

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
НАЦІОНАЛЬНИЙ АВІАЦІЙНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
ФАКУЛЬТЕТ НАЗЕМНИХ СПОРУД І АЕРОДРОМІВ
КАФЕДРА КОМП'ЮТЕРНИХ ТЕХНОЛОГІЙ БУДІВНИЦТВА ТА
РЕКОНСТРУКЦІ АЕРОПОРТІВ

ДОПУСТИТИ ДО ЗАХИСТУ

Завідувач випускової кафедри

 Лапенко

« 16 » вересня 2023 р.

КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

(ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА)

ВИПУСКНИКА ОСВІТЬОГО СТУПЕНЯ БАКАЛАВР


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

Тема: « Виробничо-адміністративні приміщення в м. Гостомель »

Виконавець: Сенкевич Владислав Геннадійович
(студент, група, прізвище, ім'я, по батькові)

Керівник: д.т.н., професор Голоднов Олександр Іванович
(науковий ступінь, вчене звання, прізвище, ім'я, по батькові)

Нормоконтролер:


(підпис)

Родченко О.В.
(ІПБ)

НАЦІОНАЛЬНИЙ АВІАЦІЙНИЙ УНІВЕРСИТЕТ

Факультет наземних споруд і аеродромів

Кафедра комп'ютерних технологій будівництва та реконструкції аеропортів

Спеціальність: 192 «Будівництво та цивільна інженерія»

Освітньо-професійна програма: «Промислове і цивільне будівництво»

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри

 Лапенко

« 11 » травня 2023 р.

ЗАВДАННЯ

на виконання кваліфікаційної роботи

Сенкевичу Владиславу Геннадійовичу

(П.І.Б. випускника)

1. Тема роботи «Виробничо-адміністративні приміщення в м. Гостомель».

затверджена наказом ректора від «11» травня 2023 р. №681/ст.

2. Термін виконання роботи: з 29.05 2023 р. по 30.06 2023 р.

3. Вихідні дані роботи: Будівля виробничо-адміністративних приміщень без підпальної частини з повним залізобетонним каркасом, з

перекриттям із збірних залізобетонних плит. Каркас – збірно-монолітний, стіни – самонесучі, із стінових панелей, покриття – сумішена.

4. Зміст пояснювальної записки:

Вступ.....

4.1. Архітектурна частина.....

4.2. Розрахунково-конструктивна частина.....

4.3. Основи і фундаменти.....




4.4. Технологія будівництва.....


4.5. Організація будівництва.....

Список використаної літератури.....

5. Перелік обов'язкового ілюстративного матеріалу: таблиці, рисунки, діаграми, графіки.

6. Календарний план-графік

/п	Завдання	Термін виконання	Підпис керівника
	Розробити об'ємно-планувальні рішення будівлі, архітектурно-конструктивні рішення, основні будівельні конструкції.	Травень 2023р.	
	Виконати розрахунок залізобетонного каркасу,	Травень 2023р.	
	Оцінити інженерно-геологічні умови майданчика, визначити глибину закладання фундаментів,	Травень 2023р.	

	запроектувати пальовий фундамент з буровіскійних палів.		
	Розробити технологічну карту на монтажні роботи при встановленні монолітної плити.	Червень 2023р	

7. Дата видачі завдання « 11 » травня 2023 р.

Керівник кваліфікаційної роботи



Голоднов О.І.

Завдання прийняв до виконання

Сенкевич В.І.

ЗМІСТ

ВСТУП	8
2. Аналітичний огляд	10
АРХІТЕКТУРНО-КОНСТРУКТИВНА ЧАСТИНА.....	12
3. Архітектурна частина	13
3.1. Загальні відомості про будівлю	13
3.2. Архітектурно-будівельна частина.....	14
3.2.1. Архітектурно-планувальне рішення	14
3.3. Характеристика будівельного майданчика	14
3.4. Об'ємно-планувальне рішення.....	15
3.5. Конструктивні рішення	16
3.6. Санітарно-технічна частина.....	19
3.7. Основні техніко-економічні показники.....	21
4. РОЗРАХУНКОВО - КОНСТРУКТИВНА ЧАСТИНА.....	23
4.1. Розрахунок монолітного залізобетонного перекриття в осях „10”- „16” та „А”-„Е”	24
4.2. Розрахунок і конструювання плити.	24
4.3. Розрахунок плити по утворенню тріщин.....	27
4.4. Розрахунок плити по розкриттю тріщин.	32
4.5. Розрахунок залізобетонної колони четвертого поверху на перетині осей „12”-„В”	33
Розрахунок і конструювання балки.	38
Протокол розрахунку ПК МОНОМАХ:	42
5. ОСНОВИ ТА ФУНДАМЕНТИ.....	46
5.1. Розрахунок фундаментів мілкового закладання.....	46
5.2. Розрахунок пальових фундаментів	49
5.2.1. Визначення несучої здатності забивної палі і конструювання ростверку.....	49
А – площа поперечного перерізу палі, $A=0,1225\text{м}^2$;	49

Мінімальна відстань між палями в ряду приймаємо рівними $3d$:	51
Довжина ростверку:	51
При цьому повинні виконуватися умови:	51
5.3 Визначення несучої здатності буроін'єкційної палі і конструювання ростверку	52
Мінімальна відстань між палями в ряду приймаємо рівними $3d$:	54
При цьому повинні виконуватися умови:	55
5.4. Розрахунок ростверку на продавлювання колоною	56
5.5 Розрахунок ростверку на продавлювання кутовою палею	56
5.6 Розрахунок ростверку на згин	57
7. Технологія виробництва при будівництві торгівельного центру ...	59
7.1. Підготовчий період.	59
ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА	63
8.1. Методи виробництва робіт.	63
8.1.1. Земляні роботи	63
8.1.2. Бетонні і залізобетонні роботи	64
8.1.3. Монтажні роботи	65
8.1.4. Обробні роботи	66
8.2. Вибір основного монтажного механізму	66
8.3. Будгенплан	68
8.4. Розрахунок чисельності персоналу будівництва, площ тимчасових будівель і споруд, ресурсів будівництва	69
8.5. Визначення складу тимчасових будівель і споруд	70
8.6. Розрахунок потреб в складських площах	12
8.7. Розрахунок потреби у воді	12
8.8. Розрахунок потреби в електроенергії	16
8.9. Вибір трансформаторної підстанції	19
8.10. Розрахунок перетину однієї нитки кабелю або дроту для визначення групи споживачів	19

8.11. Розрахунок потреби в стислому повітрі	20
8.12. Розрахунок потреб в транспортних засобах.....	21
ОХОРОНА ПРАЦІ.....	
9.1. Аналіз потенційно небезпечних та шкідливих факторів, які діють під час виконання робіт з підсилення фундаментів	
9.2. Технічні та організаційні заходи для зменшення рівня впливу небезпечних та шкідливих виробничих факторів	
9.2.1. Розрахунок заземлення розчинозмішувальної установки	
9.3. Забезпечення пожежної та вибухової безпеки на будівельному майданчику	
9.4. Інструкція з охорони праці при виконанні підсилення фундаментів	
10 Охорона довкілля	
Висновок	25

ВСТУП

Будівництво – це галузь матеріального виробництва, яка охоплює нове будівництво, реконструкцію, ремонт і реставрацію будинків і споруд.

Нове будівництво – це зведення будинків і споруд за вперше розробленим проектом. Будівельна галузь об'єднує підрядні, проектні, інженерно-пошукові та науково-дослідні організації та установи. Основним завданням будівельної галузі є створення будівельної продукції та забезпечення високої ефективності будівельного виробництва.

В умовах швидкого розвитку будівельної галузі в після комуністичний період, постало питання про відхід від традиційного планового будівництва, типових проектів до розповсюджених у всьому світі індивідуальних проектів на замовлення конкретного інвестора. В будівництві багатопверхових житлових будівель в минулі роки склалися свої стереотипи – це, в більшості з випадків, використання збірного залізобетону та дуже рідко – монолітне будівництво. На сьогодні ми бачимо, що альтернативи моноліту немає (з точки зору вартості). Ще немає жодного збірного залізобетонного будинку, вартість квадратного метра якого була б меншою за монолітну будівлю.

Для нових підрядних організацій, які не мають великої розвиненої виробничої бази, використання технології монолітного будівництва краща по всім параметрам. Виробнича база в цьому випадку зводиться до мінімуму: потрібні товарний бетон, опалубка та арматура, причому арматурний цех створювати не обов'язково – в багатьох випадках арматуру в'яжуть прямо на будівельному майданчику.

Знімається необхідність слідувати тільки номенклатурі виробів зі збірного залізобетону, що випускається заводом. Тому в руках архітектора з'являються практично необмежені можливості для нормо мистецтва. В нових економічних умовах велику роль відіграє також собівартість зведення об'єкту, де моноліту поки ще немає рівних. Все це замовники та проектувальники зрозуміли давно.

Завдяки моноліту було отримано простір, що не був загромаджений колонами, які б заважали планувальним рішенням . Була отримана будівля , не схожа на інші. Вартість квадратного метра в ній оцінюється десь в 300 доларів, що по міркам квартирного ринка зовсім невелика. Така технологія - відчутний крок на зустріч архітекторам. Їх можливості значно розширюються, як з точки зору планувального рішення, так і пластики фасадів будинків. З'являється можливість надати кожній будівлі своє обличчя та урізноманітнити будівництво.

Тему дипломного проекту обрано виходячи з унікальності зовнішнього вигляду будівлі, поліпшення планування, застосування нових матеріалів.

2. Аналітичний огляд

В наш час економіка в Україні розвивається швидкими темпами. Країні не вистачає зосереджених торговельних центрів. Швидко утворюються нові організації, які розташовані на перших поверхах житлових будинків, тому існує потреба у великих торговельно-розважальних центрах, які об'єднують всі побутові галузі в одній будівлі.

Розвиток різних сфер економіки в Україні, не дивлячись на стабільно важку політичну ситуацію, йде прискореними темпами і позитивно впливає на будівельний і торговий ринки України, що в симбіозі народжує кількість торгових центрів, що діють і заявлених, що росте.

За даними дослідження міжнародної консалтингової компанії А. Т. Kearney в 2007 році Україна зайняла п'яте місце в світі по інвестиційній привабливості ринку рітейла, правда, при цьому спустившись на одну позицію в порівнянні з 2023г. (і на дві – в порівнянні з 2020-м). За даними А. Т. Kearney, передбачувана місткість ринку торгової нерухомості України в 2022 році складає \$24,5 млрд. Роздрібна торгівля в Україні останні років п'ять активно розвивається у зв'язку із зростанням доходів населення і, як наслідок, споживчих апетитів. Улюблений раніше населенням для покупок формат ринку здає позиції перед об'єктами цивілізованої торгівлі – супермаркетами, міні-маркетами, торговими центрами. За даними Держкомстату, оборот роздрібною торгівлі в Україні в 2022 році склав 318,7 млрд. грн. Приріст по відношенню до аналогічного періоду минулого року складає 28,8%. Слід сказати, що зростання на рівні 25-30% в більшості країн ЄС (окрім країн Балтії) – 5-10%) характерне для українського ринку вже впродовж декількох років. Слід зазначити, що динаміка торгівлі практично співпадає з динамікою зростання доходів населення, відзначають аналітики компанії «Соцмарт». Так, по даним Держкомстат, дохід населення за січень-листопад 2020 року, що розташовується, виріс на 26,6%. В зв'язку з цим динаміки зростання роздрібного товарообігу можна вважати непрямим

критерієм реального зростання доходів населення. Лідерами по показнику об'єму роздрібного товарообігу залишаються Київ (45,2 млрд. грн.), і Дніпропетровська (25,33 млрд. грн.) області. Міжнародні консультанти у сфері нерухомості, компанія Cushman & Wakefield, складений за замовленням Real Estate Publishers (REP) і International Council of Shopping Centers (ICSC) в 2020 році склала щорічний огляд International Retailers Survey, одним з пунктів якого є рейтинг міст Європи по інвест привабливості для зарубіжний ритейлеров на найближчі 5 років. Київ розташований на 10 місці. Огляд складався на основі опиту керівних співробітників, що відповідають за вихід на нові ринки 250 торгових компаній в 23 європейських країнах. Опит робив акцент на думці експертів по розвитку бізнесу за кордоном, планах по експансії, а також на основних проблемах, що виникають в зв'язку з цим.

АРХІТЕКТУРНО-КОНСТРУКТИВНА ЧАСТИНА

3.Архітектурна частина

3.1.Загальні відомості про будівлю

В дипломному проекті розроблено проект виробничо – адміністративних приміщень. Об’єкт розміщено в центральній частині міста на магістральній вулиці міського значення вул. Красіна.

На суміжних територіях розміщена багатоповерхова і малоповерхова житлова забудова і громадські споруди.

Майданчик під торгівельно – розважальний центр межує:

- З півночі – житлова забудова;
- Зі сходу – вул. Кутова;
- З заходу – вул. Красіна;
- З півдня – житлова забудова;

Розміщення виробничо-адміністративних приміщень виконано з урахуванням розривів між сусідніми будівлями, з урахуванням людських потоків і руху транспорту.

Споруду обладнано водяним та повітряним охолодженням, приточно-втяжною вентиляцією з механічним побудженням, гарячим і холодним водопостачанням, каналізацією, електрорадіо і телефонізацією.

В геологічній будові приймають участь слідуєчі ґрунти.

Глибина від поверхні (м)

1. Рослинний шар 1,4 м;
2. Пилувато-глиняний 6,4 м;
3. Пісок середньої крупності з дресвою 1,5 м.
4. Скальний ґрунт

3.2 Архітектурно-будівельна частина

3.2.1. Архітектурно-планувальне рішення

Будівля виробничо-адміністративних приміщень призначена для роздрібної торгівлі продовольчими і промисловими товарами. Підсобні і офісні приміщення розміщені на 4 та 5 –му поверсі. Для опалення будівлі запроєктована дахова котельня, яка розміщена в надбудові на 6 –му поверсі. Будівля виробничо-адміністративних приміщень без підвальної частини з повним існуючим залізобетонним каркасом, з перекриттям із збірних залізобетонних плит. Каркас – збірно-монолітний, стіни – самонесучі, із стінових панелей, покрівля – суміщена.

