нижньою кромкою бункера і раніше укладеним бетоном або поверхнею, на яку укладається бетон, має бути не більше 1 м, якщо інші відстані не передбачені ППР.

Щодня перед початком укладання бетону в опалубку необхідно перевіряти стан тари, опалубки і засобів підмощування. Виявлені несправності слід негайно усувати. Перед початком укладання бетонної суміші віброхоботом необхідно перевіряти справність і надійність закріплення всіх його ланок між собою і до страхувальногоканата.

При подачі бетону за допомогою бетононасоса необхідно: видаляти всіх працюючих від бетононасосів на час продувки на відстань не менше 10 м; укладати бетононасоси на прокладки для зниження впливу динамічного навантаження на арматурний каркас і опалубку при подачі бетону.

Видалення пробки в бетононасосі стисненим повітрям допускається за умови: наявності захисного щита у вихідного отвору бетононасоса; знаходження працюючих на відстані не менше 10 м від вихідного отвору бетононасоса; здійснення подачі повітря в бетоновод рівномірно, не перевищуючи допустимого тиску. При неможливості видалення пробки слід зняти тиск в бетононасосі, простукуванням знайти місце знаходження пробки

в бетононасосі, раз’єднатибетононасос і видалити пробку або замінити засмічену ланку.При установці елементів опалубки в декілька ярусів кожен подальший ярус слід встановлювати після закріплення нижнього ярусу.

Розбирання опалубки повинна здійснюватися після досягнення бетоном заданої міцності. Мінімальна міцність бетону при розпалубці завантажених конструкцій, в тому числі від власної навантаження, визначається ППР і узгоджується з проектною організацією.

При розбиранні опалубки необхідно вживати заходів проти випадкового падіння елементів опалубки, обвалення підтримуючих лісів і конструкцій.

При пересуванні секцій опалубки і пересувних лісів необхідно вживати заходів, що забезпечують безпеку працюючих. Особам, які не беруть участь в цій операції, перебувати на секціях опалубки або лісів забороняється.

При ущільненні бетонної суміші електровібраторами переміщати вібратор за струмопровідні кабелі не допускається, а при перервах в роботі іпри переході з одного місця на інше електровібратори необхідно вимикати.

При влаштуванні технологічних отворів для пропуску трубопроводів в бетонних і залізобетонних конструкціях алмазними кільцевими свердлами

Відкрита (незабетонована) арматура залізобетонних конструкцій, пов'язана з ділянкою, яка перебуває під електропрогріванням, підлягає заземленню (занулення).

4.2. Контроль якості при виконанні бетонних робіт

Якість бетонних і залізобетонних конструкцій визначається як якістю використовуваних матеріальних елементів, так і ретельністю дотримання регламентуючих положень технології на всіх стадіях комплексного процесу.

Для цього необхідний контроль і його здійснюють на наступних стадіях: при прийманні і зберіганні всіх вихідних матеріалів (цементу, піску, щебню, гравію, арматурної сталі, лісоматеріалів м ін.); при виготовленні і монтажі арматурних елементів і конструкцій; при виготовленні і встановленні елементів опалубки; при підготовці підстави і опалубки до укладання

бетонної суміші; при приготуванні і транспортуванні бетонної суміші; при догляді за бетоном в процесі його твердіння.

Всі вихідні матеріали повинні відповідати вимогам ДСТУ. Показники властивостей матеріалів визначають відповідно до єдиної методики, рекомендованої для будівельних лабораторій.

В процесі армування конструкцій контроль здійснюється при прийманні стали (наявність заводських марок і бірок, якість арматурної сталі); при складуванні і транспортуванні (правильність складування по маркам, сортам, розмірам, збереження при перевезеннях); при виготовленні арматурних елементів і конструкцій (правильність форми і розмірів, якість зварювання, дотримання технології зварювання). Після установки і з'єднання всіх арматурних елементів в блоці бетонування проводять остаточну перевірку правильності розмірів і положення арматури з урахуванням допустимих відхилень.В процесі опалублювання контролюють правильність установки опалубки, кріплень, а також щільність стиків в щитах і сполученнях, взаємне положення опалубних форм і арматури (для отримання заданої товщини захисного шару). Правильність положення опалубки в просторі перевіряють прив'язкою до базису осях і нівелюванням, а розміри-звичайними вимірами. Допустимі відхилення в положенні і розмірах опалубки наведені в СниП, ДБН, ДСТУ та довідниках. Перед укладанням бетонної суміші контролюють чистоту робочої поверхні опалубки і якість її мастила.

На стадії приготування бетонної суміші перевіряють точність дозування матеріалів, тривалість перемішування, рухливість і щільність суміші. Рухливість бетонної суміші оцінюють не рідше двох разів на зміну. Рухливість не повинна відхилятися від заданої більш ніж на ±1 см, а щільність-більш ніж на 3%. При транспортуванні бетонної суміші стежать за тим, щоб вона не почала схоплюватися, що не розпадалася на складові, не втрачала рухливості через втрати води, цементу або схоплювання.

На місці укладання слід звертати увагу на висоту скидання суміші, тривалість вібрування і рівномірність ущільнення, не допускаючи розшарування суміші і освіти раковин, пустот.

Процес віброущільнення контролюють візуально, за ступенем опади суміші, припинення виходу з неї пухирців повітря і появлення цементного молока. У деяких випадках використовують радіоізотопні густиноміри, принцип дії яких заснований на вимірюванні поглинання бетонної сумішшю γ- випромінювання. За допомогою плотнометра визначають ступінь ущільнення суміші в процесі вібрування.

При бетонуванні великих масивів однорідність ущільнення бетону контролюють за допомогою електричних перетворювачів (датчиків) опору у вигляді циліндричних щупів, що розташовуються по товщині шару, що укладається. Принцип дії датчиків заснований на властивості бетону зі збільшенням щільності знижувати опір проходженню струму. Розміщують їх в зоні дії вібраторів. У момент придбання бетоном заданої щільності оператор-бетонщик отримує світловий або звуковий сигнал. Остаточна оцінка якості бетону може бути отримана лише на підставі випробування його міцності на стиск до руйнування зразків-кубиків, виготовлених з бетону одночасно з його укладанням і витримує в тих же умовах, в яких твердне бетон бетонованих блоків. Для випробування на стиск готують зразки у вигляді кубиків з довжиною ребра 160 мм. Допускаються й інші розміри кубиків, але з введенням поправки на отриманий результат при роздавлюванні зразків на пресі.

Для кожного класу бетону виготовляють серію з трьох зразків-близнюків на таку кількість бетону: для великих фундаментів під конструкції-на кожні 100 $м^3$; для масивних фундаментів під технологічне устаткування-на кожні 50 $м^3$; для каркасних і тонкостінних конструкцій на кожні 20 $м^3$.

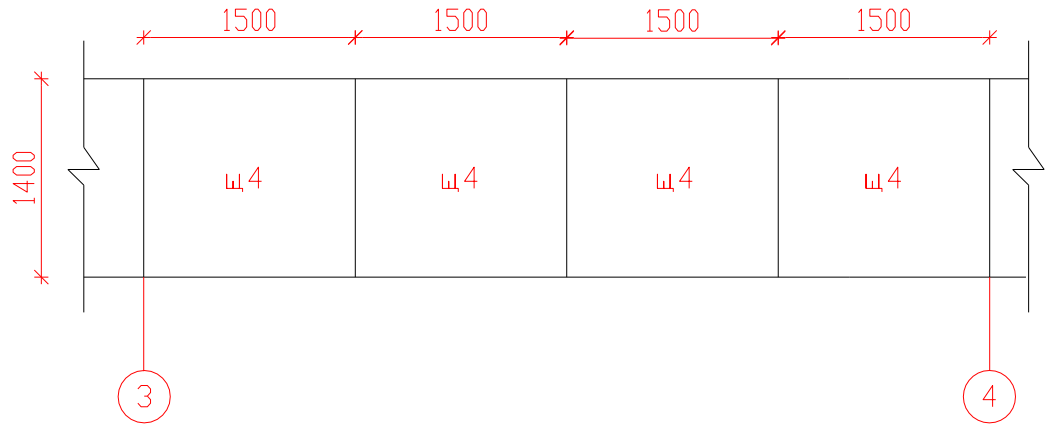

Рис. 4.1. Схема розкладки щитів стрічкового фундаменту

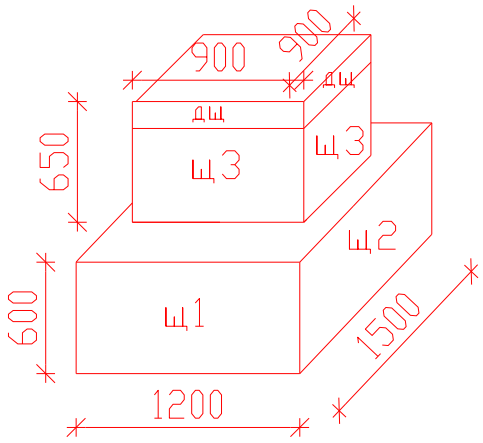

Рис. 4.2. Схема розкладки щитів стовпчастого фундаменту

Для отримання більш реальної картини міцності бетону з тіла конструкцій вибурюють керни, які в подальшому випробовують на міцність.

Поряд зі стандартними лабораторними методами оцінки міцності бетону в зразках застосовують непрямі руйнівні методи оцінки міцності безпосередньо в спорудах. Такими методами, які широко застосовуються у будівництві, є механічний, заснований на використанні залежності між міцністю бетону на стиск і його поверхневою твердістю і ультразвукової імпульсний, заснований на вимірюванні швидкості поширення в бетоні поздовжніх ультразвукових хвиль і ступеня їх загасання.

Таблиця 4.1

Специфікація елементів опалубки

Назва фундаментів.	Назва. ел-тів.	Розміри в плані, м		Площ. щита, м2	Кі-сть, шт	Вага щита, кг	Загальна,	
		довжи.	висота.				площ.	вага
Стовпчастий фундамент	Щ1	1,2	0,6	0,72	114	28,8	82,08	3283,2
	Щ2	1,5	0,6	0,9	114	36	102,6	3693,6
	Щ3	0,9	0,6	0,54	228	21,6	123,12	2659,3
	ДЩ	0,9	0,05	0,045	228	0,04	10,26	0,41
Стрічковий фундамент	Щ4	1,5	1,4	2,1	336	84	705,6	13440

Таблиця 4.2

Специфікація арматурних виробів

Найменування фундаменту	Найменування виробів	Кількість,шт	Вага, кг	Загальна вага, кг
Стрічковий фундамент	рабоч. арматура А400С, ∅12	84	2,31	194,04
Стовпчастий фундамент	Сітка С1 А400С, ∅12	57	1,29	73,53
	Сітка С2 А400С, ∅12	228	19	4332
	Сітка С3 А400С, ∅12	456	2,93	1336,08

Таблиця 4.3

Відомість обсягів бетонних робіт

№ п/п	Найменування робіт	Одиниці виміру	Обсяг робіт
1	Подача пакетів опалубки і арматури	100 т	0,29
2	Встановлення щитів опалубки ступенів і подколонніка	1м2	318,06
3	Встановлення щитів опалубки стрічкового фундаменту	1м2	705,6
4	Установка арматурних виробів вручну	1сітка	825
5	Прийом бетонної суміші з	100м3	3,73

	автотранспорту		
6	Подача до місця укладання	1м3	373,782
7	Укладання і ущільнення бетонної суміші в ступінь і в подколоннік	1м3	91,542
8	Укладання і ущільнення бетонної суміші в стрічковий фундамент	1м3	282,24
9	Догляд за бетоном	100м2	3,5
10	Розбирання опалубки	1м2	1023,66

4.3. Розрахунок коштів доставки бетонної суміші

Для доставки бетонної суміші приймаємо автомобіль-самоскид МАЗ-5549 з технічними параметрами:

- Геометричний об'єм кузова, $м^3$: 5,1;
- Обсяг перевезеної суміші, $м^3$: 2,5;
- Вантажопідйомність кг: 8000;
- Вартість маш.-год., грн.: 3,47;
- Витрати праці на експлуатацію люд.-год. / маш.-год .: 1,79:
- Оптова ціна, грн.: 3470.

Необхідна кількість автомашин для доставки бетонної суміші N_a при заданому темпі бетонування визначають за виразом:

$$N_a = П_б \times \gamma_б / Па$$

Тут $П_б$- продуктивність ланки бетонників на укладання бетонної суміші, $м^3$/год;

$\gamma б = 2,4$ - об'ємна маса бетону, т / $м^3$;

Таблиця 6.4.

Калькуляція трудових витрат на бетонні роботи

№ п/п	Найменування технологічного процесу	Одиниці виміру	Обсяг робіт	Обгрунтування ЄНіР	Норма часу		Витрати праці	
					робочих, люд. / год.	машиніста, люд. / год. (маш.-год.)	робочих, люд. / год.	машиніста, люд. / год. (Маш.-ч.)
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	Подача пакетів опалубки і арматури	100т	0,29	Є 4-6. т.3	6,4	3,2	1,856	0,928
2	Встановленнящитів опалубки ступенів і подколонніка	1м^2	318,06	Є 4-1-37. т.2	0,41	-	130,404	-
3	Встановлення щитів опалубки стрічкового фундаменту	1м^2	705,6	Є 4-1-37. т.2	0,39	-	275,184	-
4	Установка арматурних виробів вручну	1сетка	825	Є 4-1-44. т.3	0,17	-	321,75	-
5	Прийом бетонної суміші з автотранспорту	1м^3	373,782	Є 4-1-48	0,11	-	41,116	-
6	Подача бетонної суміші до місця укладки	1м^3	373,782	Є 1-6 т.2	0,29	0,145	108,425	54,212

Продовження таблиці 6.4.

1	2	3	4	5	6	7	8	9
7	Укладання і ущільнення бетонної суміші в ступінь і в подколоннік	1м^3	91,542	Е 4-1-49, т.1	0,42	-	38,447	-
8	Укладання і ущільненнябетонноїсуміші в стрічковий фундамент	1м^3	282,24	Е 4-1-49 ,т.2	0,23	-	64,915	-
9	Поливання бетону	100м^2	3,5	Е 4-1-54	0,14	-	0,49	-
10	Покриття бетону утеплювачем	1м^3	373,782	Е 4-1-54	0,27	-	100,921	-
11	Зняття покриття бетону	1м^3	373,782	Е 4-1-54	0,34	-	127,085	-
12	Розбирання опалубки стовпчастого фундаменту	1м^2	318,06	Е 4-1-37 т.1	0,31	-	98,598	-
13	Розбирання опалубки стрічкового фундаменту	1м^2	705,6	Е 4-1-37 т.2	0,21	-	148,176	-
Всього:			**1457,367**				**55,14**	

Погодинна продуктивність однієї автомашини під час перевезення бетонної суміші, т / год.

Продуктивність автомашини на доставці бетонної суміші обчислюється за виразом:

$$Па= Nр×Мб, т/год$$

де Nр- число рейсівавтомашини на годину на доставці бетонноїсуміші;

Мб-маса бетону перевезеного за один рейс, т.

Число рейсівавтомашини за одну годину обчислюють за виразом:

Nр= 60/tца, де tца- тривалість робочого циклу автомобіля, хв.

Тривалість робочого циклу автомашини визначають за виразом:

tр = tп + tр + tм + tр + tп,де tб- тривалість навантаження tп = 1,5 ×Va, хв,

1,5- середній час навантаженнябетонноїсуміші, хв / м3;Va- обсягбетонноїсуміші в автотранспорті, м3;

tп= 1,5×2,5= 3,75 хв;

tр-тривалість розвантаження;

tр= 60×Нвр×Va/Nт, хв.;

Тут Нвр- норма часу на розвантаження (прийом) бетонноїсуміші з автомашини, люд.-год .;

Nт- склад ланки робітників на розвантаження бетонної суміші, чол;

tr = 60 × 0,11 × 2,5 / 1 = 16,5 хв;

tм- тривалість маневрування, tм = 6 хв;

tг- час у дорозі з вантажем;

tг = 60 ×Lпр / Vг, хв.;

де Lпр- привидами відстань транспортування бетонної суміші, км;

Lпр = Кі ×Li, км;

Кі- коефіцієнт дорожнього покриття;

Li- довжина ділянки дороги, км;

Lпр = 1 × 10 = 10 км;

Vг- швидкість завантаженої автомашини, км / год.;

Тг = 60 × 10/30 = 20 хв;

tx- час у дорозі без вантажу;

Vx- швидкість порожньої автомашини, км / год;

tx = 60 × 10/30 = 20 хв;

tца = 3,75 + 16,5 + 6 + 20 + 20 = 66,25 хв;

Np = 60 / 66,25 = 0,905 = 1 - рейс за годину;

Па = 1 × 2,5 = 2,5 т / год;

Пб = Nб / Нвр = 2 / 0,32 = 6,25;

N_a = 6,25 × 2,4 / 2,5 = 6 – автосамоскидів.

4.4.Техніко-економічні показники

1. Загальна тривалість виконаних робіт: T_0 = 21,75 днів;

2. Нормативні витрати праці робітників: $T_р$ = 1457,367 люд.-год.;

3. Нормативні витрати машинного часу: $T_м$ = 55,14 маш.-год.;

4. Загальний обсяг робіт: $V_{раб}$ = 373,782 $м^3$;

5. Виробіток на одного робітника в зміну: У = 373,782 / 1457,367 * 8 = 2,051 $м^3$ / люд.-зм.;

РОЗДІЛ 5. ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВНИЦТВА

Процес створення закінченої будівельної продукції (будівлі, споруди тощо) є організованим та складається з таких етапів:

- підготовка майданчика будівництва (підготовчий період);
- зведення підземної частини (нульовий цикл);
- зведення надземної частини та огороджувальних конструкцій; монтаж інженерного обладнання (надземний цикл);
- внутрішні оздоблювальні роботи; монтаж технологічного обладнання; зовнішні оздоблювальні роботи; благоустрій (лицювальний цикл).

5.1. Підготовка будівельного майданчика

Підготовка майданчика є обов'язковим етапом будівництва, незалежно від призначення (промислове, цивільне, санітарно-технічні системи, енергосистеми тощо). Підготовка будівельного виробництва повинна забезпечувати можливість цілеспрямованого розгортання і виконання будівельно-монтажних робіт і взаємопов'язаної діяльності всіх учасників будівництва. Підготовка до будівництва кожного об'єкта передбачає вивчення інженерно-технічним персоналом проектно-кошторисної документації, детальне ознайомлення з умовами будівництва, а також виконання позамайданчикових та внутрішньомайданчикових підготовчих робіт.

До позамайданчикових підготовчих робіт відносять будівництво:

- під'їздних шляхів і причалів;
- ліній електропередач з трансформаторними підстанціями;
- мереж водопостачання з водозабірними спорудами, каналізаційних колекторів з очисними спорудами;
- житлових містечок для будівельників;
- об'єктів виробничої бази будівельних організацій;
- будівництво пожежних депо та організацію пожежної охорони.