Проектом передбачається реконструкція існуючих 3^х поверхових адміністративних і виробничих приміщень з надбудовою 2^х поверхів під торговельний центр. Принципові планувальні рішення, набір і площі приміщень попередньо погоджені з Замовником і будуть прийняті за основу при подальшій розробці робочої документації.

Ступінь вогнестійкості - II.

Рівень відповідальності споруди - II - нормальний.

3.3. Характеристика будівельного майданчика

п/п	Назва даних	Одиня вимірювання	Кількість
.	Будівельно-кліматична зона		11 В - 1
.	Вітрове навантаження (ДБН В. 1.2-2:2006)	ПА	480
.	Снігове навантаження (ДБН В. 1.2-2:2006)	ПА	1450
.	Нормативна глибина промерзання Ґрунту	м	1,1

	Ґрунти - основи фундаментів:		пісок середньої крупності з дресвою скальний ґрунт
	Прогнозний рівень ґрунтової води від поверхні землі	м	0,6 - 0,8
	Середня температура найбільш холодної добы	°С	-25
	Середня температура зовнішнього повітря найбільш холодних п'яти діб	°С	-22
	Тривалість опалювального сезону	ддб	192

3.4.Об'ємно-планувальне рішення

При розробці принципового об'ємно-планувального рішення враховані наступні основні фактори:

- Необхідність формування забудови виробничо-адміністративних приміщень згідно з концепцією генерального плану (дивись ГП - 1);
- Раціональне використання земельної ділянки;
- Забезпечення зручних технологічних зв'язків між приміщеннями;
- Створення універсальних приміщень з можливістю їх перепланування в процесі їх експлуатації.

Набір і площі приміщень прийняті згідно з вимогами діючих нормативних документів: ВСН 54-87, ДБН В.2.2-9-99, ДБН В.1.1-7-2002.

Реконструкція існуючих приміщень передбачається з максимально можливим збереженням несучих конструктивних елементів. Для надання комплексу композиційної завершеності, проектом передбачається 6^м поверхова добудова приміщень вхідної групи, яка фіксує головний вхід для відвідувачів і формує об'ємну композицію комплексу. Окрім того,

передбачається добудова додаткових сходових клітин для забезпечення евакуації на випадок пожежі.

Зовнішнє оздоблення передбачено сталним профнастилом та тонованим склом (навісні скляні стіни).

Вікна – метало-пластикові.

Внутрішнє оздоблення передбачається з врахуванням функціонального призначення приміщень

3.5. Конструктивні рішення

Конструктивна схема виробничо-адміністративних приміщень прийнята каркасною.

Нормативні тимчасові навантаження:

- на міжповерхові перекриття – $0,8 \text{ кН/м}^2$
- на сходи – $1,2 \text{ кН/м}^2$
- на каркас від вітру – $4,79 \text{ кН/м}^2$
- на плити перекриття – $0,5 \text{ кН/м}^2$

Проект розроблений для виконання робіт в зимовий та літній період. При виконанні робіт в зимовий період необхідно керуватися вимогами ДБН.

Стіни підвалу і техпідпілля виконані із залізобетонних блоків фундаментних. Поверхню підвалу, техпідпілля, стінок каналів, що контактують з ґрунтом потрібно обмазати гарячим бітумом за 2 рази завтовшки 3 мм. Горизонтальна гідроізоляція виконана в 2 шари руберойду.

Навколо споруди встановлюється водонепроникна відмостка шириною 1,5 м. Зовнішні стіни виконані із стінових панелей, а внутрішні стіни і перегородки із звичайної повнотілої глиняної цегли пластичного пресування. Східці встановлюються із монолітних з/б сходів, які вкладаються по металевому відштукатуреному косогуру, а також залізобетонні збірні з напівплощадками. Покриття споруди представляє собою монолітну плиту.

Антикорозійний захист закладних деталей і зварних з'єднань запроектований згідно із ДБН. Стальні частини – з'єднувальні накладки, пластини і анкерні стержні в зовнішніх стінах повинні мати щиткове

покриття. Покрівля прийнята з водостоком і влаштовується із рулонних матеріалів.

Склад покрівлі наступний:

- монолітна плита перекриття
- пароізоляція із одного шару руберойду на гарячій бітумній мастиці
- утеплювач із мінераловатних плит $\gamma = 300 \text{ кг/м}^3$, товщиною 120 мм
- 4 шари руберойду на гарячій бітумній мастиці
- захисний шар із гравію, втопленого в гарячу бітумну мастику, товщиною 30 мм

Підлога виконується:

- у вестибулях, фойє – мозаїчні
- у душових, санвузлах – керамічна плитка
- у роздягальнях, і інших адміністративно-побутових приміщеннях – лінолеумні по вирівнюючій стяжці з прослойкою із холодної мастики на водостійких в'язучих
- у техпідпіллі – бетонні

Столярні вироби:

- віконні блоки – індивідуальні
- дверні блоки – стандартні

Захист від загорання дерев'яних конструкцій виконується двократним фарбуванням вогнезахисною фарбою.

Зовнішнє оформлення

Зовнішні поверхні стін оформлюються терризитовою штукатуркою.

Колони оформлюються торкрет-штукатуркою. Цоколь будівлі облицьовується плитами червоного граніту з полірованою поверхнею.

Бетонні огорожі сходових і балконів фарбуються перхлорвініловою фарбою, світлобіжевого тону по цементній затирці.

Переплети вікон покриваються масляною фарбою білого кольору, коробки чорного кольору.

Внутрішнє оформлення

Стіни у вестибулі і фойє – покращене фарбування масляною фарбою світлих тонів, колони вестибуля облицьовуються чорним полірованим мармуром, цокольна частина колон висотою 20 м – травертином.

В душових і санвузлах – облицьовання глазурованою плиткою на висоту 2,2 м, вище побілка водоемульсійною фарбою по штукатурці. В кімнатах медперсоналу, адміністрації, коридорах, методичних кабінетах, тренерських – покращене клейове фарбування по штукатурці. В технічних приміщеннях і в підвалі – вапняна побілка.

Вибухопротипожежні заходи

Будівля виробничо-адміністративних приміщень II – ступеню вогнетривкості. Під'їзд до споруди можна здійснити з чотирьох сторін.

Мінімальна ширина коридорів і дверних проїомів на шляхах евакуації складає відповідно 1,4 – 0,9 м.

Передбачені додаткові виходи безпосередньо на вулицю із місць зосередження людей (трибун). Відкривання дверей сходових клітин, спільних коридорів і приміщень передбачається по ходу руху людей в сторону виходу із будівлі. Вентиляційні канали і огорожі конструкцій вентиляційних камер виконуються із незгораємих матеріалів.

Проектом передбачається установлення протипожежного водопроводу.

Зовнішнє і внутрішнє пожежегасіння здійснюється:

- від гідрантів, встановлених по кільцевій водопровідній мережі
- від пожежних водостоків ємністю $2 \times 150 \text{ м}^3$

Вибухопротипожежна безпека забезпечується герметизацією вводів і випусків та влаштуванням продувів.

Заходи по боротьбі з шумом

Торгівельний центр знаходиться на нормативній відстані від вулиць і шумних об'єктів. У спеціальних протишумних заходах немає потреби.

Додатковими заходами з планування по зниженню шуму є насадження дерев і кущів вздовж доріг, проїздів, гральних майданчиків.

Для дорожнього покриття приміняється асфальтобетон, що зменшує шум при руху транспорту в порівнянні з іншими видами покриття.

При будівництві особливу увагу слід приділити звукоізоляції перекриттів, з'єднанні перегородок зі стінами, віконних і дверних блоків та ін.

Насосні агрегати і венткамери встановлюються на звукопоглинаючих фундаментах і з'єднуються з трубопроводами та повітроводами за допомогою гнучких вставок. Місця проходів через капітальні стіни захищені від вібрації войлоком, мінеральною ватою.

Водозахисні заходи

Компонування споруди передбачає використання шляхів природного стоку атмосферних вод.

Примінення ґрунтів з піску, будівельного брухту та інших дренажних матеріалів для планувальних насипів виключено.

Зворотна засипка котлованів і фундаментів, траншей під комунікації повинні влаштовуватися із суглинку з щільністю $\gamma = 1,65 \text{ кг/м}^3$.

3.6. Санітарно-технічна частина

Теплопостачання

Параметри теплоносія $150 - 70^\circ \text{C}$. Зовнішні теплові мережі прокладаються із металевих труб. Компенсування теплових подовжень вирішується П-подібними компенсаторами і за рахунок поворотів тепломережі. Трубопроводи тепломережі ізолюються підвісною ізоляцією з

ФРП по антикорозійному покриттю із 2-х слоїв ізола на холодній ізоліній мастиці с лакостеклотканиною.

Опалення

Розрахункова зимова t° повітря: для залів ванн басейну запроектована система повітряного опалення, суміщеного з вентиляцією, яка здійснюється приточними системами. Для інших приміщень запроектована двохтрубна система центрального водяного опалення з штучною циркуляцією теплоносія і нижнім розведенням магістралей. Магістральні трубопроводи ізолюються мінераловатними виробами з наступним обгортанням їх склоруберойдом.

Вентиляція

Вентиляція споруди запроектована приточновитяжна. Вентиляція залів, ванн і басейну розрахована на асиміляцію вологи.

Водопостачання

Водопостачання торговельного центру забезпечує водопровідна магістраль $d = 500$ мм, що проходить по території мікрорайону.

Споруда обладнується системами господарсько-протипожежно-питного, гарячого і технологічного водопостачання. Внутрішня мережа холодного і гарячого водопроводу монтується із сталевих водопровідних труб (оцинкованих).

Каналізація

Споруда обладнується системою фекальної і виробничої каналізації. Система фекальної каналізації приймає стоки від санітарних приладів, встановлених в роздягальнях і побутових приміщеннях, а також технологічні стоки від ванних лотків та від промивання стінок і дна ванн.

Виробнича каналізація призначається для відводів технологічних стоків при промиванні фільтрів і при спорожненні ванн басейну. Система фекальної і виробничої каналізації монтується із чавунних каналізаційних труб. На випусках каналізації в місцях підключення і повороту встановлюються наглядальні каналізаційні шахти із збірних з/б елементів.

3.7 Основні техніко-економічні показники

п/п	Найменування показників	Одиниця виміру	Кількість	Примітка
	2	3	4	5
	Класифікація по призначенню		громадська споруда	
	Рівень відповідальності споруди		II нормальний	
	Потужність об'єкту (торговельна площа)	м2	6867,1	
	Класифікація по висоті		багатоповерхова	
	Категорія з вибухо-пожежної та пожежної небезпеки		Не класифікується	
	Ступінь вогнестійкості		11	
	Площа ділянки в межах відведення	м2		Згідно держактом № від
	Площа ділянки в межах благоустрою	м2	13933.0	
	Площа забудови	м2	4179,3	
0.	Загальна площа	м2	12198.9	
1.	Корисна площа	м2	1 1038.0	
2.	Розрахункова площа	м2	10231.7	
3.	Будівельний об'єм в тому числі нижче відмітки 0,000	м3	59301.2	
		м3	1093,2	

**РОЗРАХУНКОВО -
КОНСТРУКТИВНА
ЧАСТИНА**

4. РОЗРАХУНКОВО - КОНСТРУКТИВНА ЧАСТИНА

В кваліфікаційній роботі проведено розрахунок каркасу будівлі за допомогою розрахункового комплексу МОНОМАХ. Створену будівлю в ArchiCAD за допомогою Цифрової Моделі Об'єкту експортуємо до ПК МОНОМАХ.

ПК МОНОМАХ створений для автоматизованого проектування залізобетонних конструкцій каркасних будівель.

Для розрахунку відкриваємо підсистему КОМПОНОВКА, в якій ми виправляємо помилки, які виникли при експорті і стали помітні при автоматичному розрахунку і виведені на екран.

Розрахунок будівлі на вертикальні та горизонтальні навантаження виконується автоматично і потребують мінімум дій користувача, якому потрібно задати лише напрямлення горизонтальної дії.

Підбір перерізів конструктивних елементів відбувається на основі заданих характеристик матеріалу і зусиль, що визначені в елементах від вертикальних і горизонтальних дій, отриманих на основі наближеного розрахунку або на основі уточнюючого розрахунку, що виконано за кінцево елементною схемою, в котрій реалізовані норми України, Росії та Єврокод.

Для планів поверхів формуються також DXF-файли, які можуть експортуватися в іншу графічну систему для доробки.

Для кожного конструктивного елемента підсистема КОМПОНОВКА формує набір даних (наприклад, для колони – навантаження від всіх дій, матеріал, висоту, попередньо визначений переріз), які можуть вимагатися локальними системами для одержання робочих креслень.

Після поетапного розрахунку кожного поверху виконується розрахунок всієї будівлі, а потім виконується МКЕ розрахунок. Для перетворення моделі будівлі в розрахункову схему в вікні діалогу МКЕ розрахунок задаються необхідні відомості. Після виконання цього ми отримуємо таблиці розрахунку

Всі конструкції, що розроблялися розраховуються у підпрограмах ПК МОНОМАХ, відповідно ПИТА, КОЛОНА І СТІНА.

4.1. Розрахунок монолітного залізобетонного перекриття в осях „10”-„16” та „А”-„Е”

Вихідні дані.

Для приведення

Для розрахунку вибираємо частину перекриття розмірами Розміри плити в плані три 30x35.5x0.2 м, колони монолітні перерізом 400 x 400 мм. Стіни навісні огорожуючі. Корисне тимчасове нормативне навантаження на перекриття 6000Па, короткочасне – 4000Па, коефіцієнт надійності по навантаженню 1,2.

По ступені відповідальності споруда відноситься до класу 1, коефіцієнт надійності по призначенню $\gamma_n = 1$.

Бетон класу по міцності на стиск В30 ($R_b = 17.0$ МПа, $R_{bt} = 1.20$ МПа, $E_b = 32500$ МПа) арматура продольна класу А-III ($R_s = 365$ МПа), поперечна з сталі класу А-I ($R_{sw} = 175$ МПа, $E_s = 210000$ МПа).