До внутрішньомайданчикових підготовчих робіт відносяться:

- влаштування необхідних огороджень будівельного майданчика (охоронних, захисних або сигнальних);

- створення розбивочної геодезичної основи для будівництва і геодезичні розбивочні роботи для прокладання інженерних мереж і доріг;

- звільнення будівельного майданчика для будівельно-монтажних робіт (розчищення території, знесення старих будівель, зняття родючого шару грунту, складування його в спеціально відведених місцях для подальшого використання при рекультивації земель тощо);

- планування території (за необхідності штучне зниження рівня грунтових вод);

- влаштування постійних та тимчасових внутрішньомайданчикових доріг, під'їздів та інженерних мереж (каналізації, водо-, тепло-, енергопостачання тощо), необхідних на період будівництва та передбачених проектом організації будівництва і проектами виконання робіт;

– влаштування огородження будівельного майданчика з організацією при потребі контрольно-пропускного режиму;

- розміщення мобільних (інвентарних) будинків і споруд виробничого, складського, допоміжного, санітарно-побутового та громадського призначення;

- влаштування складських майданчиків і приміщень для матеріалів, конструкцій і устаткування;

- забезпечення будівельного майданчика освітленням, протипожежним водопостачанням, засобами пожежогасіння, сигналізації та зв'язку.

У випадках, коли будівельний майданчик розташований на території, яка підлягає впливу несприятливих природних і техногених явищ та геологічних процесів (лавини, зсуви, обвали, заболоченість, просідання, підтоплення тощо), після створення геодезичної розбивової основи до початку виконання інших внутрішньомайданчикових підготовчих робіт повинні бути виконані за спеціальними проектами першочергові заходи і роботи із захисту території від вказаних процесів.

Тимчасові позамайданчикові і внутрішньомайданчикові дороги влаштовують при недоцільності або неможливості використання для потреб будівництва постійних існуючих і запроектованих доріг. Конструкція всіх доріг, що використовуватимуться як тимчасові, повинна забезпечувати рух будівельної техніки і перевезення максимальних за масою і габаритами будівельних вантажів.

Водою, теплом, парою, газом, стисненим повітрям і електроенергією будівництво слід забезпечувати, як правило, від існуючих діючих систем, мереж і установок з використанням запроектованих постійних інженерних мереж і споруд.

Завершення позамайданчикових та внутрішньомайданчикових підготовчих робіт в обсязі, що забезпечує будівництво об'єкта, повинно бути підтверджено актом. Акт складається замовником і генпідрядником за участю субпідрядних організацій, що виконували роботи підготовчого періоду, а також голови профспілкового комітету генеральної підрядної будівельної організації та представників територіальних органів Державного нагляду за охороною праці. Після закінчення підготовчого періоду переходять до виконання робіт нульового циклу.

5.2. Зведення підземної та наземної частини будинку

До робіт нульового циклу відносяться: земельні роботи, улаштування підвальних приміщень та перекриття над підвалами, виконання гідроізоляції та зворотного засипання котлованів. При виконанні робіт на цьому етапі будівельники при виконанні стін та перекриття залишають всі потрібні отвори для труб, влаштовують підвальні канали для трубопроводів, фундаменти під агрегати та передають цю роботу за актом сантехнікам. Сантехніки виконують монтаж вводу магістральних мереж опалення, газопроводу, водопроводу, каналізації. Після завершення всіх будівельних та монтажних робіт підвальний поверх здається за актом будівельному управлінню, що виконує наступний етап. Забороняється розпочинати роботи із зведення надземних конструкцій будинку (споруди) або його частини

(захватки, секції, ділянки тощо) до повного завершення влаштування підземних конструкцій і зворотного засипання котлованів, траншей, пазух з ущільненням грунту до щільності його у природному стані або заданої проектом.

Зведення надземної частини. До робіт надземного циклу відносяться: монтаж будівельних конструкцій, монтаж зовнішніх, внутрішніх стін та вікон, покрівельні, столярні та санітарно-технічні роботи. На цьому етапі виконання робіт сантехніки перевіряють правильність розташування отворів та штраб та виконують монтаж системи газопроводу, водопроводу, каналізації, але сюди не входять роботи із устаткування сантехнічного обладнання. Виконуються випробовування змонтованих систем.

Оздоблювальні роботи. До робіт лицювального циклу відносяться оздоблювальні роботи, устаткування сантехнічного обладнання та водорозбірної апаратури.

До початку монтажу сантехнічних ситем повинні бути виконані такі загальнобудівельні роботи [29]:

– у приміщеннях, що розташовані вище від нульової відмітки, наявні міжповерхові та горищне перекриття, сходові марші, перегородки, основи і фундаменти під сантехнічне обладнання; залишені або пробиті отвори, рівчаки для прокладання трубопроводів (зі збереженням розмірів і допусків, що встановлені нормами); залишені монтажні отвори в стінах, перекриттях та перегородках, які передбачені ПВР для подання великогабаритних вузлів і обладнання до місць монтажу; встановлені в будівельних конструкціях закладні деталі для прикріплення трубопроводів; виконана підготовка під покриття підлоги; на стінах та колонах нанесені незмивною фарбою відмітки чистої підлоги плюс 0,5 м; виконані покриття підлог або смуги покриття підлог в місцях встановлення підлогових конвекторів; заштукатурені і загрунтовані під лицювання стіни, ніші та перегородки в місцях встановлення нагрівальних і санітарних приладів; засклені приміщення; очищені від будівельного сміття місця виконання робіт та забезпечений

вільний доступ до них; споруджені риштування, настили для роботи на висоті більше ніж 1,5 м; освітлені місця виконання робіт та передбачена можливість підключення на поверхах до електоромереж електрифікованого інструменту і електрозварювальних пристроїв;

– у сантехнічних вузлах та кухнях: до прокладання трубопроводів – повинні бути наявні перегородки, поштукатурені стіни та стелі, виконана підготовка під покриття підлог; до встановлення сантехнічних і газових приладів – виконана гідроізоляція підлоги, покриття підлоги, облицьовані плиткою стіни, пофарбовані стіни і стелі, встановлені двері; до встановлення водорозбірної арматури – пофарбовані стіни і стеля.

На даному етапі робіт виконується регулювання системи опалення та промивання системи внутрішньої каналізації. Остаточно здається об’єкт замовнику.

На етапі створення будівельної продукції можуть бути внесені корективи залежно від призначення будівництва. Наприклад, під час будівництва димових труб, градирень та інших подібних споруд в зв’язку з обмеженим фронтом робіт лицювальні роботи в самостійний цикл не виділяються.

Під час виконання робіт на об’єкті будівництва необхідно:

– вести загальний журнал робіт. Загальний журнал робіт є основним первинним виробничим документом, який відтворює технологічну послідовність, терміни, якість і умови виконання будівельно-монтажних робіт. Загальний журнал робіт веде особа, відповідальна за будівництво і заповнює його з першого дня роботи на об’єкті особисто або доручає керівникам змін. При здачі завершеного будівництвом об’єкта загальний журнал робіт передається замовнику і зберігається в нього до введення об’єкта в експлуатацію;

– вести спеціальні журнали з окремих видів робіт, перелік яких встановлюється генпідрядником за погодженням із замовником і субпідрядними організаціями. Спеціальні журнали робіт ведуться

спеціалізованими будівельно-монтажними організаціями, які виконують певні роботи на об’єкті. При здаванні завершеного будівництвом об’єкта спеціальні журнали робіт передаються замовнику і зберігаються в нього до введення об’єкта в експлуатацію;

– вести журнали авторського нагляду проєктних організацій. Журнал авторського нагляду ведеться проектувальниками (2 примірники). Представники підрядника і замовника відмічають в журналі авторського нагляду факт ознайомлення із зауваженнями, а також вносять записи щодо виконання вказівок спеціалістів, які здійснюють авторський нагляд. Після прийняття об’єкта в експлуатацію генеральний підрядник повинен передати журнал на зберігання замовнику, а проектувальник повинен передати свій примірник в архів проектної організації;

– складати акти обстеження прихованих робіт, проміжного прийняття відповідальних конструкцій, індивідуального та комплексного випробування устаткування, систем, мереж та пристроїв. Види робіт та конструкцій, на які повинні складатися акти огляду прихованих робіт, наведені в додатку В.

– оформляти іншу виробничу і виконавчу документацію – комплект робочих креслень з написами, зробленими особами, вдповідальними за виконання будівельно-монтажних робіт, про відповідність виконаних в натурі робіт цим кресленням або внесеними в них за погодженням із замовником та проектною організацією змінами.

Після завершення окремих етапів робіт (зведення підземної частини, надземної частини тощо) слід своєчасно звільняти майданчик від тимчасових будівель і споруд, як тільки в них відпаде необхідність, керуючись будгенпланом до відповідних стадій будівництва, а також своєчасно відключати і розбирати мережі тимчасового водо-, енерго-, газо- та теплопостачання.

Закінчені будівництвом і підготовлені до експлуатації відповідно до затвердженного проекту об’єкти підлягають введенню в експлуатацію в порядку, який встановлений чинним законодавством. Закінчені будівництвом

об’єкти можуть бути прийняті і введені в експлуатацію тільки при забезпеченні необхідних умов охорони праці відповідно до вимог техніки безпеки і виробничої санітарії, вимог пожежної і радіаційної безпеки та виконання заходів із захисту навколишнього середовища. Здача-прийняття проводиться в порядку, встановленому діючими нормами [28], і оформляється актом, підписання якого визначає момент передачі об’єкта у власність замовника.

5.3. Геодезичне забезпечення будівництва

В підготовчий період забезпечується:

- відведення меж ділянки;
- розбивання та закріплення будівельної сітки або основних осей будинку;
- визначення висотних відміток майданчика.