4.2. Розрахунок і конструювання плити.

Попередньо назначаємо товщину плити $h_s = 1/50 \cdot 600 = 12$ см і розміри перерізу балок: висоту приймаємо $h = 1/12 \cdot 600 = 50$ см і ширину $b = 0.4 \cdot 50 = 20$ см.

Тоді розрахунковий проліт: для середніх полів $l_1 = 750 - 20 = 730$ см, $l_2 = 600 - 20 = 580$ см, для крайніх полів $l_1 = 750 - 0.5 \cdot 20 - 20 + 0.5 \cdot 12 = 726$ см, $l_2 = 600 - 0.5 \cdot 20 - 20 + 0.5 \cdot 12 = 576$ см.

Визначення навантаження на 1 м^2 зводимо в таб. 1.1.

При відношенні $l_2/l_1 = 580/730 = 1.01$. Задаємо відношення моментів

$$M_2/M_1 = 0.8; \quad M_l/M_1 = M_{ll}/M_1 = M'_{ll}/M_1 = 1.5;$$

Згинальний момент визначається

$$\frac{ql_1^2(3l_2 - l_1)}{12} = (2M_1 + M_I + M_I')l_2 + \left(\frac{3}{2}M_2 - \frac{1}{2}M_1 + M_{II} + M_{II}'\right)l_1$$

(1.1)

для середніх плит

$$\frac{12430 \cdot 4.3^2}{12} (3 \cdot 7.3 - 4.3) = (2M_1 + 3M_1)7.3 + (1.5 \cdot 0.8M_1 - 0.5M_1 + 3M_1)4.3,$$

звідси $M_1 = 5590 \text{ Н} \cdot \text{м} = 5.59 \text{ кН} \cdot \text{м}$. Виходячи з прийнятих відношень

$$M_2 = 4.47 \text{ кН} \cdot \text{м}, M_I = M_I' = M_{II} = M_{II}' = 8.39 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

Таблиця 4.1.

Визначення навантаження на плиту.

Вид навантаження	Норматив		Коефіцієнт	
	не навантаження, Па	надійності	по навантаженню γ_f	Розрахунок коє навантаження, Па
Постійне від ваги:				
паркетна підлога	120		1,2	144
$\delta = 2 \text{ см} (0.02 \cdot 6000)$				
цементна стяжка	400		1,3	520
$\delta = 2 \text{ см} (0.02 \cdot 20000)$				
шлакобетонна	975		1,3	1265
$\delta = 8 \text{ см} (0.08 \cdot 12200)$				
плита	3000		1,1	3300
$\delta = 12 \text{ см} (0.12 \cdot 25000)$	4500			5230
Всього:				
Тимчасове:	2000		1,2	2400
довготривале	4000		1,2	4800
короткочасне	6000			7200
Всього:				
Повне:	6500		-	7630
постійне і довготривале	4000		-	4800
короткочасне	10500			12430
Всього:				

В крайніх плитах при отриманому розрахунку середньої плити
 $M_{II} = 8.32 \kappa H \cdot м; M'_{II} = 0;$

$$\frac{12.430 \cdot 4.3^2}{12} (3 \cdot 5.76 - 4.3) = (2M_1 + 3M_1)5.76 + (1.5 \cdot 0.8M_1 - 0.5M_1 + 8.39 + 0)7.26$$

звідси $M_1 = 6.68 H \cdot м; M_2 = 5.34 \kappa H \cdot м, M_I = M'_I = 10.02 \kappa H \cdot м;$

при $M_I = 0; M'_I = 8.39 \kappa H \cdot м;$

$$\frac{12.430 \cdot 7.26^2}{12} (3 \cdot 5.8 - 7.26) = (2M_1 + 0 + 8.39)5.8 + (1.5 \cdot 0.8M_1 - 0.5M_1 + 3M_1)7.26$$

$M_1 = 7.25 H \cdot м; M_2 = 5.8 \kappa H \cdot м, M_{II} = M'_{II} = 10.88 \kappa H \cdot м;$

в кутових плитах $M_1 = 0; M'_{II} = 0; M_{II} = 10.88 \kappa H \cdot м; M'_I = 10.02 \kappa H \cdot м;$

$$\frac{12.430 \cdot 7.26^2}{12} (3 \cdot 5.8 - 7.26) = (2M_1 + 0 + 10.02)5.8 + (1.5 \cdot 0.7M_1 - 0.5M_1 + 10.88 + 0)7.26$$

звідки $M_1 = 9.7 H \cdot м, M_2 = 7.55 \kappa H \cdot м.$

Враховуючи, що є розпор в граничному стані середніх плит, опертих на балки, а також крайніх плит (при $l_e/l = 7.3/5.8 < 1.5$) і (при $l_e/l = 5.8/7.3 > 1.5$) згинальні моменти в них при визначенні площі арматури зменшимо на 20%. Для кутових плит моменти залишаються без змін.

Підбір перерізу арматури на 1м ширини плити: при товщині плити 25см, захисному шару 2см, розташування стержнів в один ряд передбачаю, що їх діаметр 12мм, робоча висота плити $h_{01} = 25 - 2 - 0.7 = 22.3 \text{ см}$ і $h_{02} = 25 - 2 - 1.2 = 21.8 \text{ см}.$

Тепер послідовно визначаємо $\omega = 0.85 - 0.0008 \cdot 7.65 = 0.789;$

$\sigma_{sk} = R_s = 360 \text{ МПа},$ при $\gamma_{b2} = 0.9 < 1$ ж $\sigma_{sc,u} = 500 \text{ МПа}.$

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

(1.2)

$$\xi_R = \frac{0.789}{1 + \frac{360}{500} \left(1 - \frac{0.789}{1.1}\right)} = 0.65 \text{ і } A_R = 0.65(1 - 0.5 \cdot 0.65) = 0.439$$

Площа перерізу арматури:

вздовж короткого прольоту кутової плити при

$$A_0 = \frac{970000}{7.65 \cdot 100 \cdot 22.3^2 \cdot 100} = 0.117 < 0.439; \quad \nu = 0.937$$

$$A_{s1} = \frac{970000}{360 \cdot 0.937 \cdot 22.3 \cdot 100} = 2.65 \text{ см}^2 < A_{s\text{min}} = 0.0005 \cdot 100 \cdot 22.3 = 0.52 \text{ см}^2$$

вздовж довгого прольоту цієї ж плити при

$$A_0 = \frac{755000}{7.65 \cdot 100 \cdot 21.8^2 \cdot 100} = 0.101; \quad \nu = 0.947$$

$$\text{складає } A_{s2} = \frac{755000}{375 \cdot 0.947 \cdot 21.8 \cdot 100} = 2.19 \text{ см}^2$$

на опорі плити в направленні короткого прольоту

$$A_0 = \frac{1002000}{7.65 \cdot 100 \cdot 22.3^2 \cdot 100} = 0.121; \quad \nu = 0.935$$

$$\text{складає } A_{s1} = \frac{1002000}{375 \cdot 0.935 \cdot 22.3 \cdot 100} = 2.75 \text{ см}^2;$$

на опорі цієї ж плити в направленні довгого прольоту при

$$A_0 = \frac{1088000}{7.65 \cdot 100 \cdot 21.8^2 \cdot 100} = 0.142; \quad \nu = 0.923$$

$$\text{складає } A_{sII} = \frac{1088000}{375 \cdot 0.923 \cdot 21.8 \cdot 100} = 3.14 \text{ см}^2.$$

Аналогічно визначається арматура на всіх інших ділянках плити.

В відповідності з отриманими площами перерізу арматури укладаємо стержні діаметром 14мм і кроком 200 для нижньої зони, а для верхньої укладаємо додаткові стержні на ділянках які потребують підкріплення діаметром 18мм, кроком 200.

4.3. Розрахунок плити по утворенню тріщин.

Зусилля попереднього обтиснення з врахуванням всіх втрат

$$P_2 = (970 - 221)0,000566 - 41 \cdot 0,000264 = 0,413 \text{ МН}.$$

Ексцентриситет прикладання зусилля обтиснення відносно центра тяжіння приведенного перерізу

$$e_{op} = \frac{(970 - 221)0,000566 \cdot 0,269 + 41 \cdot 0,000264 \cdot 0,125}{0,413} = 0,28 \text{ м.}$$

Розподілене навантаження на плиту при $\gamma_f = 1$ (див. табл. 2.1)

$$q = 4,15 \cdot 3 = 12,45 \text{ кН / м.}$$

Згинальний момент в середині прольоту плити

$$M = \frac{12,45 \cdot 11,84^2}{8} = 218,2 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

$$\sigma_b = \frac{0,413(0,153 + 0,07) + 2 \cdot 2,1 \cdot 0,0134}{0,0298} = 5 \text{ МПа.}$$

$$\varphi = 1,6 - 5/29 = 1,43 > 1.$$

Приймаємо $\varphi = 1$, тому $r = a_{n,b} = 0,153 \text{ м.}$

Оскільки

$$M_{crc} = 0,413(0,28 + 0,07) + 2,1 \cdot 0,0261 = 0,1994 \text{ МН} \cdot \text{м} < M = 0,2182 \text{ МН} \cdot \text{м},$$

в нормальних перерізах плити утворюються тріщини, і необхідний розрахунок по їх розкриттю.

Перевіримо можливість утворення верхніх тріщин

$$P_1(e_0 - r) - M_d = 0,455(0,269 - 0,153) - 0,08443 = -0,0317 \text{ МН} \cdot \text{м} < \\ < R_{bt,ser}^p W_{pl,t} = 0,7 \cdot 2,1 \cdot 0,04237 = 0,0623 \text{ МН} \cdot \text{м},$$

верхні тріщини не утворюються.

Розрахунок по утворенню нахилених тріщин проводять для двох перерізів плити: біля грані опори (переріз I) та на відстані від торця (переріз II) (рис. 2.5).

В обох випадках перевірку здійснюємо в центрі тяжіння перерізу $y = y_{red} = 0,314 \text{ м.}$ Для обох випадків приймаємо

$$Q = Q_{max} = 0,5 \cdot 3 \cdot 4,15 \cdot 11,84 = 73,7 \text{ кН.}$$

Обчислимо довжину зони передачі напружень l_p :

$$l_p = [0,3(970 - 164,9) / 21 + 10]2,8 = 60,2 \text{ см.}$$

Для перерізу I $l_x = 12 \text{ см}$, в цьому перерізі

$$P_2^I = 0,413 \cdot 12 / 60,2 = 0,0823 \text{ МН.}$$

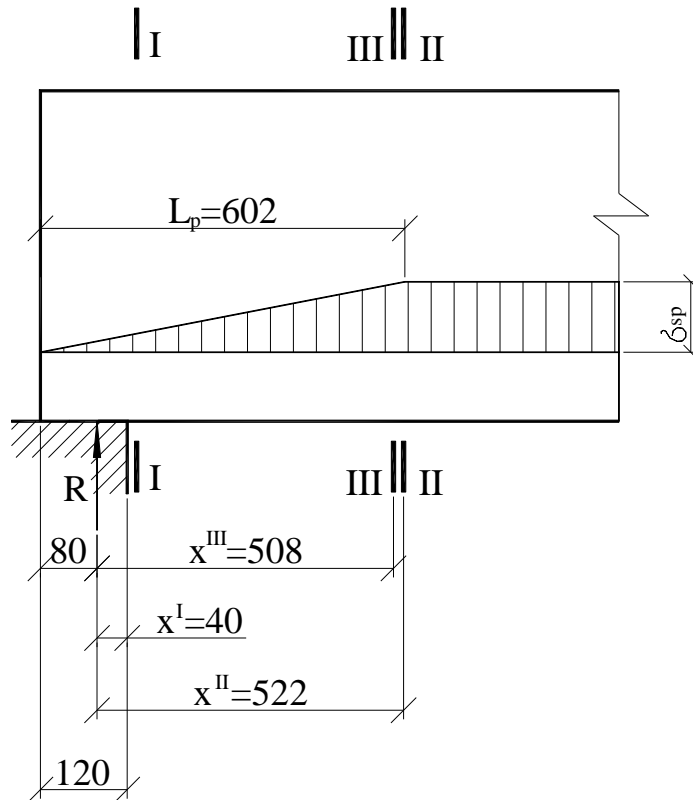


Рис. 4.6. Припорна ділянка плити покриття

Для перерізу II $l_x = l_p$, відповідно $P_2^{II} = 0,413 \text{ МН.}$

Визначимо нормальні напруження σ_x на рівні центра тяжіння перерізу при $y=0$

$$\sigma_x^I = \frac{0,0823}{0,195} = 0,422 \text{ МПа;}$$

$$\sigma_x^{II} = \frac{0,413}{0,195} = 2,12 \text{ МПа.}$$

Визначимо статичний момент при веденій площі перерізу, розташованій вище центра тяжіння перерізу, відносно нульової довжини

$$S_{red} = (2,95 - 0,24)0,03 \cdot 0,132 + 0,5 \cdot 0,24 \cdot 0,147^2 + 0,0013 \cdot 0,125 = 0,01349 \text{ м}^3.$$

Визначимо дотичні напруження τ_{xy}

$$\tau_{xy}^I = \tau_{xy}^{II} = \frac{0,0737 \cdot 0,01349}{0,0042 \cdot 0,24} = 0,986 \text{ МПа.}$$

Оскільки попередньо напружена поперечна арматура відсутня, то $\sigma_{sp} = 0$.

Визначимо місцеві стискаючі напруження поблизу місця прикладання опорних реакцій.

Для перерізу I

$$\alpha = \frac{x^I}{h} = \frac{0,04}{0,455} = 0,088;$$

$$\beta = \frac{y}{h} = \frac{0,314}{0,455} = 0,69.$$

Тоді

$$\sigma_{y,loc}^I = \frac{0,0737}{0,24 \cdot 0,455} \cdot \frac{2 \cdot 0,69^2}{3,14} \cdot \left[\frac{3 - 2 \cdot 0,69}{(1 + 0,088^2)^2} - \frac{0,69}{(0,088^2 + 0,69^2)^2} \right] = -0,277 \text{ МПа.}$$

Для перерізу II:

$$\alpha = \frac{x^{II}}{h} = \frac{0,522}{0,455} = 1,15 > 1; \sigma_{y,loc}^{II} = 0.$$

Визначимо головні розтягуючі та головні стискаючі напруження.