Висотна геодезична основна на території будівництва закріплена постійними знаками таким чином, щоб висотні відмітки можна було стримувати на об’єкті будівництва від двох реперів.

Під час визначення місцеположення нівелірних знаків ураховані місцеві мережі, рух транспорту в період будівництва, переміщення грунту із котлованів та траншей.

Місце закріплення зручне для встановлення на знаку геодезичних приладів і ведення з них вимірювань.

Винос в натуру головних осей контролюється двічі. Вісі будинку закріплюється знаками осей. Після закінчення робіт по влаштуванню підземної частини будинку складається виконавча зйомка плановисотного положення елементів конструкцій.

5.4. Розрахунок площ складів

Площа складів для зберігання конструкцій, матеріалів і полуфабрикатів визначається за формулою:

Таблиця 5.1

Специфікація збірних елементів

Назва виробу	Марка виробу	Розміри, см.			Вага виробу	Кількість	Вага
		L	B	H	кг.	шт.	т.
1.Плита перекр.	ПК65-12-8	648	119	22	2.273	286	650.07
2	ПК63-12-8	628	119	22	2.200	742	1632.4
3	ПК63-10-8	628	99	22	1.825	156	284.70
4	ПК33-12-8	328	119	22	1.190	48	57.12
5	ПК33-10-8	328	99	22	0.975	156	152.10
6. Сходова площадка	2ЛПФ28.13	280	129	22	1.2	96	115.2
7. Сходовий марш	ЛМ27.12.14	272	120	140	1.5	96	144.00
8. Козирок	КВ 18-22	220	184	80	1.25	4	5.0
9. Перемички	1ПБ 10-1П	100	12	6.5	0.020	244	4.88
10	1ПБ 13-1П	130	12	6.5	0.025	422	10.55
11	2ПБ 13-1П	130	12	14	0.054	550	29.70
12	2ПБ 19-3П	194	12	14	0.081	2222	179.98
13	2ПБ 22-3П	220	12	14	0.092	528	48.57
							3517.5

$$S = \frac{n \times Q_З \times K \times a}{t \times q} \text{ (м}^2\text{)}, \qquad (5.1)$$

де n – кількість днів запасу матеріалів або конструкцій на складі;

$Q_з$ – загальна потреба в матеріалах або конструкціях.

t – тривалість витрати матеріалів або конструкцій згідно графіку виробництва робіт (приймається на основі календарного плану).

K – коефіцієнт нерівномірності надходження матеріалів або конструкцій (приймається в межах 1,3-1,5).

a – коефіцієнт, що враховує наявність проходів в складах.

q – норма зберігання матеріалів або конструкцій на 1м^2 площі складу.

Кількість складів приймається із умови рівномірного розміщення ресурсів по фронту робіт. На будгенплані показані площадки скадування матеріалів.

Таблиця 5.2.

Відомість обсягу основних робіт

Найменування робіт	Одиниці виміру	Об'єм
1.Улаштування буд майданчика	м²	5715.31
2.Розробка котловану: виїмка зворотна засипка	м³	 2650.78 271.83
3.Улаштування гравію (попередня висипка)	м³	1198.44
4.Бетонні роботи: фундамент перший поверх	м³	 871.50 818.97
5.Кладка несучих стін,товщина 640-380мм	м³	9152.90
6.Кладка перегородок	м²	6889.50
7.Монтаж плит перекриття	шт.	1388
8.Монтаж сходових маршів	шт.	96
9.Монтаж сходових площадок	шт.	96
10.Заливка плит балконів	шт.	176
11.Заливка плит козирків	шт.	4
12.Монтаж перемичок	шт.	3966
13.Заливка стиків плит перекриття вручну	м.п.	928.00
14.Подача цегли	1000шт.	2245.41
15.Монтаж металоконструкцій	т.	8.30
16.Подача кладочного розчину	м³	2395.10
17.Встановлення та перестановка підмостей		998
18.Улаштування даху(утеплення та гідроізол.)	м²	1117.28
19.Заповнення віконних проємів	м²	1522.00
20.Заповнення дверних проємів	м²	1242.00
21.Опалення та водопостачання		
22.Каналізація: зовнішня внутрішня		
23.Монтаж електропроводки		
24.Штукатурка	м²	26956.76
25.Улаштування бетонної підлоги підвалу	м²	508.90
26.Улаштування ц/п стяжки,товщиною до 60мм	м²	8928.26
27.Шпатлювання стін	м²	23365.76

28.Шпатлювання стелі	м²	8928.26
29.Малярні роботи	м²	25723.94
30.Улаштування паркетної підлоги в квартирах	м²	3312.76
31.Покриття дерев'яної підлоги лаком	м²	3312.76
32.Улаштування підлоги з керамічної плитки	м²	5615.50
33.Оздоблення стін керамічною плиткою	м²	3730.96
34.Встановлення радіаторів	шт.	692
35.Встановлення ванн	шт.	
36.Встановлення умивальників	шт.	
37.Встановлення унітазів	шт.	
38.Асфальтування відмостки,тротуарів та площ..	м²	
39.Монтаж ліфтів	шт.	4
40.Пуск та наладка технологічного обладнання		
41.Здача будинку в експлуатацію		

Таблиця 5.3

Потреба в основних будівельних машинах та механізмах

№п/п	Назва	Один. вим.	Кільк.
1.	Бульдозер Д-271 А	шт.	1
2.	Екскаватор ЕО-4121	шт.	1
3.	Також, ЕО-3322 А	шт.	1
4.	Баштовий кран КБ-473	шт.	1
5.	Автомобільний кран КС-2561 Е	шт.	2
6.	Штукатурна станція	шт.	4
7.	Малярна станція	шт.	4
8.	Зварювальний апарат СТШ-500	шт.	1
9.	Каток моторний Д-9 (Д-484)	шт.	1
10.	Асфальукладчик Д-150 Б	шт.	1
11.	Станок для згинання арматури	шт.	1

5.5. Вибір будівельного крану. Геометричні розміри будинку.

Будинок має 6-ть поверхів та дві секції

Загальна довжина по осях – 79040мм

Загальна ширина по осях – 13880мм

Висота – 37460мм

Необхідні параметри крана:

Вантажопідйомність крана

$$Q_{тр.кр.} = q_{\max} + q_z = 2.273 + 0.5 = 2.773\text{т.}$$

де $q_{\max}$ - маса найбільш важкого вантажу – 2.273т.

q_z - маса вантажозахватних пристроїв – 0.5т.

Висота до стріли крана

$$H_{тр.кр.} = h_0 + h_p + h_z + h_c = 37.46 + 2.54 + 1.0 + 5.0 = 46.0м$$

де h_0 - висота будинку – 37.46м

h_p - висота вантажу – 2.54м

h_z - запас по висоті – 1.00м

h_c - висота строповки – 5.00м

Необхідний виліт стріли крана

$$L_{тр.кр} = 52.00\text{м}$$

Виходячи з даних результатів підбираємо баштовий кран, що задовольняє дані характеристики. Обираємо кран КБ-473.

РОЗДІЛ 6. ОХОРОНА ПРАЦІ

6.1. Класифікація будівель та споруд за вогнестійкістю

Протипожежний захист будівель і споруд значною мірою залежить від вогнестійкості будівельних конструкцій.

Займистість – це здатність матеріалу під впливом місцевої дії високотемпературного джерела підпалювання самостійно горіти чи тліти при наявності цього джерела та після його видалення.

Усі будівельні матеріали і конструкції відповідно до ДБН В.1.1-7-2016 «Пожежна безпека об’єктів будівництва» за займистістю поділяють на три групи: неспалимі, важко спалимі і спалимі.

Неспалимі матеріали під дією вогню або високої температури не займаються, не тліють і не обвуглюються. До них належать усі природні й штучні неорганічні матеріали і метали, з яких виготовляють вогнестійкі конструкції.

Важко спалимі матеріали під дією вогню чи високої температури займаються не відразу. Спочатку вони тліють або обвуглюються і продовжують горіти або тліти лише в тому разі, якщо є джерело вогню, а після його видалення горіння або тління припиняється (повсть, фіброліт, дерев'яні перегородки і стіни, поштукатурені з обох боків, тощо).

Спалимі матеріали під дією вогню чи високої температури горять або тліють і продовжують горіти або тліти після видалення джерела вогню (деревина, пластмаси, руберойд та інші органічні матеріали). Конструкції з цих матеріалів найбільш вогненебезпечні.

Вогнестійкістю називають здатність матеріалів і конструкцій зберігати свою міцність під дією вогню, наприклад, в умовах пожежі. Всі будівлі та споруди за вогнестійкістю поділяють на п'ять ступенів (табл. 9.1).

Тривалість (в годинах) опору будівельних конструкцій дії високої температури при пожежі до вичерпання нею своїх робочих функцій називають межею вогнестійкості. Межа вогнестійкості характеризується появою таких ознак:

- створенням в огороджувальній конструкції (стіна, перегородка, перекриття, покриття) наскрізних тріщин, через які можуть проникати полум'я і продукти горіння;

- підвищенням температури на поверхні, що не обгоряє, огороджувальної конструкції більш ніж на 140°С чи в іншому місці цієї поверхні більше ніж на 180°С порівняно з початковою температурою або більш ніж на 220°С незалежно від початкової температури конструкції;

Таблиця 6.1

Характеристика будівель і споруд за ступенем вогнестійкості їх

Конструкції	Ступінь вогнестійкості				
	I	II	III	IV	V
	Необхідна межа вогнестійкості, год.				
Несучі стіни, стіни сходових кліток, колон	2,5	2,0	2,0	0,5	Не нормується
Зовнішні стіни з навісних панелей	0,5	0,25	0,25	0,25	Не нормується
Плити, настили та інші несучі конструкції міжповерхових перекриттів і горищ	1,0	0,75	0,75	0,25	Не нормується
Плити, настили та інші несучі конструкції покриття	0,5	0,25	-	-	Не нормується
Внутрішні несучі стіни (перегородки)	0,5	0,25	0,25	0,25	Не нормується

- втратою конструкцією несучої властивості чи стійкості (обвалення).

Введене поняття межа розповсюдження вогню (полум'я) по будівельних конструкціях, яка становить розмір пошкодження конструкції протягом 15 хв. і вимірюється в сантиметрах.

За ступенем розповсюдження вогню будівельні конструкції поділяють на такі групи:

- перша група включає конструкції з нульовою межею розповсюдження вогню, коли в процесі теплової дії і після неї горіння і тління не припиняються, але допускаються часткові механічні руйнування в зонах нагрівання і контролю;

- до другої групи належать конструкції, в яких вогонь не розповсюджується за допустимі межі, причому горіння і тління в обігрівальній і контрольній зонах не виходять за межі 40 см вгору для вертикальних і понад 25 см в різні боки для горизонтальних конструкцій;

- у конструкціях третьої групи вогонь розповсюджується за допустимі межі, причому в процесі випробування чи до повного вихолодження їх спостерігається одне з таких явищ: горіння розповсюджується в різні боки за межі зони нагрівання більш як на 40 см вгору для вертикальних і понад 25 см вбік для горизонтальних конструкцій; розкриття швів, стиків і створення наскрізних отворів у зовнішній обшивці з наступним чи попереднім загорянням середнього шару з горючого матеріалу. ДБН В.1.1-7-2016 «Пожежна безпека об’єктів будівництва».

Нині межі вогнестійкості будівельних конструкцій визначають експериментальними і розрахунковими методами, їх називають фактичними межами вогнестійкості. Встановлені нормами межі вогнестійкості та основних частин будівель і споруд називають необхідними межами вогнестійкості.

Умови пожежної безпеки щодо будівельних конструкцій формулюють так: фактична група займистості повинна бути не вищою від необхідної, а фактичні межі розповсюдження вогню — не нижчі, ніж необхідні (мінімальні). Додержання при проектуванні й будівництві будівель і споруд наведених умов безпеки є однією з важливих умов забезпечення їх збереження під час пожеж.

6.2. Методи визначення вогнестійкості будівельних конструкцій

Одним з основних методів є вогневипробування конструктивних елементів натуральних розмірів, які піддають дії нормативних навантажень і реальних агресивних факторів, що виникають в умовах пожеж, і фіксують час з початку випробування до появи однієї з ознак межі вогнестійкості.

Огороджувальні конструкції (стіни, перегородки, плити перекриттів і покриттів) піддають однобічному нагріванню, балки, прогони і ригелі нагрівають з трьох боків, а ферми, колони, стовпи й стояки - по всій бічній поверхні. Несучі конструкції піддають дії нормативних навантажень (без коефіцієнта перевантаження). Конструктивні елементи в процесі нагрівання випробовують на термічну стійкість при різкому охолодженні струменями води. Межі вогнестійкості елементів будівельних конструкцій знаходять також методами моделювання і розрахунку.

Вогнестійкість окремих видів будівельних конструкцій. Вивчення дало змогу встановити характер руйнувань і межі вогнестійкості більшості будівельних конструкцій.

Сталеві конструкції не захищені неспалимими теплоізоляційними матеріалами, вони прогріваються до високої температури і через 15...20 хв. після початку нагрівання втрачають надійність і стійкість. Облицювання металевих конструкцій неспалимими теплоізоляційними матеріалами значно підвищує вогнестійкість їх. Так, якщо сталеву колону облицювати штукатуркою завтовшки 25 мм (по сітці), то межа вогнестійкості її становитиме 45хв, а при товщині її до 50 мм вона збільшується до 2 год. Нині застосовують фарби, що спучуються, які підвищують межу вогнестійкості металевих конструкцій до 35...45 хв.

Серед кам'яних конструкцій найбільш вогнестійкі конструкції, виконані з глиняної цегли. Руйнуються вони при температурі 900...950°С, тоді як конструкції з бетону і силікатної цегли під час пожежі руйнуються при температурі 650 - 700°С, конструкції з граніту - при 600...650°С, а з вапняку - при 850 - 900°С.

Вогнестійкість залізобетонних конструкцій залежить від призначення, розмірів, зрізу їх, теплофізичних властивостей бетону, а також від виду застосовуваної арматури.

Вогнестійкість центрально-стиснутих колон залежить від розмірів поперечного зрізу і виду крупного заповнювача в бетоні.

На вогнестійкість колон гнучка арматура не впливає, за винятком колон, що мають армування більш як 3,5%, з жорсткою і спіральною арматурою. Це відбувається внаслідок того, що гнучка арматура при взятих у будівництві величинах захисного шару в умовах пожежі швидко прогрівається до критичної температури і виходить з ладу, тоді як для прогрівання бетону до критичної температури потрібно значно більше часу.

Вогнестійкість порожнистих колон значно нижча, ніж вогнестійкість колон суцільного зрізу.

Вогнестійкість колон з армуванням 3,5% і більше, що застосовується в багатоповерхових будинках, визначається виведенням з ладу робочої арматури, внаслідок чого такі колони мають більш низькі межі вогнестійкості (порівняно із слабко армованими).

Межі вогнестійкості позацентрово-стиснутих колон з малим ексцентриситетом значно нижчі від меж вогнестійкості центрально стиснутих колон, що мають такі самі розміри зрізу і запаси надійності.

Вогнестійкість балок, прогонів ригелів і плит залежить від виду робочої арматури, товщини захисного шару бетону і статичної схеми роботи. Більш високі межі вогнестійкості мають статично невизначені конструкції, що зумовлено явищем перерозподілу зусиль при нагріванні їх. Попередньо напружена арматура знижує вогнестійкість цих конструкцій.

Вогнестійкість залізобетонної ферми визначається вогнестійкістю одного з її елементів, що має найменші розміри поперечного зрізу і мінімальний запас надійності. Більшість залізобетонних ферм мають межі вогнестійкості 0,75... 1,50 год.

Вогнестійкість суцільних залізобетонних стін і перегородок залежить від їхньої товщини і виду бетону.

Вогнестійкість стін і перегородок значно знижується, якщо вони заповнені спалимими матеріалами. Панелі, заповнені спалимими пінопластами, вважаються важко-спалимими, хоча їхня шкаралупа і спалима. Це пояснюється тим, що навіть нетривале нагрівання конструкції при пожежі спричинює горіння заповнювача і поширює вогонь по всьому будинку.

Вогнестійкість несучих стін сучасних будинків залежить від розмірів зрізу значно менше, оскільки руйнування їх при пожежі визначається не прогріванням протилежної від вогню поверхні до небезпечних температур, а змінами напруженого стану в процесі нагрівання. Це відбувається тому, що несучі стіни великопанельних будинків не виконують функцій теплозахисних огорож і тому мають невелику товщину (12...14 см). Внаслідок цього і межі вогнестійкості цих стін значно знижуються.

Конструкції з дерева і пластмас спалимі. Спалимі також багато ізоляційних, акустичних і облицювальних матеріалів з застосуванням дерева і пластмас: пороплаcт поліуретановий, мінераловатні плити на бітумному в'яжучому, деревоволокнисті й деревостружкові плити, полістирольні плитки, поліетиленові й поліхлорвінілові плівки, склопластики. Значним недоліком конструкцій і матеріалів із пластмас є те, що при їх горінні виділяються високотоксичні продукти термічного розпаду.

Щоб підвищити опірність конструкцій з дерева і пластмас впливу вогню, використовують різні способи вогнезахисту. Деревину піддають поверхневій і глибинній обробці вогнезахисними сполуками (фарбування теплостійкими сполуками, штукатурення, глибинне просочення рідкими вогнезахисними сполуками). У деякі види пластмас при виготовленні їх додають добавки, зменшуючи горючість конструкцій.

Вогнестійкість конструкцій при проектуванні будівель і споруд вибирають за умови, що фактична межа вогнестійкості конструктивного елемента має бути не менша від необхідної межі вогнестійкості.

Вогнестійкість будівель і споруд визначається вогнестійкістю протипожежних стін (брандмауерів), несучих стін, стін сходових площадок, колон, зовнішніх стін з навісних панелей і зовнішніх фахверкових стін, несучих конструкцій міжповерхових і горищних перекриттів, несучих конструкцій покриттів, внутрішніх не несучих стін (перегородок).

6.3. Протипожежні розриви між будівлями і спорудами

Щоб виключити або знизити небезпеку розповсюдження пожежі на сусідні об'єкти і забезпечити умови для успішної її ліквідації, між будівлями і спорудами встановлюють безпечні відстані, що називаються протипожежними розривами.

При визначенні протипожежних розривів ураховують основний фактор, що сприяє виникненню пожеж чи вибухів на сусідніх об'єктах, - дії променевої теплоти. Фактори, що сприяють можливості поширення пожежі при вибухах на технологічних установках, а також метеорологічні умови при визначенні протипожежних розривів не враховують.

Основним показником, що визначає протипожежні розриви, є ступінь вогнестійкості будівель та споруд. Тому, щоб скласти генеральний план, потрібно насамперед встановити фактичний ступінь вогнестійкості будівлі чи споруди.