Для перерізу I:

$$\sigma_{mt(mc)} = \frac{-0,422 - 0,277}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{-0,422 + 0,277}{2} \right)^2 + 0,986^2} = (-0,35 \pm 0,99) \text{ МПа;}$$

$$\sigma_{mt}^I = -0,35 + 0,99 = 0,64 \text{ МПа;}$$

$$\sigma_{mc}^I = -0,35 - 0,99 = -1,34 \text{ МПа.}$$

Для перерізу II:

$$\sigma_{mt(mc)} = \frac{-2,12}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{-2,12}{2} \right)^2 + 0,986^2} = (-1,06 \pm 1,45) \text{ МПа;}$$

$$\sigma_{mt}^I = -1,06 + 1,45 = 0,39 \text{ МПа;}$$

$$\sigma_{mc}^I = -1,06 - 1,45 = -2,51 \text{ МПа.}$$

Визначаємо коефіцієнт умов роботи бетону γ_{b4} , що враховує вплив двоосного напруженого стану на міцність бетону

$$\gamma_{b4} = \frac{1 - 2,51/29}{0,2 + 0,01 \cdot 40} = 1,52 > 1.$$

Приймаємо $\gamma_{b4} = 1$. Оскільки для обох перерізів $\sigma_{mt} < R_{bt,ser} = 2,1 \text{ МПа}$, на ділянці елемента в межах довжини зони передачі напружень нахилені тріщини не утворюються.

Для з'ясування необхідності розрахунку по розкриттю нахилених тріщин розглядають також переріз III. При $l_x = 0,588 \text{ м}$; $x^{III} = 0,508 \text{ м}$ визначаємо діючі зусилля

$$P_2^{III} = 0,413 \cdot 58,8 / 60,2 = 0,403 \text{ МН}; M = Q \cdot x^{III} = 0,0737 \cdot 0,508 = 0,0374 \text{ МН} \cdot \text{м}.$$

Нормальні напруження σ_x^{III} на рівні примикання полки до ребер

$$\sigma_x^{III} = \frac{0,403}{0,195} - \frac{0,403 \cdot 0,28}{0,0042} \cdot 0,117 + \frac{0,0374 \cdot 0,117}{0,0042} = -0,035 \text{ МПа}.$$

Статичний момент приведеної площі частини перерізу, розташованої вище лінії примикання полки до ребер

$$S_{red} = 2,95 \cdot 0,03 \cdot 0,015 + 0,0013 \cdot 0,014 = 0,00135 \text{ м}^3.$$

Дотичні напруження

$$\tau_{xy}^{III} = \frac{0,0737 \cdot 0,00135}{0,0042 \cdot 0,24} = 0,1 \text{ МПа}.$$

Перевіряємо умову утворення тріщин:

$$\sigma_{mt(mc)}^{III} = \frac{0,035}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{-0,035}{2}\right)^2 + 0,1^2} = (0,018 \pm 0,1) \text{ МПа};$$

$$\sigma_{mt}^{III} = 0,018 + 0,102 = 0,12 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{mc}^{III} = 0,018 - 0,102 = -0,084 \text{ МПа}.$$

Оскільки $\gamma_{b4} = 1$ та $\sigma_{mt}^{III} < R_{bt,ser} = 2,1 \text{ МПа}$, нахилені тріщини на рівні, що розглядається, не утворюються.

4.4. Розрахунок плити по розкриттю тріщин.

При $\gamma_f = 1$ максимальний згинальний момент від повного навантаження $M = 218,2 \text{ кН} \cdot \text{м}$. Перевіряємо тільки нетривале розкриття тріщин від дії повного навантаження.

$$\varphi_f = \frac{(2,95 - 0,24)0,03}{0,24 \cdot 0,41} + \frac{5,23 \cdot 0,000264}{2 \cdot 0,45 \cdot 0,24 \cdot 0,41} = 0,842;$$

$$\lambda_f = 0,842 \left[1 - \frac{0,03}{2 \cdot 0,41} \right] = 0,811;$$

$$e_{sp} = 0,269 - 0,28 = -0,011 \text{ м};$$

$$M_s = 0,2182 - 0,413 \cdot 0,011 = 0,214 \text{ МН} \cdot \text{м};$$

$$\delta_s = \frac{0,214}{29 \cdot 0,24 \cdot 0,41^2} = 0,183;$$

$$e_{s,tot} = \frac{0,214}{0,413} = 0,52 \text{ м};$$

$$\mu_s = \frac{0,000566}{0,24 \cdot 0,41} = 0,006;$$

$$\mu_s \alpha_s = 0,006 \cdot 6,15 = 0,037;$$

$$\xi = \frac{1}{1,8 + \frac{1 + 5(0,183 + 0,811)}{10 \cdot 0,037}} + \frac{1,5 + 0,842}{11,5 \frac{0,52}{0,41} - 5} = 0,3.$$

Плече внутрішньої пари сил

$$z = 0,41 \cdot \frac{1 - \left(\frac{0,03}{0,41} 0,842 + 0,3^2 \right)}{2(0,842 + 0,3)} = 0,383 \text{ м} < 0,97 e_{s,tot} = 0,97 \cdot 0,52 = 0,5 \text{ м}.$$

Приріст напружень в розтягнутій арматурі

$$\sigma_s = \frac{0,2182 - 0,413(0,383 + 0,011)}{0,000566 \cdot 0,383} = 255,9 \text{ МПа}.$$

Оскільки арматура розташована в один ряд, то $\delta_s = 1$.

$$\sigma_s + \sigma_{sp,2} = 1 \cdot 255,9 + (970 - 221) = 1004,9 \text{ МПа} <$$

$$< 0,8R_{s,ser} = 0,8 \cdot 1295 = 1036 \text{ МПа},$$

небезпека появи незворотних деформацій в арматурі відсутня.

Визначаємо ширину розкриття тріщин

$$a_{crc} = 1 \cdot 1 \cdot 1,2 \frac{255,9}{200000} 20(3,5 - 100 \cdot 0,006) \cdot \sqrt[3]{15} = 0,22 \text{ мм} < 0,4 \text{ мм}.$$

Подальший розрахунок проведено в ПК «Мономах» (див. додатки)

4.5. Розрахунок залізобетонної колони четвертого поверху на перетині осей „12”-„В”

Завдання на проектування. Розрахувати та сконструювати колонну середнього четвертого поверху 5-поверхової громадської споруди. Висота поверху $H=4,8$ м. Сітка колон вказана на плаї поверхів (див. додаток лист4) м. Верх фундаменту заглиблений нижче відмітки підлоги на 0,6 м. Споруда будується в II кліматичному районі по сніговому покриву. Корисне (тимчасове) навантаження на міжповерхове перекриття 14 кН/м^2 , в том числі довготривала 10 кН/м^2 . Конструктивно споруда розрахована для сприйняття горизонтального вітрового навантаження стінами сходових кліток. Клас бетону по міцності на стиск колон В30, продольна арматура класу А-III.

Таблиця 4.2

Нормативні і розрахункові навантаження

Вид навантаження	Нормати вне навантаження, Н/м^2	Коефіціє нт надійності по навант., γ_f	Розр ах-ве навантаж., Н/м^2
Від перекриття, g : Від цементного шару: $t = 20 \text{ мм}, \rho = 2000 \text{ кг/м}^3$	400	1.3	520

Від шлакобетонних плит: $t = 60 \text{ мм}, \rho = 1600 \text{ кг/м}^3$	1000	1.2	1200
Від залізобетонного перекриття приведеної товщини: $t = 100 \text{ мм}, \rho = 2500 \text{ кг/м}^3$	2500	1.1	2750
Всього:	$g^n=452$ 5	-	$g=5$ 070
Тимчасове, p : довготривале, p_{ld}	10000	1.2	1200 0
короткочасне, p_{cd}	4000	1.2	4800
Всього:	$p^n=140$ 00	-	$p=1$ 6800
Повне навантаження:	18525	-	2187 0

Розв'язок. Визначення навантажень та зусиль Вантажна площа від перекриття при невідгідній відстані до найближчих колон $b \approx 7,5$ рівна 45 м^2 .

Переріз колони попередньо приймаємо $d=100\text{см}$. Розрахункова довжина колони на другому – 5 поверхах рівна висоті поверху $l_0=H_f=3,9 \text{ м}$, а для першого поверху з врахуванням деякого защемлення колони в фундаменті

$$l_0=0,7H_1=0,7(4,8+0,3)=3,57 \text{ м}.$$

Розрахунок колони четвертого поверху. Зусилля з врахуванням $\gamma_n=0,95$ будуть: $N_1=2688 \cdot 0,95=2553,6 \text{ кН}$, $N_{ld}=2134,24 \cdot 0,95=2027,5 \text{ кН}$, переріз

колони $b_c \times h_c = 50 \times 50 \text{ см}$, бетон класу по міцності на стиск В30 ($R_b = 17.0 \text{ МПа}$, $R_{br} = 1.20 \text{ МПа}$, $E_b = 32500 \text{ МПа}$) арматура продольна класу А-III ($R_s = 365 \text{ МПа}$), поперечна з сталі класу А-I ($R_{sw} = 175 \text{ МПа}$, $E_s = 210000 \text{ МПа}$).

Попередньо знаходимо відношення $N_{Id}/N_1 = 2027,5/2553,6 = 0,79$; гнучкість колони $\lambda = l_0/h_c = 462/50 = 11,55 > 4$, значить потрібно врахувати прогин колони; ексцентриситет $e_a = h_c/30 = 50/30 = 1,33 \text{ см}$, а також не менше $1/600 = 480/800 = 0,8 \text{ см}$; приймаємо більше значення $e_a = 1,33 \text{ см}$; розрахункова довжина колони $l = 462 \text{ см} < 20h_c = 20 \cdot 50 = 800 \text{ см}$, отже розрахунок продольної арматури можна виконати по формулі.

$$A_s + A'_s = \frac{N}{\eta \varphi R_{sc}} - A \frac{R_b}{R_{sc}}$$

Задаємося процентом армування $\mu = 1\%$ (коефіцієнт $\mu = 0,01 = \mu_{opt}$) і визначаємо

$$\alpha_1 = \mu \frac{R_{sc}}{R_b \gamma_{b2}} = 0,01 \frac{280}{17,0 \cdot 0,9} = 0,16$$

При $N_{Id}/N_1 = 0,79$ і $\lambda = l_0/h_c = 11,55$ по таблиці коефіцієнт $\varphi_b = 0,88$ і вважаючи, що $A_{ms} < 1,3(A_s + A'_s)$ $\varphi_r = 0,9$, а коефіцієнт φ по формулі

$$\varphi = \varphi_b + 2(\varphi_r - \varphi_b)\alpha_1 = 0,88 + 2(0,9 - 0,88) \cdot 0,16 = 0,886 < \varphi_r = 0,9;$$

потрібна площа перерізу повздовжньої арматури по формулі:

$$(A_s + A'_s) = \frac{N_1}{\varphi \gamma_s R_{sc}} - A \frac{R_b \gamma_{b2}}{R_{sc}};$$

$$(A_s + A'_s) = \frac{2553600}{0,87 \cdot 1 \cdot 280 \cdot (100)} - 35 \cdot 35 \frac{19,5 \cdot 0,9}{280} = 28 \text{ см}^2$$

приймаємо для симетричного армування $4\varnothing 25$ А-III, $A_s = 32,17 \text{ см}^2$.

Фактична несуча здатність перерізу $500 \times 500 \text{ мм}$ по формулі

$$N_{fc} = \eta \varphi (R_b \gamma_{b2} A + \sum A_s R_{sc}) = 1 \cdot 0,87 (19,5 \cdot (100) \cdot 0,9 \cdot 1225 + 32,17 \cdot 280 \cdot (100)) = 2654 \text{ кН}$$

$N > N_1 = 2553,6$ несуча здатність перерізу достатня (+4%).

Повздовжня арматура в відповідності з даними прийнята діаметром 16 мм класу А-I кроком $300 \text{ мм} < 20d = 20 \cdot 32 = 640 \text{ мм}$ і менше $h_c = 35 \text{ см}$.

Розрахунок стику колон. Розраховуємо стик колони між четвертим і п'ятим поверхом. Колони стикуються зваркою торцевих сталевих листів, між котрими при монтажі вставляють центруючу прокладку товщиною 5 мм.

Розрахункове зусилля в стику приймають по навантаженню другого поверху $N_j=N_2=1871,6 \cdot 0,95=1778$ кН. З розрахунку на місцевий стиск стик колон повинен задовольняти умові (п. 3.41 СНиП 2.03.01-84)

$$N \leq R_{b,red} A_{loc1}$$

Для колони другого поверху маємо продольну арматуру $4\varnothing 32$ А-III, бетон класу В-30. Так як продольна арматура обривається в зоні стику, то потрібно підсилення кінців колон зварними поперечними сітками. Проектуємо сітки з сталі класу А-III, $\varnothing 10$ $R_{sc}=280$ МПа; зварку торцевих листів виконуємо електродами марки Э-42, $R_{wf}=180$ МПа.

Назначаємо розміри центруючої прокладки

$$c_1=c_2 > b/3=300/3=100 \text{ мм};$$

Приймаємо прокладку розміром $100 \times 100 \times 5$ мм; розміри торцевих листів в плані $h_1=b_1=300-20=280$ мм, товщина $e=14$ мм.

Зусилля в стику N_j передається через зварні шви по периметру торцевих листів і центруючу прокладку:

$$N_j \leq N_w + N_n,$$

Визначаємо зусилля N_w , яке може сприймати зварні шви:

$$N_w = N_j A_w / A_c,$$

де $A_c = A_w + A_n$ – загальна площа контакту; A_w – площа контакту по периметру зварного шва торцевих листів; $A_w = 2 \cdot 2,5t \cdot (h_1 + b_1 - 5t) = 5 \cdot 1,4 \cdot (28 + 28 - 5 \cdot 1,4) = 343 \text{ см}^2$.