Протипожежні розриви встановлюють залежно від призначення будівель і споруд, фактичного ступеня вогнестійкості їх, категорії пожежної небезпеки виробничих процесів тощо. Норми протипожежних розривів між виробничими будівлями, спорудами, закритими складами і допоміжними будівлями, розміщеними на території підприємств і новобудов регламентуються ДБН В.1.1-7-2016 «Пожежна безпека об’єктів будівництва» і зазначені в табл. 6.2.

Таблиця 6.2

Протипожежні розриви між виробничими будівлями, спорудами, закритими складами і допоміжними будівлями

Ступінь вогнестійкості будівель і споруд	Розриви, м, при ступені вогнестійкості будівель і споруд		
	I і II	III	IV і V
I і II	9	9	12
III	9	12	15
IV і V	12	15	18

Якщо пожежо- і вибухонебезпечні виробничі процеси розміщують на відкритих площадках, то розриви між ними і виробничими, допоміжними та іншими будівлями і спорудами визначають за нормами будівельного проектування.

Норми протипожежних розривів для житлових, громадських і допоміжних будівель промислових підприємств зазначені в табл. 6.3 і регламентуються ДБН В.1.1-7-2016 «Пожежна безпека об'єктів будівництва»

Таблиця 6.3

Протипожежні розриви між житловими, громадськими і допоміжними будівлями промислових підприємств

Ступінь вогнестійкості однієї будівлі	Розриви, м, при ступені вогнестійкості іншої будівлі		
	I і II	III	IV і V
I і II	6/9	8/9	10/12
III	8/9	8/12	10/15
IV	10/12	10/15	15/18

Якщо в будівлі розміщуються виробництва, що належать до категорій А і Б, то протипожежні розриви, зазначені в табл. 9.3, між житловими та громадськими будівлями і складами торфу, лісоматеріалів, легкозаймистих і горючих рідин збільшують на 25%.

Розриви для сільських населених місць беруть дещо більші, оскільки в сільській місцевості менше можливості використовувати потужну пожежну техніку, ніж у містах.

Протипожежні перешкоди призначені для того, щоб не допустити розповсюдження вогню на сусідні приміщення чи будівлі. Вони можуть бути також укриттям для підрозділів, що беруть участь в гасінні пожежі. До основних протипожежних перешкод належать неспалимі перекриття, протипожежні зони і стіни (брандмауери). Допоміжними перешкодами можуть бути також теплові екрани, водяні завіси, димові і вибухові люки.

Нині протипожежні зони проектують дуже рідко. Розглянемо конструктивні особливості протипожежних стін і найважливіші вимоги пожежної безпеки, що до них ставляться. Протипожежною стіною (брандмауером) називають глуху чи з прорізами, захищеними належним чином, неспалиму стіну, що має межу вогнестійкості не меншу ніж 2,5 год., спирається безпосередньо на фундамент і перерізує всі важко спалимі й спалимі конструктивні елементи будівлі чи споруди.

Протипожежні стіни розділяють виробничі процеси з різною пожежною небезпекою (при розміщенні їх в одній будівлі), поділяють на секції великі за площею будівлі різного призначення, відділяють окремі складські і допоміжні приміщення від виробничих, поділяють складські будівлі на протипожежні відсіки, зменшують протипожежні розриви між будівлями.

Протипожежні стіни можуть бути внутрішніми, якщо вони запобігають поширенню пожежі в будівлі, і зовнішніми, які призначені для непоширення пожежі на сусідні будівлі.

Щоб протипожежна стіна у будівлях із спалимими і важко спалимими огорожами могла протистояти поширенню вогню з однієї частини будівлі на інші, підвищення гребеня протипожежної стіни над спалимою покрівлею чи неспалимою і важко спалимою покрівлею із спалимим утеплювачем має бути не менш як 0,6 м, а над спалимою і неспалимою покрівлею без утеплювача - 0,3 м. У будівлях IV і V ступенів вогнестійкості протипожежна стіна, крім того, повинна виходити за зовнішню площу зовнішніх стін, карнизи і звиси покрівель не менше ніж на 0,3 м (якщо влаштувати такі виступи не можна, то

допускається заміняти їх протипожежними зонами із неспалимих матеріалів завширшки не менш як 1,8 м).

У протипожежних стінах (як і в неспалимих перекриттях) передбачають прорізи, загальна площа яких не повинна перевищувати 25% площі протипожежної стіни. Щоб виключити можливість поширення пожежі на суміжні приміщення, заповнення прорізів протипожежних стін (двері, ворота, вікна, люки тощо) мають бути неспалимими чи важко спалимими.

6.4. Евакуація людей при виникненні пожеж

При проектуванні і зведенні будівель і споруд різного призначення важливим завданням є створення найсприятливіших умов для руху людини і гарантування її безпеки у разі виникнення аварійної ситуації (пожежа, загроза вибуху).

Розглянемо деякі поняття і визначення, зазначені в нормах з евакуації людей з будівель і приміщень у випадку пожежі.

Шлях евакуації – це ділянка руху людей до виходу з приміщення чи будівлі (проходи, коридори, драбини).

Евакуаційними є виходи, що ведуть:

а) з приміщень першого поверху безпосередньо надвір чи через коридор, вестибуль, на східці;

б) з приміщень інших поверхів, крім першого, в коридор чи прохід, який веде до східців чи безпосередньо на них, що мають самостійний вихід надвір;

в) з приміщення в сусіднє приміщення на цьому самому поверсі, що забезпечені виходами, вказаними в пунктах «а» і «б» за винятком випадків, зазначених у будівельних нормах.

При проектуванні евакуаційних виходів через суміжні приміщення з виробництвами категорії В виходів планують не менше двох, кожний з яких повинен вести в окреме ізольоване приміщення з виходом безпосередньо надвір або через коридор, вестибуль чи на східці.

Для своєчасної і безпечної евакуації людей з будівель під час пожежі важливо правильно вибрати довжину шляхів евакуації. Основними

факторами, що визначають цю довжину, є призначення будівлі (житлова, громадська чи виробнича) і ступінь вогнестійкості її, яка впливає на швидкість поширення пожежі (чим нижчий ступінь вогнестійкості будівлі, тобто чим більше вона має спалимих будівельних конструкцій, тим швидше в ній буде поширюватись вогонь).

Гранично допустимі відстані до евакуаційних виходів для житлових, громадських і виробничих будівель беруть відповідно до будівельних норм. Ці відстані встановлені нормами проектування з розрахунку, щоб евакуація людей не перевищувала допустимого часу безпечної евакуації їх.

Для безпечного спускання людей з висотних будинків під час пожежі потрібно мати не менше двох неспалимих драбин. На кожному підприємстві на випадок виникнення пожежі повинен бути план евакуації, затверджений керівником підприємства.

Евакуація людей з кожного об'єкта повинна бути завершена до досягнення граничне допустимих рівнів небезпечних факторів пожежі, встановлених санітарними нормами. Для цього має бути забезпечена можливість для вільного руху людей евакуаційними шляхами. Під час евакуації всі люди, які є в будівлі, починають рухатися одночасно і, як правило, в одному напрямку – до виходу. При пожежі через психологічний фактор чи несприятливі умови більшість людей докладає фізичні зусилля для того, щоб швидше залишити небезпечну зону. Внаслідок цього щільність людських потоків на шляхах евакуації значно перевищує щільність при русі людей в нормальних умовах і в деяких випадках досягає граничних значень (10...12 чол./м^2).

Рух людей у потоці характеризується щільністю потоку Д, швидкістю руху V та інтенсивністю руху д. Щільність людського потоку є початковою характеристикою для визначення швидкості та інтенсивності руху. Із збільшенням щільності потоку швидкість руху зменшується і при Д = 9 чол./м2 для горизонтальних ділянок шляху не перевищує 15 м/хв.

Інтенсивність руху q (часткова пропускна здатність) характеризується кількістю людей, що проходять 1 м шляху чи проходу за одиницю часу, і залежить від щільності потоку. Загальну пропускну здатність Q евакуаційного проходу чи виходу визначають за формулою $Q=\delta q$, де δ – ширина ділянки шляху чи проходу. Оскільки інтенсивність руху це експериментальна величина, то для кожного виду шляху (горизонтального, по східцях угору чи вниз) і дверних прорізів її визначають за формулою:

$$q = Q/\delta.$$

При збільшенні щільності потоку інтенсивність руху також збільшується до максимального значення для кожного виду шляху, а потім починає зменшуватись. Її зменшення пов'язане з особливостями руху людей у потоці й насамперед із зменшенням кроку людини при збільшенні щільності потоку, що впливає як на швидкість руху V, так і на загальну пропускну здатність евакуаційного шляху чи виходу.

Отже, швидкість та інтенсивність руху людей у потоці залежить головним чином від його щільності. Щільність людського потоку залежить від кількості людей, що евакуюються N, а також об'ємно-планувальних і конструктивних рішень евакуаційних шляхів і виходів.

Люди повинні бути евакуйовані до початку небезпечних для них факторів пожежі і по можливості без затримання руху. Повною мірою цьому відповідає принцип нормування евакуаційних шляхів і виходів розрахунковим методом. При цьому нормують потрібний час евакуації і параметри руху людей, необхідні для оцінки розрахунковим методом фактичного часу евакуації людей з окремих приміщень і будівель. Наприклад, для евакуації зі сцени незалежно від її типу потрібно 1,5 хв. Для інших будівель і споруд час евакуації визначають спеціальним розрахунком.

Евакуаційних виходів із приміщень поверхів та будівель повинно бути не менше двох; розміщують їх один від одного на значній відстані. Мінімальну відстань між евакуаційними виходами визначають за формулою

L=1,5√П, де П – периметр приміщення. Мінімальна ширина дверей на шляхах евакуації становить 0,8 м, а проходів – не менш як 1 м.

Східці є одним з найбільш надійних евакуаційних шляхів, що сполучають усі поверхи з безпосередніми виходами з будівель. Тому східці повинні мати зручний зв'язок евакуйованих з поверхами і надійно ізольованими від факторів пожежі. Для цього східці виконують з вогнестійких огороджувальних конструкцій. Для попередження можливості розповсюдження пожежі на східцях їх ізолюють від поверхів, підвалів і горищ. Не можна оздоблювати елементи східців горючими матеріалами, а також влаштовувати на східцях приміщень різного призначення. Східці повинні освітлюватись через вікна зовнішніх стін. У будівлях і спорудах передбачаються зовнішні пожежні сталеві драбини завширшки 0,7 м. Починатися вони повинні з висоти 2,5 м і мати площадку для виходу на покрівлю з огорожею заввишки не менш як 0,6 м.

6.5. Пожежна безпека на будівельному майданчику

Вимоги до утримання території та приміщень.

Завданням пожежної безпеки у будівництві є попередження виникнення пожеж, забезпечення умов для успішної локалізації та ліквідації їх, своєчасної й безпечної евакуації людей і майна, що досягають переважно організаційними, конструктивними та об'ємне планувальними рішеннями. Важливі також правильна організація і утримання території будівельного майданчика і приміщень на ньому.

До початку будівництва зносять усі споруди, розміщені в протипожежних розривах між будівлями, що зводяться. Відповідно до ПВР на будівельному майданчику до початку основних будівельних робіт влаштовують під'їзні і внутрішні дороги завширшки не менш як 3,5 м для одно і 6 м - для двостороннього руху. При наявності тупикових доріг влаштовують петльові об'їзди чи майданчики 12×12 м. для розвороту пожежних автомобілів. До всіх об'єктів, що будуються і експлуатуються, в тому числі й до тимчасових, влаштовують вільні під'їзди.

Не можна загромаджувати різними предметами проїзди, входи і виходи в будівлях, під'їздів і підступи до пожежного інвентаря і обладнання. Через прокладені по території будівництва трубопроводи, електролінії, де є проїзд автомобілів, влаштовують переїзні містки чи об'їзди.

З робочих місць і з території будівельного майданчика слід щоденно прибирати спалимі матеріали (обрізки лісоматеріалів, тріски, кору, тирсу тощо). Будівельний майданчик і споруджуваний будинок повинні утримуватись у постійному порядку, чистоті і пожежобезпечному стані.

Перераховані вище відходи потрібно розміщувати не ближче ніж за 5 м від найближчих будівель і лісоматеріалів та інших горючих речовин.

Дерев'яні та інші спалимі відходи можна тимчасово зберігати на території будівництва на відстані 30 м від споруджуваних та тимчасових об'єктів у кількості, що не перевищує тридобового постачання цих відходів з цехів чи з об'єктів будівництва.

Складування спалимих будівельних матеріалів у протипожежних розривах між будинками не допускається. Навколо майданчиків для складування та закритих складів територію очищають від трави, кори та тріcок.

Складуючи лісоматеріали та інші вогненебезпечні матеріали (толь, руберойд, лінолеум тощо), необхідно додержувати норм складування; крім того, між штабелями повинні бути нормовані проходи і проїзди.

Тимчасові санітарно-побутові й адміністративне господарські приміщення розташовують групами не більше 10 і на відстані, не меншій ніж 24 м від споруджуваного будинку. На територію будівельного майданчика від міської пожежної лінії підводять пожежний водопровід або влаштовують пожежні водойми для зберігання води з мінімальним об'ємом 100 м3. Будівельний майданчик забезпечують телефонним зв'язком і звуковою сигналізацією (сирена, дзвінок тощо). Дороги, проїзди і місця джерел пожежного водопостачання (гідранти, водойми) освітлюють, щоб ними можна було користуватися вночі.

Територію будівельного майданчика забезпечують засобами пожежегасіння, місцем для куріння, а також відповідними плакатами та знаками пожежної безпеки.

Місця для варіння бітуму розташовують на відстані, не меншій ніж 30 м від будівель і споруд IV і V ступенів вогнестійкості, 20 м - від будівель III ступеня і 10 м - від будівель I і II ступенів.

Тимчасову електромережу на будівельному майданчику виконують ізольованим проводом і підвішують на тросах на висоті, не меншій ніж 2,5 м над робочим місцем, 3 м над проходами і 6 м над проїздами.

Керівники будов, дільниць, цехів та інші службові особи, відповідальні за протипожежний стан об'єктів, зобов'язані не лише знати і виконувати правила пожежної безпеки, а й контролювати виконання цих правил усіма працівниками, забезпечити наявність і справність засобів гасіння пожеж.

При виникненні пожежі потрібно негайно повідомити пожежну частину і вжити термінових заходів для ліквідації вогню. На будовах слід організувати протипожежний інструктаж і навчання всіх робітників і службовців з пожежно технічного мінімуму. Осіб, що не пройшли інструктаж, до роботи не допускають. На кожній будові створюють добровільні пожежні дружини.

Сушіння приміщень та будівель. Приміщення та будівлі, що зводяться і реконструюються, висушують для скорочення строків будівельно-монтажних робіт, забезпечення можливості виконання оздоблювальних робіт узимку, прискорення процесу зміцнення бетону тощо. Неправильне встановлення чи експлуатація механізмів для сушіння часто спричинює пожежі.

Бетон і цегляна кладка прогріваються парою, гарячою водою, повітрям і електричним струмом. Будівлі слід сушити за допомогою постійних систем опалення, які виконують і здають в експлуатацію повністю чи послідовно по відсіках чи поверхах будівель у міру підготовки необхідного фронту робіт. Електропрогрівання бетону цегляної кладки і замерзлих трубопроводів виконують відповідно до вимог інструкції.

Теплозахист бетону здійснюють будь-яким неспалимим матеріалом, а інколи для теплозахисту фундаментів застосовують попередньо оброблені вапняним розчином стружки, тирсу тощо.

При монтажі установок для електропрогрівання проводи для нагрівальних електродів і печей прокладають не по спалимих конструкціях, а по стаціонарних чи переносних опорах і будівельних риштуваннях на ізоляторах. Голі струмоведучі частини, електроди, пружини та інші нагрівальні елементи потрібно поміщати в металеві кожухи і захищати від інших предметів неспалимими огорожами.

Під час сушіння будівель калориферними установками повітронагрівачі встановлюють на відстані 5 м від будівель і споруд, що зводяться, а паливну ємкість не ближче ніж 10 м від повітронагрівача і не ближче ніж 15 м від будівлі. Більш небезпечні електрокалорифери.

Застосовуючи для сушіння будівель газові сушильні установки, потрібно додержуватись таких правил: при наявності балонів із зрідженими газами їх розміщують не ближче ніж за 1,5 м від установки і 1 м від електричного обладнання, відстань між сушильною установкою і спалимими елементами чи матеріалами повинна бути не меншою ніж 1 м, а між установкою і важко спалимим елементом чи матеріалом - не менш як 0,7 м. Установку, яка працює, не можна залишати без нагляду. Не допускається користуватись вогнем біля балонів з газами. У разі появи запаху газу установку негайно відключають. Застосовувати сушильні установки з використанням газу не бажано, бо вони не забезпечують повного згоряння газу, що може призвести до створення вибухонебезпечних сумішей у приміщенні та отруєння обслуговуючого персоналу.

Сушіння будівель за допомогою пальників інфрачервоного випромінювання менш небезпечне. Проте за деяких умов пальники цього випромінювання також можуть спричинити пожежу. Це зумовлено нагріванням поверхні керамічних насадок до температури 800...900°С, внаслідок чого можливе загоряння розташованих поруч спалимих матеріалів.

При наявності нещільності газопроводів можливе також пробивання газу, що у разі застосування відкритого вогню може призвести до вибуху.

Отже, основними умовами безпечної експлуатації пальників інфрачервоного випромінювання є справність системи електрозапалювання і герметичність газопроводів, а також розміщення пальників на відстані, не меншій ніж 1 м від поверхні спалимих матеріалів і конструкцій.

РОЗДІЛ 7. ОХОРОНА НАВКОЛИШНЬОГО СЕРЕДОВИЩА

7.1. Вплив будівельного об'єкту на навколишнє середовище

Практика будівництва в останні десятиріччя призвела до порушення гармонії житла з потребами людини. Недостатнє облаштування території всередині кварталів та біля будинків, недостатній теплозахист та інсоляція, провітрювання і комфортність цивільних та адміністративних будівель не можуть сприяти екології житлового та виробничого середовища. При будівництві житлвого будинку порушуються:

1). Ґрунтовий покрив території. Ці порушення викликають зміни гідрологічного режиму, утворення техногенного рельєфу та інші якісні зміни. Порушені землі втрачають свою первісну цінність і стають доказом негативного впливу на довкілля, фізичний вплив важких господарських і будівельних машин, засмічення побутовим сміттям і виробничими відходами, «психологічного» забруднення.

2). Гідрологічний режим поверхневих і підземних вод.

3). Антропогенний вплив на атмосферу – внесення в атмосферу речовин, не властивих її природному стану. Головними антропогенними забруднювачами атмосфери є: диоксид вуглецю аерозолі, сірчисті і чадні гази, оксиди азоту, важкі метали та ін. У забрудненні повітряного басейну об'єкту дослідження основна роль належить будівельному транспорту та промисловості будівельних матеріалів.

4). Відбувається шумове, теплове та електромагнітне забруднення від будівельних машин та механізмів.