Площа контакту A_n під центруючою прокладкою

$$A_n = (c_2 + 3t)(c_1 + 3t) = (10 + 3 \cdot 1,4)^2 = 202 \text{ см}^2;$$

$$A_c = A_w + A_n = 343 + 202 = 545 \text{ см}^2; A_{loc1} = 545 \text{ см}^2;$$

$$N_w = N_j (A_w / A_c) = 1778 (343 / 545) = 1119 \text{ кН}.$$

Знаходимо зусилля, що приходить на центруючу прокладку,

$$N_n = N_j - N_w = 1778 - 1119 = 659 \text{ кН.}$$

Потрібна товщина зварного шва по контуру торцевих листів

$$t_w = \frac{N_w}{l_w R_{wy} \gamma_c} = \frac{1119000}{4(28-1) \cdot 215 \cdot (100)} = 0,48 \text{ см} < t = 1,4 \text{ см,}$$

де $R_{wy} = R_y = 215$ МПа по СНиП II-23-81 як для стиснутих стокових швів, що виконуються електродами марки Э-42 в конструкціях з сталі марки ВСтЗкп; $l_w = 4(b_1 - 1)$, де 1 см – врахування на непровар шву по кінцям с кожної сторони;

Приймаємо товщину зварного шву 5 мм, що відповідає товщині центруючі пластини.

Визначаємо крок і переріз зварних сіток в торці колони під центруючою прокладкою. По конструктивним міркуванням у торці колони встановлюють не менше 4 шт. сіток по довжині не менше $10d$, де d – діаметр продольних стержнів. При цьому крок сіток s повинен бути не менше 60 мм, не більше $1/3$ розміру меншої сторони перерізу і не більше 150 мм. Розмір ячеек сітки рекомендується приймати в межах $45 \div 100$ мм і не більше $1/4$ меншої сторони перерізу елемента. Для сіток використовують звичайну проволочку класу В-1 чи Вр-1 діаметром $d \leq 5$ мм чи стержневу арматуру класу А-III при $d = 10 \div 14$ мм.

Назначаємо попередньо сітки з стержнів $\varnothing 10$ А-III, $A_s = 0,78 \text{ см}^2$, розмір сторони ячейки $a = 5$ см, число стержнів в сітці $n = 6$; крок сіток $s = 6$. Для квадратної сітки будемо мати:

коефіцієнт насичення поперечними сітками (п. 3.22 СНиП 2.03.01-84)

$$\mu_{xy} = \frac{n_x A_{sx} l_y + n_y A_{sy} l_x}{A_{ef} s} = \frac{2 \cdot (0,78 \cdot 26 \cdot 5)}{26 \cdot 26 \cdot 6} = 0,05;$$

коефіцієнт ψ

$$\psi = \frac{\mu_{xy} R_{s,xy}}{R_b \gamma_{b2} + 10} = \frac{0,05 \cdot 280}{17 \cdot 0,9 + 10} = 0,553;$$

коефіцієнт ефективність косвеного армування

$$\varphi = 1 / (0,23 + \psi) = 1 / (0,23 + 0,553) = 1,27.$$

Міцність стику при розрахунку на змяття повинна задовольняти умову

$$N \leq R_{b,red} A_{loc1}$$

де $R_{b,red}$ – приведена призматична міцність бетону, визначається по формулі

$$R_{b,red} = R_b \gamma_{b2} \varphi_2 + \varphi_{\mu_{xy}} R_{s,xy} \varphi_s = 17 \cdot 0,9 \cdot 1,18 + 1,27 \cdot 0,05 \cdot 280 \cdot 1,68 = 47,9 \text{ МПа}; \text{ тут}$$

$\varphi_b = \sqrt[3]{A_{loc2} / A_{loc1}} = \sqrt[3]{900 / 454} = 1,18 < 3,5$; умова задовольняється (п. 3.41 СНиП 2.01.03.84); $A_{loc2} = 30 \cdot 30 = 900 \text{ см}^2$; $A_{loc1} = A_c = 545 \text{ см}^2$; $\varphi_s = 4,5 - 3,5(A_{loc1} / A_{ef}) = 4,5 - 3,5(545 / 676) = 1,68$; $A_{ef} = 26 \cdot 26 = 676 \text{ см}^2$ – площа бетону (ядра), що знаходиться в середині контура поперечних сіток, рахуючи його по крайнім стержням.

Підставляючи в формулу знайдені значення отримаємо:

$$N_j = 1778000 \text{ Н} < R_{b,red} A_{loc1} = 47,9 \cdot (100) \cdot 545 = 2610550 \text{ Н};$$

умова задовольняється, міцність торця колони достатня.

Розрахунок і конструювання балки.

Балки, що розглядаються для перекриття – п'ятипрольотні Б-1. Їх переріз прийнято $b \times h = 250 \times 400 \text{ см}$.

Навантаження на балки передається з плит по площам. Крім того всі балки несуть навантаження від власної ваги балки і частини перекриття, розташованого під балкою.

Розрахунок проводиться по методу граничної рівноваги.

Балка Б-1. Величина середнього її прольоту при розміру перерізу колон

50 х 50 см $l_0 = 600 - 50 = 560 \text{ см}$ і крайнього
 $l_0 = 600 - 0,5 \cdot 50 - 20 + 0,5 \cdot 25 = 572 \text{ см}$. Розрахункова рівномірно розподілене

навантаження:

$$\text{постійне } g = (0,5 - 0,12) \cdot 0,2 \cdot 25000 \cdot 1,1 + 5230 \cdot 0,2 = 3140 \text{ Н / м} = 3,14 \text{ кН / м};$$

$$\text{тимчасове } v = 7200 \cdot 0,2 = 1440 \text{ Н / м} = 1,44 \text{ кН / м};$$

$$\text{повне } q = 3,14 + 1,44 = 4,58 \text{ кН / м}.$$

Розрахункове рівномірно розподілене по трапеції навантаження складає $g + v = 12430 \text{ Па}$.

Згинальний момент в вільно лежачій однопрольотній балці з трапецевидним навантаженням

$$M_0 = \frac{(g + v)l_1(3l_2^2 + l_1^2)}{24} = \frac{12430 \cdot 4.3(3 \cdot 5.8^2 - 7.3^2)}{24} = 183575 \text{ Н} \cdot \text{м} = 183,6 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Згинальний момент нерозрізної балки в першому прольоті і на першій проміжній опорі

$$M_k = 0.7M_0 + \frac{ql_0^2}{11} = 0.7 \cdot 183575 + \frac{4580 \cdot 5.72^2}{11} = 142.125 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

теж в середині прольоту

$$M_c = 0.5M_0 + \frac{ql_0^2}{16} = 0.5 \cdot 183575 + \frac{4580 \cdot 5.6^2}{16} = 100,764 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Поперечні сили:

$$\text{на крайній опорі} \quad Q_A = 0.5 \left[\frac{(g + v)l_1(2l_2 - l_1)}{2} + ql_0 \right] - \frac{M_k}{l_0} ;$$

(1.3)

$$Q_A = 0.5 \left[\frac{12430 \cdot 7.3(25.8 - 7.3)}{2} + 4580 \cdot 5.72 \right] - \frac{142125}{5.72} = 85796 \text{ Н} = 85.796 \text{ кН};$$

$$\text{на другій від краю опри зліва} \quad Q_B = 0.5 \left[\frac{(g + v)l_1(2l_2 - l_1)}{2} + ql_0 \right] - \frac{M_k}{l_0}$$

$$Q_B = 0.5 \left[\frac{12430 \cdot 7.3(2 \cdot 5.8 - 7.3)}{2} + 4580 \cdot 5.72 \right] - \frac{142125}{5.72} = 135490 \text{ Н} = 135.49 \text{ кН};$$

$$\text{теж справа} \quad Q'_B = 0.5 \left[\frac{(g + v)l_1(2l_2 - l_1)}{2} + ql_0 \right]$$

$$Q'_B = 0.5 \left[\frac{12430 \cdot 7.3(2 \cdot 5.8 - 7.3)}{2} + 4580 \cdot 5.72 \right] = 110643 \text{ Н} = 110.643 \text{ кН}.$$

Для перевірки достатності прийнятих розмірів перерізу, умовно знаходимо $\alpha = E_s/E_b = 210000/32500 = 9.13$; $\mu_w = A_{sw}/b_s = 2 \cdot 0.283/20 \cdot 15 = 0.0019$; $\varphi_{w1} = 1 + 5\alpha\mu_w = 1 + 5 \cdot 9.13 \cdot 0.0019 = 1.09$; $\varphi_{b1} = 1 - \beta R_b = 1 - 0.01 \cdot 7.65 = 0.92$.

Якщо прийняти діаметр поздовжніх стержнів 20мм, то робоча висота перерізу балки $h_0 = 50 - 2 - 0.5 \cdot 2 = 47\text{см}$.

Умова $Q \leq 0.3\varphi_{w1}\varphi_{b1}R_bbh_0$ виконується

$Q = 135490\text{Н} < 0.3 \cdot 1.09 \cdot 0.92 \cdot 7.65 \cdot 20 \cdot 47 \cdot 100 = 216334\text{Н}$, значить прийняті розміри перерізу балки достатні.

При $h'_f = 12\text{см} > 0.1h = 0.1 \cdot 50 = 5\text{см}$, ширина полки, що враховується при розрахунку міцності нормального перерізу $b'_f = 2 \cdot 1/6 \cdot 600 + 20 = 220\text{см}$.

Потрібна площа перерізу поздовжньої робочої арматури:

в крайньому прольоті (переріз тавровий $b = b'_f = 220\text{см}$) при

$$A_0 = \frac{M}{bh_0^2R_b} = \frac{14212500}{220 \cdot 47^2 \cdot 7.65 \cdot 100} = 0.038;$$

знаходимо $\xi = 0.039 < h'_f/h_0 = 12/47 = 0.255$

нейтральна вісь проходить в полці, складає

$$A_s = \xi bh_0 \frac{R_b}{R_s} = 0.039 \cdot 220 \cdot 47 \cdot \frac{7.65}{365} = 8.45\text{см}^2 > A_{s\min} = 0.0005 \cdot 20 \cdot 47 = 0.47\text{см}^2 ;$$

приймаємо 2Ø25А-III, $A_s = 9.82\text{см}^2$;

в середньому прольоті при $A_0 = 10076400 / (200 \cdot 47^2 \cdot 7.65 \cdot 100) = 0.027$;

$\xi = 0.027$ складе $A_s = 0.027 \cdot 220 \cdot 47 \cdot \frac{7.65}{365} = 5.87\text{см}^2$; приймаємо 2Ø20А-III,

$A_s = 6.28\text{см}^2$;

на опорі при $A_0 = 14212500 / (20 \cdot 47^2 \cdot 7.65 \cdot 100) = 0.42 < 0.439$; $\xi = 0.6$ складає

$$A_s = 0.6 \cdot 20 \cdot 47 \cdot \frac{7.65}{365} = 11.82\text{см}^2, \text{ приймаємо 3 Ø25А-III, } A_s = 14.73\text{см}^2.$$

В зв'язку з тим, що діаметр прийнятих стержнів (25мм) більше передбачуваного (20мм), робоча висота перерізу зміниться і відповідно потрібно було б перерахувати арматуру. Але зміни будуть незначними, а площа арматури прийнята з запасом, тому перерахунок не потрібний.

Так як умова $Q \leq \varphi_{b3} R_{bt} b h_0 (1 + \varphi_f + \varphi_n)$ не виконується $Q = 135490 = 0.6 \cdot 0.68 \cdot 10^2 \cdot 20 \cdot 47(1 + 0) = 38400H$, то необхідно розрахувати міцність перерізів, похилих до повздовжньої осі балки, по поперечній силі.

Передбачалось, що поперечна арматура може бути представлена з стержнів $\text{Ø}6\text{A-I}$, двогілчаста ($n=2$) з кроком $s=20\text{см}$. Але при прийнятому діаметрі продольної арматури в крайніх прольотах і на опорі (25мм) поперечні стержні повинні мати не менше 8мм. Крім того, на опорі при 3 стержнях можливо поставити 3 каркаси, тому навіть без врахування прольотних каркасів число гілок ($n=3$). Тоді $A_{sw} = 3 \cdot 0.503 = 1.51\text{см}^2$ і $q_{sw} = R_{sw} A_{sw} / s = 175 \cdot 1.51 \cdot 100 / 15 = 1762H / \text{см}$.

Приймаємо $\varphi_f = 0$ (свеси полки знаходяться в розтягнутій зоні)

$$c_0 = \sqrt{\frac{2(1+0+0)0.68 \cdot 20 \cdot 47^2 \cdot 100}{1762}} = 58.4\text{см}$$

Так як $c_0 = 58.4\text{см} < 2h_0 = 2 \cdot 47 = 94\text{см}$, тоді

$$Q_{swb} = 2 \sqrt{2(1+0+0)0.68 \cdot 20 \cdot 47^2 \cdot 1762 \cdot 100} = 205786H > 135490H.$$

Несуча здатність похилого перерізу поперечній арматурі забезпечена, значить, прийняту по конструктивним міркуванням арматуру на при опорних ділянках балки залишаємо без змін. В каркасах середнього прольоту, де повздовжня арматура з стержнів $\text{Ø}20\text{мм}$, поперечні стержні можна прийняти $\text{Ø}6\text{мм}$ з кроком $\frac{3}{4}50 = 35\text{см}$. В каркасах крайніх прольотів на ділянці з сторони крайніх опор, дорівнює чверті прольоту, крок поперечних стержнів потрібно прийняти рівним 15см, а на іншій довжині 35см.

Розрахунок похилих перерізів по моменту не потрібно, так як обривів стержнів немає, а їх кінці заведені на опору на $24\text{см} > 10 \cdot 2.0 = 20\text{см}$.

Протокол розрахунку ПК МОНОМАХ:

Нормативний документ

Бетон

Класс В30

Арматура

Класс продольной А-III

Класс поперечной А-I

Расчетный диаметр продольной, мм 40

Защитный слой продольной, мм 20

Привязка продольной, мм 40

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

продольной

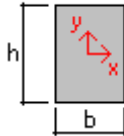
Требования

Выделять угловые стержни

Сварной каркас. Модуль уменьшения шага поперечной арматуры 25 мм

Сейсмичность площадки 5 баллов. Рамно-связевая конструктивная схема здания

Сечение



Размеры, мм:

b 400

h 400

Площадь, см² 1100

Отметки

Высота этажа, мм 4800

Высота перекрытия, мм 200

Отметки, м:

низа колонны +14,250

верха перекрытия +19,050

Расчетная длина

Коэффициенты расчетной длины:

m X 2

m Y 2

Расчетная длина, мм:

Lo X 9600

Lo Y 9600

Гибкость:

Lo/h X 34.91

Lo/h Y 24.00

Нагрузки

Результаты МКЭ расчета

	тс	N,	M	M	Q	Q	T,
		х, тс*М	у, тс*М	х, тс	у, тс	тс*М	еч
Постоянная		80	-	-	-	-	-
	.7	0.513	0.0853	0.0371	0.222	0.00286	
		78	0.	0.	-	-	-
	.8	555	0926	0.0371	0.222	0.00286	
Ветровая 1		-	-	-	0	-	-
	0.0316	0.122	0.00015		0.051	0.00051	
		-	0.	-	0	-	-
	0.0316	123	0.00019		0.051	0.00051	
Ветровая 2		-	-	0.	0.	-	4e
	0.0193	0.0667	0363	0152	0.028	-005	
		-	0.	-	0.	-	4e
	0.0193	0676	0.0366	0152	0.028	-005	
Сейсмическая 1		-	0.	0.	0.	0.	0.
	0.159	606	999	419	252	0397	
		-	-	-	0.	0.	0.
	0.159	0.606	1.01	419	252	0397	
Сейсмическая 2		0.	1.	0.	0.	0.	0.
	371	4	686	288	584	0258	
		0.	-	-	0.	0.	0.
	371	1.41	0.694	288	584	0258	

Коэффициенты

Надежности по ответственности 1

	П	Дл	Кр	Ве	Се
	ост.	ит.	.вр.	тр.	йсм.
Надежности	1.	1.	1.	1.	1
	1	2	2	4	
Длительности	1	1	0.	0	0
		35			
Продолжительности	1	1	1	0	0

Снижающий для кр. врем. нагрузки 1

Учитывать в расчете:

автоматически сформированные РСН

РСН, сформированные для случаев а, б

Коэффициенты расчетных сочетаний нагрузок (РСН)

	П	Дл	Кр	Ве	Се
	ост.	ит.	.вр.	тр.	йсм.
1-е, основное	1	1	1	1	0
2-е, основное	1	0.	0.	0.	0
	95	9	9		
3-е, особое	0.	0.	0.	0	1
	9	8	5		

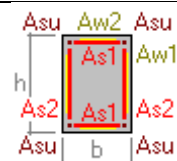
Учитывать при автоматическом формировании РСН:

закопременность ветровой и сейсмической нагрузки

Расчетные сочетания нагрузок. Сокращенный список

	N, тс	M х, тс*м	M у, тс*м	M х, тс	Q у, тс	Q тс*м	T, тс
Случай б (все нагрузки). Сокращенный список							
ПО-С2_сеч2	77	1.	0.	-	-	-	-
.6	95	786	0.324	0.804	0.0287		
длит. часть	78	0.	0.	-	-	-	-
	549	0917	0.0367	0.22	0.00283		
<i>S_{nc}</i>							
ПО-С2_сеч1	79	-	-	-	-	-	-
.5	1.91	0.771	0.324	0.804	0.0287		
длит. часть	79	-	-	-	-	-	-
.9	0.508	0.0844	0.0367	0.22	0.00283		
<i>S_{vc}, T_y</i>							
ПО-С1_сеч2	78	1.	1.	-	-	-	-
.1	16	11	0.456	0.473	0.0426		
длит. часть	78	0.	0.	-	-	-	-
	549	0917	0.0367	0.22	0.00283		
<i>S_{лс}</i>							
ПО-С1_сеч1	80	-	-	-	-	-	-
	1.11	1.08	0.456	0.473	0.0426		
длит. часть	79	-	-	-	-	-	-
.9	0.508	0.0844	0.0367	0.22	0.00283		
<i>S_{nc}, T_x</i>							
ПО-В1_сеч1	88	-	-	-	-	-	-
.8	0.393	0.0936	0.0408	0.173	0.00243		
длит. часть	88	-	-	-	-	-	-
.8	0.564	0.0938	0.0408	0.245	0.00315		
<i>N_c</i>							
Случай а (продолжит.). Сокращенный список							
ПО_сеч2	86	0.	0.	-	-	-	-
.6	61	102	0.0408	0.245	0.00315		
длит. часть	86	0.	0.	-	-	-	-
.6	61	102	0.0408	0.245	0.00315		
<i>S_{nc}, S_{лс}</i>							
ПО_сеч1	88	-	-	-	-	-	-
.8	0.564	0.0938	0.0408	0.245	0.00315		
длит. часть	88	-	-	-	-	-	-
.8	0.564	0.0938	0.0408	0.245	0.00315		
<i>S_{vc}, S_{nc}, N_c, T_x, T_y</i>							

Расчетное армирование



Asu 7.95

Продольная арматура, см2:

полная 31.804

по прочности 31.804

% армирования	2.89
Поперечная арматура, см ² /м	0.157473

Расстановка продольной арматуры

Армирование симметричное	
угловые	4Ø32
Всего	4Ø32
Площадь арматуры, см ²	32.1699
% армирования	2.92

Анкеровка продольной арматуры

Диаметр стержня, мм	Длина	Длина
	анкеровки, мм	нахлестки, мм
32	770	930

Расстановка поперечной арматуры

Зона анкеровки, мм:	4Ø8
шаг	300
привязка 1-го	50
зона раскладки	900
привязка последнего	950
Основная зона, мм:	8Ø8
шаг	450
привязка 1-го	1400
зона раскладки	3150
привязка последнего	4550
расст. до верха	50
Площадь арматуры, см ² /м	2.23402
Режимы установки шпилек:	
нет	

Замечания

Арматура в сечении наращивалась из условия $N > [N]$

5. ОСНОВИ ТА ФУНДАМЕНТИ

5.1 Розрахунок фундаментів мілкового закладання

4.1.1 Визначаємо глибину закладання фундаменту

Глибина закладання фундаменту: $d_f=4,0\text{м}$

4.1.2 Визначаємо ширину подошви фундаменту

$N_{II}=2700\text{ кН/м}$; $d_f=4,0\text{ м}$; $\gamma_{II}=17,46\text{ кН/м}^3$; $C=25\text{ кПа}$; $R_0=198\text{ кПа}$; $\varphi_{II}=19^\circ$;
 $d_b=3,3$.

Ширина фундаменту:

$$b_0 = \sqrt{\frac{N_{II}}{R_0 - \gamma_{CP} d_1}}, \quad (4.1.1)$$

де N_{II} – вертикальне зусилля на верхньому обрізі фундаменту від розрахункових навантажень, кН/м;

R_0 – розрахунковий опір ґрунту, кПа;

γ_{CP} – середнє розрахункове значення питомої ваги матеріалу фундаменту і ґрунту на його уступах, що приймається для розрахунків рівним 20 кН/м^3 ;

d_f – глибина закладання фундаменту від рівня планування зрізкою або підсіпкою, м;

$$b_0 = \sqrt{\frac{N_{II}}{R_0 - \gamma_{CP} d_1}} = \sqrt{\frac{2700}{198 - 20 \times 4.0}} = 4,78\text{ м}, \quad (4.1.2)$$

Уточнюємо розрахунковий опір ґрунту за [10]:

$$R = \frac{\gamma_{c1} \gamma_{c2}}{K} \left[M_\gamma \kappa_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{II} + M_c C_{II} \right] \quad (4.1.3)$$

де γ_{c1} та γ_{c2} – відповідно коефіцієнти умови роботи ґрунтової основи та умови роботи будинку чи споруди у взаємозв'язку з основою, приймаємо за таблицею 3.1 [9];

K - коефіцієнт надійності, що приймається в залежності від методу визначення

Розрахункових характеристик ґрунту (по таблицям 2.6...2.8(1), $K=1.1$);

M_γ, M_q, M_c – коефіцієнти, що залежать від розрахункового значення кута внутрішнього тертя φ_{II} , який приймаємо за таблицею 3.2[9] ;

κ_z – коефіцієнт, який приймається рівним 1.0 при $b < 10$ м;

b – ширина підшви фундаменту, м;

γ_{II} – усереднене розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, що залягають нище підшви фундаменту на глибину 1.4 м;³;

γ_{II}^I – усереднене розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, що залягають вище підшви фундаменту, кН/м³;

$\gamma_{II,i}$ та h_i – відповідно розрахункові значення питомої ваги і потужність окремих шарів ґрунту в межах від рівня планування до підшви фундаменту;

C_{II} – розрахункове значення питомого зчеплення ґрунту, залягаючого безпосередньо під підшвою фундаменту, кПа;

d_1 – глибина закладання фундаменту безпідвальних споруд від рівня планування до низу фундаменту, м;

d_b – глибина підвалу;

$\gamma_{c1}=1,3; \gamma_{c2}=1,2; \kappa=1,1; \kappa_z=1,0; d_1= 1,5$ м;

при $\varphi_{II}=29^\circ$: $M_\gamma=1,06; M_q=5,25; M_c=7,67$;

$$\gamma'_{II} = \frac{\gamma_1 \times h_1 + \gamma_2 \times h_2}{h_1 + h_2} = \frac{15 \times 1,0 + 18,15 \times 0,5}{1,0 + 0,5} = 16,05 \text{ кН / м}^3 \quad (4.1.4)$$

$R_1 =$

$$= \frac{1,2 \times 1,0}{1,1} [0,47 \times 1 \times 4,78 \times 17,46 + 2,89 \times 4,6 \times 17,46 + (2,89 - 1) \times 3,3 \times 17,46 + 5,48 \times 25] = 564,26 \text{ кПа};$$

Ширина фундаменту при $R_1=564,26$ кПа:

$$b_1 = \sqrt{\frac{N_{II}}{R_0 - \gamma_{CP} d_1}} = \sqrt{\frac{2700}{564,26 - 20 \times 4,0}} = 2,36 \text{ м} \quad (4.1.5)$$

$R_2 =$

$$\frac{1,2 \times 1,0}{1,1} [0,47 \times 1 \times 2,36 \times 17,46 + 2,89 \times 4,6 \times 17,46 + (2,89 - 1) \times 3,3 \times 17,46 + 5,48 \times 25] = 542,6 \text{ кПа};$$

Ширина фундаменту при $R_2=542,6$ кПа:

$$b_2 = \sqrt{\frac{N_{II}}{R_0 - \gamma_{CP} d_1}} = \sqrt{\frac{2700}{542,6 - 20 \times 4,0}} = 2,42 \text{ м} \quad (4.1.6)$$

$R_3 =$

$$\frac{1,2 \times 1,0}{1,1} [0,47 \times 1 \times 2,42 \times 17,46 + 2,89 \times 4,6 \times 17,46 + (2,89 - 1) \times 3,3 \times 17,46 + 5,48 \times 25] = 543,4 \text{ кПа};$$

Ширина фундаменту при $R_3=543,4$ кПа:

$$b_3 = \sqrt{\frac{N_{II}}{R_0 - \gamma_{CP} d_1}} = \sqrt{\frac{2700}{543,4 - 20 \times 4,0}} = 2,4038 \text{ м} \quad (4.1.7)$$

Приймаємо $b=2,45$ м.

Розробляємо фундамент рис. 1.

Перевіряємо фактичний середній тиск під подошвою фундаменту:

$$P = \frac{\sum N_{II}}{A} + \frac{\sum M_{II}}{W}, \quad (4.1.8)$$

$\sum N_{II}$ – сума розрахункових навантажень, прикладених до 1 метру подошви фундаменту;

$$\sum N_{II} = N_{II} + G_{фII} + G_{грII} \quad (4.1.9)$$

Об'єм фундаменту:

$$V_{ф} = 4,05 \times 2,67 \times 0,4 + 1,77 \times 0,4 \times 3,15 + 0,4 \times 2,25 \times 0,85 - 0,8 \times (1,6 + 0,075 \times 2 + 0,22 \times 0,075 \times 2) = 5,64 \text{ м}^3/\text{м}$$

Об'єм ґрунту на уступах фундаменту:

$$V_{гр} = V_0 - V_{ф} = 2,67 \times 3,15 \times 1,35 - 5,64 = 5,7 \text{ м}^3/\text{м}$$

Питома вага фундаменту:

$$G_{фII} = 2,4 \times 10 \times 4,56 = 109,5 \text{ кН/м}$$

Питома вага ґрунту зворотної засипки $17,0$ кН/м³, звідки:

$$G_{грII} = 17 \times 5,7 = 96,9 \text{ кН/м}$$

Відповідно:

$$\sum N_{II} = 2700 + 109,5 + 96,9 = 2906,4 \text{ кН/м}$$

середній тиск під подошвою фундаменту:

$$P_{\max,\min} = \frac{2906,4}{4,05 \times 2,67} \pm \frac{418,5}{4,05 \times 2,67^2} = 268,78 \pm 14,5 \text{ кПа}$$

$$P_{\max} = 268,78 + 14,5 = 283,28 \text{ кПа} < 1,2 \times 543,4 = 652,08 \text{ кПа}$$

$$P = 268,7 < 543,4 \text{ кПа}$$

$$P_{\min} = 268,78 - 14,5 = 254,28 \text{ кПа} > 0,25 \times 543,4 = 135,85 \text{ кПа}$$

Умова виконується – розмір фундаменту підібрано вірно.