5). Порушення рослинного (флори) та тваринного (фауни) світу в урбоекосистемах під впливом об'єкту реконструкції.

6). Забруднення внутрішнього середовища продуктами розпаду (деякі типи лінолеуму та деревинно-стружкових плит, фарби, лаки, синтетичні миючі засоби, азбест, скловата і т. ін.).

7.2. Заходи і засоби зниження впливу на довкілля

Захист літосфери

Розробляючи проєкт житлового будинку з офісними приміщеннями особливу увагу треба приділити будівельному генплану, який повинен мати як найменшу площу будмайданчика. Треба звести до мінімуму захват ландшафту під розташування будівельних складів з матеріалами, під'їзних шляхів, вирубку дерев навколо будівлі. Одним з шляхів вирішення цієї задачі є використання тієї площі, яка має найменшу кількість рослинного та тваринного комплексу.

Загальну екологічну обстановку на території житлового будинку визначають санітарне прибирання проїзної частини, тротуарів і внутрішніх територій, своєчасне видалення твердих побутових відходів (ТПВ).

Для збирання і тимчасового зберігання ТПВ під час будівництва будівлі мають бути організовані спеціальні площадки з твердим покриттям, яке дозволяє уникнути забруднення ґрунту. Періодичність видалення накопичених відходів визначається у відповідності з існуючими санітарними нормами і правилами і залежить від середньодобової температури повітря, при якій відбувається розкладення решток органічних продуктів.

Високими є енергоємність і, відповідно, вартість переробки одиниці об'єму ТПВ.

Захист атмосфери

Захист атмосферного повітря від забруднень здійснюється багатьма методами, які умовно можна поділити на пасивні та активні.

Для шкідливих речовин, забруднюючих повітря, встановлено два нормативи: максимальна разова ГДК ($ГДК_{м.р.}$) і середньодобова ГДК ($ГДК_{с.р.}$).

До пасивних методів відносяться ті, що забезпечують відносну чистоту повітря в даній місцевості, але не виключають викидів шкідливих речовин в атмосферу міських систем (наприклад, улаштування високих труб, санітарно-захисних зон, раціональне розміщення джерел забруднення тощо).

Одним з найбільших перспективних заходів із зниження рівня забруднення атмосферного повітря є впровадження маловідходних та безвідходних технологій.

Активні методи охорони атмосферного повітря спрямовані на те, щоб взагалі не допускати викиду шкідливих речовин в атмосферу або істотно знизити їх концентрацію у виробничих викидах. До таких методів можна віднести попереднє очищення палива і сировини від токсичних домішок, вдосконалення технологічних циклів, перехід до маловідходних та безвідходних технологій, очищення виробничих викидів від пилу, аерозолів та шкідливих газів.

Заходи, що вживаються для очищення повітряного середовища, сприяють значному зменшенню забруднення повітря в містах. Однак ці забруднення ще довго будуть значними внаслідок зростання промислових виробництв і недосконалості технологічних процесів. Тому ніколи не втратять своєї актуальності планувальні і містобудівні методи екологічної компенсації, спрямовані на охорону повітряного басейну.

Підвищення екологічного ефекту будівель

Особливої актуальності набуває використання під час реконструкції чистих матеріалів. Все більшого значення надається також процесам повітрообміну, вентиляції, за допомогою яких шкідливі домішки можуть бути видалені з приміщення. Повітрообмін в приміщеннях пов'язаний з тепловими витратами будівель.

Екологічно важливими стають процеси теплоізоляції, екранування та відбиття тепла.

Відповідно до проєкту, зміст поняття «аркологія» включає в себе такі аспекти:

- ділянки, озеленення дільниці (горизонтальне і вертикальне), декоративне оформлення будинків, колір і т. ін.;

- стінові конструкції (теплоізоляція, вібростійкість, природна і механічна вентиляція, пило захист, проблема зниження вмісту радону, шумопоглинання, звукоізоляція та інші способи захисту від шуму);
- особливості планів будівель різної поверховості;
- екологія людського виробництва (інформаційність приміщень, вплив кількості поверхів на біологію і екологію людини, об'єм, розміри і висота приміщень, колірна гама забарвлення стін, раціональні меблі, бібліотека, міра ізольованості, соціальна різноманітність і її еколого-соціальна роль);
- тварини і їхня антропологічна роль;
- рослинний світ і його екологічна роль;
- дидактично-естетична роль колекцій в будинках.

Існує багато способів підвищення екологічного ефекту будівель.

Кількість таких способів зростає з розвитком нових технологій в науці і техніці, а також технологій будівництва, які дозволяють створювати досконалі екологічні конструкції і застосовувати найбільш екологічні методи зведення будівель.

Для збереження енергії передбачається системна конструкція вікон; частини стін облицьовуються теплоізолюючими матеріалами, передбачається також герметичне закладення стиків, здійснюється утилізація тепла від внутрішніх джерел за допомогою теплових насосів та акумуляторів. Застосовується динамічна теплова ізоляція зовнішніх стін (системою внутрішніх повітряних каналів, якими проходить тепле повітря).

ВИСНОВКИ

В дипломній роботі запроєктовано житловий будинок з офісними приміщеннями в м. Сєвєродонецьк. Тема дипломної роботи є актуальною, так як відновлення житлового фонду на прилеглих територіях до АТО є на сьогодні актуальною.

В архітектурному розділі розроблено об'ємно-планувальні рішення будинку, архітектурно-конструктивні рішення, обрані основні будівельні конструкції. В розділі виконано теплотехнічний розрахунок огороджувальних конструкцій будинку на відповідність ДБН В.2.6-31:2016 «Теплова ізоляція будівель».

В розрахунково-конструктивному розділі виконано розрахунки залізобетонного ригеля, колони та монолітного перекриття.

В розділі «Основи і фундаменти» оцінено інженерно-геологічні умови майданчика, визначено глибину закладання прийнятих пальових фундаментів та виконано розрахунок несучої здатності паль.

В розділі «Технологія будівництва» розроблено технологічну карту на бетонні роботи при зведенні житлового будинку.

В розділі «Організація будівництва» розглянуто підготовку будівельного майданчика, зведення підземної та наземної частини будинку та геодезичне забезпечення будівництва. Виконано розрахунок площ складів та вибір будівельного крану.

Також в дипломній роботі розроблено заходи з охорони праці при виконанні монтажних робіт та зазначені небезпечні і шкідливі виробничі чинники, які виникають при будівництві даного житлового будинку в м. Сєвєродонецьк.

Всі розрахунки виконано відповідно до нормативної бази України в галузі будівництва та архітектури.

СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ

1. ДБН В.2.2-15-2005. Будинки і споруди. Житлові будинки. Основні положення : на зміну СНиП 2.08.01-89 та ДБН 79-92: чинний з 2006-01-01. – К. : Мінбуд. України, 2006. – 65 с.

2. ДБН В.2.2-9-2009. Будинки і споруди. Громадські будинки та споруди. Основні положення : на зміну ДБН В.2.2-9-99 : чинний з 2009-07-01. – К. : Укрархбудінформ, 2009. – 47 с.

3. ДБН В.2.6-31:2006. Конструкції будинків і споруд. Теплова ізоляція будівель : на зміну СНиП II-3-79 : чинний з 2007-04-01. – К. : Мінбуд. України, 2006. – 65 с.

4. ДБН В.2.6-31:2006. Теплова ізоляція будівель. Зміна №1 [Текст] // Інформаційний бюлетень МРУ. – № 5. – 2013. – С. 3–11.

5. ДСТУ-Н Б В.2.6-87:2009. Конструкції будинків і споруд. Настанова з проектування конструкцій будинків із застосуванням сталевих тонкостінних профілів : чинний з 2010-08-01. – К. : Мінрегіонбуд України, 2010. – 55 с.

6. ДБН В.1.1-7-2002. Пожежна безпека об’єктів будівництва : на зміну СНиП 2.01.02-85 :чинний з 2003-05-01. – К. : Держбуд України.– 2003. – 43 с.

7. ДБН В.1.2.-2:2006. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об’єктів. Навантаження і впливи : чинний з 2007-01-01. – К. : Мінбуд України, 2006. – 56 с.

8. ДСТУ Б В.2.6-101:2010. Методи визначення опору теплопередачі огороджувальних конструкцій. – К. : Мінбуд. України, 2010. – 84 с.

9. ДСТУ Б В.2.7-105-2000 (ГОСТ 7076-99). Матеріали і вироби будівельні. Метод визначення теплопровідності і термічного опору при стаціонарному тепловому режимі : чинний з 2000-12-14. – К.: Держбуд України, 2001. – 25 с.

10. ДБН Б.2.2-12:2019 «Планування і забудова територій», чинний з 1 жовтня 2019 р.

11. ДБН В.2.1-10:2018. «Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення». – К.: Держбуд України, 2018.

12. ДБН В.1.1-7-2016 «Пожежна безпека об’єктів будівництва». Чинний від 2017-06-01 – 38с.

13. ДБН А.3.1-5-2016 «Організація будівельного виробництва». – К.:2016. - 49 с.

14. ДБН А.3.2-2:2009 ССПБ. «Охорона праці і промислова безпека в будівництві. Основні положення».

15. ДБН В.1.2-14:2018 «Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд»/ Мінрегіонбуд України. – Київ, 2018.

16. Гетун Г.В., Румянцев Б.М., Жуков А.Д. Системи ізоляції будівельних конструкцій. Навчальний посібник. – Дніпро: Журфонд – 2016 р. – 676 с.

17. ДБН В.2.6-163:2015. «Сталеві конструкції. Норми проектування, виготовлення і монтажу»

ДОДАТОК 1