5.2 Розрахунок пальових фундаментів

5.2.1 Визначення несучої здатності забивної палі і конструювання ростверку

Приймаємо палю С 10-35 (довжиною 10м, перерізом 35х35см). Несуча здатність забивної висячої палі:

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{cr} R A + u \sum \gamma_{cf} f_i h_i), \quad (4.2.1)$$

де γ_c , γ_{cr} , γ_{cf} – коефіцієнти умови роботи ґрунту відповідно під нижнім кінцем і на боковій поверхні палі, що враховують спосіб занурення (табл.5.5[9]);

γ_c , γ_{cr} , γ_{cf} – рівні одиниці при зануренні палі дизельним молотом;

R – розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі (табл.5.3[9]), кПа;

A – площа поперечного перерізу палі, $A=0,1225 \text{ м}^2$;

U – периметр поперечного перерізу палі, $U=1,4 \text{ м}$;

f_i – розрахунковий опір i -го шару ґрунту основи на боковій поверхні палі, приймаємо за таблицею 5.4[9];

h_i – товщина i -го шару ґрунту, що доторкається до бокової поверхні палі, м.

Глибина занурення нижнього кінця палі від рівня природного рельєфу складає 13.9 м.

Розрахунковий опір під нижнім кінцем палі складе:

H, м	R, кПа
10	2600
11.9	R _x
15	2900

$$R_x = 2600 + ((2900 - 2600) / (15 - 10)) \times (11.9 - 10) = 2834 \text{ кПа}$$

Таблиця № 5.2.1 Розрахунковий опір ґрунту по боковій поверхні

Середня глибина розміщення шару ґрунту, м	Розрахунковий опір ґрунту по боковій поверхні палі f _i , кПа	Товщина і-го шару, що торкається до бокової поверхні палі, м
H1=5.2	f1=17.3	h1=2
H2=6.95	f2=18.5	h2=1.5
H3=8.7	f3=19	h3=2
H4=10	f4=19	h4=0.6
H5= 11.1	f5=47.3	h5=2
H6= 13.	f6=49	h6=1.6

Визначаємо несучу здатність палі:

$$F_{cl} = 1(2834 \times 0.1225 + 1.4(2 \times 17.3 + 1.5 \times 18.5 + 2 \times 19 + 0.6 \times 19 + 2 \times 47.3 + 49 \times 1.6)) = 745.82 \text{ кН};$$

Розрахункове навантаження, що допускається для палі:

$$N_{cb} = 415.2 / 1.4 = 532.7 \text{ кН} = 0.533 \text{ МН};$$

Для розрахунку пальового фундаменту під колону приймаємо забивні палі С 10-35 з розрахунковим навантаженням $N_{cb} = 0.533 \text{ МН}$.

Визначаємо кількість паль у фундаменті:

$$n = N_{1k} / N_{cb} = 1.2 N_{1k} / N_{cb} = (1.2 \times 2.7 \times 1.15) / 0.533 = 6.9 \text{ палей, де}$$

k – коефіцієнт, що враховує перевантаження фундаменту від дії моменту і власної ваги ростверку;

$N_{св}$ – розрахункове навантаження, що допускається для палі;

1.2 – усереднений коефіцієнт перевантаження при розрахунку фундаментів за несучою здатністю.

Для подальших розрахунків приймаємо сім палей у пальному фундаменті.

Мінімальна відстань між палями в ряду приймаємо рівними $3d$:

$$l' = 3d = 3 \times 0.35 = 1.05 \text{ м.}$$

Осьова відстань між рядами палей у ростверку:

$$l_{ос} = \sqrt{(3d)^2 - \left(\frac{3d}{2}\right)^2} = \sqrt{(3 \times 0.35)^2 - \left(\frac{3 \times 0.35}{2}\right)^2} = 0.9 \text{ м} \quad (4.2.2).$$

Знаходимо розміри ростверку в плані.

Довжина ростверку:

$$a_p = 2 \times 3d + d + 0.2 = 2 \times 0.35 \times 3 + 0.35 + 0.2 = 2.65 \text{ м;}$$

приймаємо $a_p = 2.65 \text{ м;}$

ширина ростверку: b

$$b_p = 2 \times l_{ос} + d + 0.2 = 2 \times 0.9 + 0.25 + 0.2 = 2.35 \text{ м.}$$

Після визначення всіх розмірів пального ростверку конструюється пальовий фундамент рис. 4.2.1.

Розглянемо, як розраховується перевірка найбільш завантаженої палі в пальному фундаменті під колону:

$$N = \frac{\sum N_{1\phi}}{n} \pm \frac{\sum M_{xy}}{\sum y_i^2} \pm \frac{\sum M_{xy}}{\sum x_i^2}; \quad (4.2.3)$$

При цьому повинні виконуватися умови:

$$N_{\max} \leq 1.2 N_{св}; \quad N_{ср} \leq N_{св}; \quad N_{\min} < 0, \quad (4.2.4)$$

де $\sum N_{1\phi}$, $\sum M_x$, $\sum M_y$ – відповідно розрахункова стискаюча сила, МН, і розрахункові моменти, МНм, відносно головних центральних осей x та y плану паль, на рівні низу ростверку; n – число паль у фундаменті;

x и y – відстань від головних осей до вісі кожної палі, м.

$$\sum N_{1\phi} = 1.2(N_{11} + G) = 1.2(2.7 + 0.494) = 3.83 \text{ МН}, \quad (4.2.5)$$

де G – вага ростверку і ґрунту на його обрізах,

$$G = b_p a_p h \gamma_{cp} 10 = 2.5 \times 2.35 \times 4.2 \times 2 \times 10 = 493.5 \text{ кН} = 0.494 \text{ МН}, \quad (4.2.6)$$

h , γ – відповідно глибина закладання ростверку і щільність матеріалу ростверку і ґрунту на його обрізах, приймається рівною 2 т/м^3 .

Розрахунковий момент відносно осі y :

$$M_x = 1.2(M_y'' + T_y'' h_p) = 1.2 \times 0.494 = 0.50 \text{ МНм}; \quad (4.2.7)$$

Розрахункове навантаження на крайню палю у фундаменті:

$$N = \frac{3.83}{8} \pm \frac{0.5 \times 1.05}{4 \times 1.05^2 + 2 \times 0.5025^2} \pm \frac{0.5 \times 0.9}{6 \times 0.9^2};$$

$$N = 0.479 \pm 0.067 \pm 0.093;$$

$$N_{\max} = 0.639 \text{ МН} < 1.2P = 0.533 \times 1.2 = 0.64$$

$$N_{cp} = 0.479 \text{ МН} < N_{cb} = 0.533 \text{ МН}$$

$$N_{\min} = 0.239 > 0$$

Умови виконуються.

5.3 Визначення несучої здатності бурін'єкційної палі і конструювання ростверку

Приймаємо палю СБ12-60 (довжиною 12 м, діаметром 60 см). Несуча здатність бурін'єкційної висячої палі:

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{cr} R A + u \sum \gamma_{cf} f_i h_i) \quad (4.3.1)$$

де $\gamma_c = 1$, $\gamma_{cr} = 1$; $\gamma_{cf} = 0,70$;

A - площа поперечного перерізу палі, $A = 0,2826 \text{ м}^2$;

U - периметр поперечного перерізу палі, $U = 1,884 \text{ м}$;

f_i – розрахунковий опір i -го шару ґрунту основи на боковій поверхні палі, приймається за таблицею 5.4 [9];

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

γ_{cr}, γ_{cf} – коефіцієнти умови роботи ґрунту відповідно під нижнім кінцем i на боковій поверхні палі, що враховують спосіб занурення (табл. 5.5 [9]);

h_i – товщина i -го шару ґрунту, що стикається з боковою поверхнею палі, м.

Глибина занурення нижнього кінця палі від рівня природного рельєфу складає -15,9 м.

Розрахунковий опір під нижнім кінцем палі складе:

$$R = 0,75 \alpha_4 (\alpha_1 \gamma' x d + \alpha_2 \alpha_3 \gamma_1 h) \quad (4.3.2)$$

де $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4$ – безрозмірні коефіцієнти, що приймаються за таблицею 5.9 [9] в залежності від розрахункового значення кута внутрішнього тертя ϕ_1 ґрунту основи;

γ_{II}^I – питома вага ґрунту в основі палі, кН/м³;

γ_1 – осереднене розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, залягаючи вище

нижнього кінця палі, кН/м³;

d – діаметр палі, м;

h – глибина закладання нижнього кінця палі, м.

$$R = 0,75 \times 0,84 \times (9,5 \times 17,3 \times 0,6 + 18,6 \times 0,44 \times 17,3 \times 12,0) = 0,944 \text{ МН.}$$

Таблиця № 5.3.1 Розрахунковий опір палі по боковій поверхні:

Середня глибина розміщення шару ґрунту, м	Розрахунковий опір ґрунту по боковій поверхні палі f_i , кПа	Товщина i -го шару, що торкається до бокової поверхні палі, м
$H_1 = 5.2$	$f_1 = 17.3$	$h_1 = 2$

H2=6.95	f2=18.5	h2=1.5
H3=8.7	f3=19	h3=2
H4=10	f4=19	h4=0.6
H5= 11.1	f5=47.3	h5=2
H6= 13.3	f6=49	h6=2
H7= 15.1	f 7=50	h 7=1.6

Визначаємо несучу здатність палі:

$$F_{cl}=1(1,0 \times 1.153 \times 0,2826 + 1,884 \times 0,7 \times (2 \times 17.3 + 1.5 \times 18.5 + 2 \times 19 + 0.6 \times 19 + 2 \times 47.3 + 49 \times 2 + 50 \times 1,6)) = 607,2 \text{ кН};$$

Розрахункове навантаження, що допускається для палі:

$$N_{cb} = 607,2 / 1,4 = 433,7 \text{ кН} = 0.434 \text{ МН}$$

Визначаємо кількість палей у фундаменті:

$$n = N_1 k / N_{cb} = 1.2 N_1 k / N_{cb} = (1.2 \times 2.7 \times 1.15) / 0.434 = 8,6 \text{ палей, де}$$

k - коефіцієнт, що враховує перевантаження фундаменту від дії моменту і власної ваги ростверку;

N_{cb} - розрахункове навантаження, що допускається для палі;

1.2 - усереднений коефіцієнт перевантаження при розрахунку фундаментів за несучою здатністю.

Для подальших розрахунків приймаємо дев'ять палей у палювому фундаменті.

Мінімальна відстань між палями в ряду приймаємо рівними 3d:

$$l' = 3d = 3 \times 0.6 = 1.8 \text{ м.}$$

Осьова відстань між рядами палей у ростверку:

$$l_{oc} = \sqrt{(3d)^2 - \left(\frac{3d}{2}\right)^2} = \sqrt{(3 \times 0.6)^2 - \left(\frac{3 \times 0.6}{2}\right)^2} = 1,55 \text{ м.} \quad (4.3.3)$$

Знаходимо розміри ростверку в плані.

Довжина ростверку:

$$a_p = 2 \times 3d + d + 0.2 = 2 \times 0.6 \times 3 + 0,6 + 0.2 = 4.4 \text{ м.}$$

приймаємо $a_p=4,4\text{м}$;

Ширина ростверку: b

$$b_p=2x1_{oc}+d+0.2=2x1.55+0.6+0.2=3.9 \text{ м.}$$

Після визначення всіх розмірів пальового ростверку конструюється пальовий фундамент.

Розглянемо, як розраховується перевірка найбільш завантаженої палі в пальному фундаменті під колону:

$$N = \frac{\sum N_{1\phi}}{n} \pm \frac{\sum M_{xy}}{\sum y_i^2} \pm \frac{\sum M_{xy}}{\sum x_i^2}; \quad (4.3.4)$$

При цьому повинні виконуватися умови:

$$N_{\max} \leq 1.2N_{св}; \quad N_{ср} \leq N_{св}; \quad N_{\min} < 0, \quad (4.3.5)$$

де $\sum N_{1\phi}$, $\sum M_x$, $\sum M_y$ – відповідно розрахункова стискаюча сила, МН, і розрахункові моменти, МНм, відносно головних центральних осей x та y плану паль, на рівні низу ростверку; n – число паль у фундаменті;

x і y – відстань від головних осей до вісі кожної палі, м.

$$\sum N_{1\phi} = 1.2(N_{11} + G) = 1.2(2.7 + 0.141) = 3.41 \text{ МН}, \quad (4.3.6)$$

де G - вага ростверку і ґрунту на його обрізах,

$$G = b_p a_p h \gamma_{ср} 10 = 3.9 \times 4.4 \times 0.4 \times 2 \times 10 = 141.5 \text{ кН} = 0.141 \text{ МН}, \quad (4.3.7)$$

h , γ - відповідно глибина закладання ростверку і щільність матеріалу ростверку і ґрунту на його обрізах, приймається рівною 2 т/м^3 .

Розрахунковий момент відносно осі y :

$$M_x = 1.2(M_y'' + T_y'' h_p) = 1.2 \times 0.419 = 0.50 \text{ МНм};$$

Розрахункове навантаження на крайню палю у фундаменті:

$$N = \frac{3.413}{9} \pm \frac{0.5 \times 1.8}{3 \times 1.8^2} \pm \frac{0.5 \times 1.55}{9 \times 1.55^2};$$

$$N = 0.379 \pm 0.093 \pm 0.036;$$

$$N_{\max} = 0.508 \text{ МН} < 1.2P = 0.434 \times 1.2 = 0.521$$

$$N_{ср} = 0.379 \text{ МН} < N_{св} = 0.434 \text{ МН}$$

$$N_{\min} = 0.26 > 0$$

Умови виконуються.

Виходячи із розрахунків фундаментів, найбільш вигідним являється фундамент із забивними палями.

5.4. Розрахунок ростверку на продавлювання колоною

Розрахунок виконується за формулою:

$$F_{рег} \leq \frac{2h_o R_{bt}}{\alpha} \times \left[\frac{h_o}{C_1} \times (e_k + C_2) + \frac{h_o}{C_2} \times (a_k + C_1) \right], \quad (4.4.1)$$

де $F_{рег}$ - розрахункове продавлююче зусилля;

h_o - робоча висота перерізу ростверку;

$\alpha = 1$ - коефіцієнт, що враховує часткову передачу поздовжнього зусилля на плитну частину;

C_1, C_2 - відстань від грані колони до бокової грані палі.

Продавлююче зусилля рівне:

$$F_{реч.} = 1278 \text{ кН};$$

Робоча висота рівна: $h_o = 40 - 10 = 30 \text{ см}$.

Відстані від граней колони до відповідних найближчих граней палі:

$$C_1 = 7,5 \text{ см}; \quad C_2 = 79 \text{ см};$$

$$\frac{h_o}{C_1} = \frac{30}{7.5} = 4; \quad \frac{h_o}{C_2} = \frac{30}{79} = 0.38;$$

Визначаємо граничну продавлюючу силу, яку може сприймати ростверк:

$$F_{реч.} = 1278$$

$$\text{кН} \leq F = \frac{2 \times 0.3 \times 10^3 \times 0.75}{0.86} (4 \times (0.22 + 0.79) + 0.38 \times (1.6 + 0.075)) = 2447 \text{ кН}$$

Умова виконується, міцність на продавлювання забезпечена.

5.5 Розрахунок ростверку на продавлювання кутовою палею

Розрахунок ведемо за формулою:

$$F_{ai} \leq R_{bt} h_{01} \times \left[\beta_1 \left(b_{02} + \frac{C_{02}}{2} \right) + \beta_2 \left(b_{01} + \frac{C_{01}}{2} \right) \right], \quad (4.5.1)$$

де F_{ai} - розрахункове навантаження на кутову палю з урахуванням моментів в двох напрямках;

b_{01}, b_{02} - відстань від внутрішніх граней кутових паль до зовнішніх граней плити ростверку;

C_{01}, C_{02} - відстань від внутрішніх граней кутових паль до грані колони.

При товщині плити ростверку $h=40\text{см}$:

$$h_{01}=40-10=30\text{см}; C_{01}=25\text{см};$$

$$b_{01}=45\text{см}=b_{02}; C_{02}=29\text{см}.$$

$$\frac{h_{01}}{C_{01}} = \frac{30}{25} = 1.2, \text{ тоді } \beta_1 = 0.688; \beta_2 = 0.622$$

$$F_{ai} \leq F_a = 0,75 \times 0,3 \times \left(1 \times \left(0,45 + \frac{0,29}{2} \right) + 0,622 \times \left(0,45 + \frac{25}{2} \right) \right) \times 10^3 = 818,9 \text{кН}$$

$$F_a = 639 \text{кН} \leq F_a = 818,9 \text{кН}, \text{ міцність ростверку забезпечена.}$$

5.6 Розрахунок ростверку на згин

Максимальний момент, який діє на обрізі колони (фундаменту) рівний 500, кНм. За цим моментом підбираємо арматуру, яка необхідна у ростверку.

Площа перерізу нижньої арматури на опорі:

$$A_s = \frac{M_i \times 10^3}{0,9 \times h_{01} \times R_s} = \frac{500 \times 10^3}{0,9 \times 30 \times 280} = 66,14 \text{см}^2 \quad (4.6.1)$$

Площа перерізу верхньої арматури в прольоті:

$$A_s = \frac{M_i \times 10^3}{0,9 \times h_{01} \times R_s} = \frac{419 \times 10^3}{0,9 \times 30 \times 280} = 55,4 \text{см}^2 \quad (4.6.2)$$

Підбираємо нижню арматуру: 18Ø22А-II, $A_s=6840 \text{мм}^2$ з кроком 150 мм.

Підбираємо верхню арматуру: 18Ø20 А-II, $A_s=5652 \text{мм}^2$ з кроком 150 мм.

ТЕХНОЛОГІЯ БУДІВЕЛЬНОГО
ВИРОБНИЦТВА

7.Технологія виробництва при будівництві виробничо-адміністративних приміщень

7.1.Підготовчий період.

Планування площадки, виробляється бульдозером ДЗ-24,тип відвала не поворотний

довжина відвала 303м,висота відвала -1.1 м, марка трактора З - 100.Керування відвалом накатний пристрій тимчасових будинків і споруджень здійснюється автокраном

КС - 1563, тимчасові будинки й бытовки розмістити в будівельному порядку. Пристрою тимчасового водопроводу й каналізації виконує БМУ - 2. Пристрій тимчасової дороги здійснюється за допомогою автогрейдера Д-144, що здійснює планування доріг, глибина зарізання після другого проходу 15 див. Відвал установлюється під кутом 35*, довга захватки 570м. після чого здійснюється укладання ЖБ панелей шириною 3.5 м і довгої 4м. Укладання панелей здійснюється автокраном КС-1563.

2.Грабарства.

Розробка ґрунту екскаваторами на вивіз – відстань переміщення 500м. Розробку ґрунту здійснюємо екскаватором Э -1004 А.Місткість ковша 1м³, радіус копання 7м, глибина копання 4.5м, радіус розвантаження 4.9м висота розвантаження 3.9 м.

При транспортуванні ґрунту використовуються автомашини типу МАЗ - 503 Б, МАЗ -525.

Під час перевезення ґрунту на відстань 500м використовують МАЗ - 503 Б 6 штук, вантажопідйомністю 7.0 т, місткість кузова 4.5 м³, навантажувальна висота.

Час маневрування при навантаженні 1.33 хв, час розвантаження з маневруванням 1.9 хв.

На кожен екскаватор доводиться по трьох самоскида МАЗ - 503 Б. Перед остаточним плануванням площадки повинна бути зроблена розбивка й

визначена величина зрізань і засипань. Остаточне планування поверхні виробляється по нивелировочным отметкам. пристрій монолітних фундаментів здійснюються бетононасосом СБ - 68 й ущільнюється вібратором НВ - 55. Монтаж колон підвалу й стенових панелей здійснюється БК -602 двома б/к, які працюють на I захватці БК - 602 № 2 й II захватці БК - 602 №1.

Надземна частина.

Монтаж надземної частини будинку також здійснюється БК - 602 по захватках.

Перегородки викладаються з керамічної цегли. Товщина перегородки 125 мм. Розчин подається в інвентарних ящиках для розчину ємністю 0.9 м³

Пристрій монолітної залізобетонної ванни виробляється за допомогою бетононасосов

СБ -68 й ущільнюється вібраторами НВ - 55.

Опоряджувальні роботи

Фарбування віконних і дверних прорізів виробляється електрокраскопультотом З - 61.

Штукатурку приміщень роблять бригади штукатурів, до яких розчин подається по растворонасосу високого тиску МС 231 А, продуктивністю 6.0 м³/г, потужністю – 7.5 квт.

дальністю подачі по вертикалі - 50 м.

по горизонталі - 250м.

Прийом розчину здійснюється в штукатурні станції «Киянка». МС – 388 продуктивністю при вивантаженні 30 м³/м. Обсяг одночасного навантаження систем в м³ .

Демонтаж панелей покриття виробляється на місці.

«Технологічна карта».

Інструмент для виробництва гідроізоляційних робіт включає пристрій для різання бітуму, ручний візок для установки контейнера, гребок, щітку й шпатель.

В адміністративних приміщеннях укладаються лінолеумові підлоги, зварені в килими.

Механізми, використовувані при пристрої підлог.

- компресор ПРО - 16 А для подачі повітря до пальника.
- електросверлилка ІЕ - 1204.
- пальник для доварки стиків.

Підлоги з паркету укладаються у вестибюлі. Механізми використовувані при пристрої підлог з паркету.

- електропилка, дискова І - 153.
- молоток скельний паркетний типу МПА
- шерхебель
- верстат для перефуговки паркету типу З - 457

Підлоги з керамічної плитки влаштовуються в душових і роздягальнях будівлі.

ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВЕЛЬНОГО
ВИРОБНИЦТВА

ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА

8.1. Методи виробництва робіт

Проектом виробництва робіт на даному об'єкті встановлений підготовчий і основний періоди будівництва.

У підготовчий період виконують роботи по освоєнню будівельного майданчика, пристрою під'їзних шляхів і доріг, устаткуванню будівельного майданчика і загально майданчикові розбивочні роботи. У перебігу основного періоду ведуться будівельно-монтажні роботи по даному об'єкту.

Територію будівельного майданчика заздалегідь очищають від дерев, пнів, чагарників і звільняють від каменів-валунів.

Дерева видаляють разом з корінням або спилюючи стовбури і згодом викорчовуючи пні. Для повалення дерев і корчування пнів використовують трактори, бульдозери, встановлені на тракторі лебідки для корчувань і екскаватори із спеціальним устаткуванням. Чагарники і дрібну рослинність видаляють бульдозером або кущорізом.

Опори повітряних ліній зв'язку і електропередач, коли вони заважають роботам, переносять убік або виносять за межі будівельного майданчика. Повітряні лінії підводять, щоб забезпечити необхідні габарити для руху транспорту.

8.1.1. Земляні роботи

Виконання земляних робіт дозволяється після виконання геодезичних розбивочних робіт по винесенню в натуру проекту земляних споруд і постановки відповідних розбивочних знаків.

Розбивочні знаки слід закріплювати на місцевості установкою стовпів поза розташуванням земляних споруд і колів на місці робіт. Розбивка об'єкту до початку робіт оглядається замовником і підрядчиком, на що складається відповідний акт.

Розробка ґрунту під фундамент будівлі передбачається за допомогою екскаватора типу Е-656 з ковшем ємністю 0,65 м³ з завантаженням зайвого

вантажу на автосамоскиди і відвезенням його у відвал або резерв в об'ємі, необхідному для зворотної засипки.

Виробництво траншей під інженерні мережі передбачено з вертикальними стінками, що оберігаються від обвалення дерев'яними щитами, при розробці траншей ґрунт укладають на бровку в об'ємі, необхідному для зворотної засипки, а менша частина його відвозиться у відвал.

Механізовану зачистку днищ котлованів, підготовка зворотніх засипок траншей і зовнішніх пазух котлованів і інші переміщення земляних мас проводити бульдозером ДЗ-18.

Рослинний шар зрізати бульдозером ДЗ-18 з подальшим розміщенням в тимчасовий резерв, а надалі використовувати для озеленення.

Контроль за якістю земляних робіт здійснювати відповідно до ДБН який полягає в систематичному спостереженні за відповідністю виконаних робіт проекту і виконанню вимогам норм.

8.1.2. Бетонні і залізобетонні роботи

Встановлення монолітних залізобетонних конструкцій передбачається застосуванням інвентарної щитової опалубки, арматурних сіток, окремих арматурних стрижнів, просторових каркасів.

Монолітними залізобетонними запроектовані: фундаментна плита, перекриття, пілони каркаса, стіни сходової клітки.

Доставка бетонній суміші здійснюється з найближчого комбінату будівельних матеріалів атобетонозмішувачами.

Бетонування дозволяється виконувати тільки після огляду і приймання по акту бетонної підготовки, стягування, притискної плити, арматури плити і опалубки за умови письмового дозволу авторського нагляду в журналі робіт.

Положення в плані, висотні відмітки і розміри арматури і опалубки елемента, підготовленого до бетонування, повинні відповідати проекту і вимогам відповідних ДБН.

У місцях установки арматури мають бути видалені сміття, бруд, сніг і лід. Стрижні встановленої в елемент арматури мають бути знежирені, очищені від бруду, льоду і снігу, нальоту іржі.

Контроль якості зварних з'єднань арматури повинен проводитися відповідно до ГОСТ 10922-75 «Арматура і заставні деталі зварні для залізобетонних конструкцій. Технічні вимоги». Змонтована арматура має бути закріплена від зсувів і збережена від пошкоджень, що можуть мати місце при бетонуванні.

Після закінчення бетонування кожного блоку (захватки) необхідно: оберігати тверднучий бетон від ударів, струсів і інших механічних дій; здійснювати заходи щодо витримки свіжо укладеного бетону до встановленої міцності (догляд за бетоном).

8.1.3. Монтажні роботи

Матеріали і вироби, вживані при зведенні конструкцій, порядок їх приймання, транспортування, зберігання і випробувань повинні відповідати вимогам стандартів і технічних умов.

Категорично забороняється транспортування цеглини навалом і розвантаження його скиданням, а також вивантаження розчину на землю.

Перед виконанням кладки необхідно провести розбиття осей подовжніх і торцевих стін за допомогою теодоліта з використанням контрольних осьових реперів.

Контроль за якістю цих робіт має бути постійним і зводиться до наступних функцій:

- контролю за якістю розчину, його розшаруванням;
- контролю за транспортуванням і розвантаженням цегли;
- контролю геометричних розмірів по вертикалі і горизонталі;
- перевірка товщини швів.

Величини допустимих відхилень фіксуються актом.

8.1.4. Обробні роботи

В цілях досягнення високої якості і скорочення термінів будівництва рекомендується потоково-циклічний метод організації виробництва обробних робіт.

Комплекс обробних робіт ділиться на 4 послідовно виконуючих цикли;

1 - штукатурні роботи;

2 - установка виробів, що підлягають малярній обробці;

3 - підготовка під фарбування;

4 – робота по встановлення підлоги.

Всі обробні роботи проводяться з підвішених підмостей - столиків інвентарного типу, пристосованих для переміщення через стандартні дверні отвори.

Розчин для штукатурних робіт, привезеною на буд майданчик вивантажити в приймальний бункер вузла прийому розчину. Далі розчин подається до робочих місць штукатурів за допомогою штукатурної станції.

Для виконання малярних робіт застосовується пересувна малярна станція, з якої матеріал для білення стель і стін подаються до робочого місця по шлангах. Якість робіт перевіряється шаблонами і візуально.

8.2. Вибір основного монтажного механізму

Для проведення основних будівельно-монтажних робіт проводимо підбір монтажного крана. Вибір крана полягає в наступному: виходячи з монтажних характеристик конструкцій і умов будівельного майданчика, встановлюємо необхідні технічні параметри крана.

Конструкції характеризуються монтажною масою Q_m , монтажною висотою H_m і необхідним вильотом стріли крана L_m

Монтажну висоту визначаємо по формулі

$$H_{кр} = h_0 - h_б - h_k - h_{см},$$

де h_0 - висота опори, на якій встановлюється вмонтована
 конструкція (висота будівлі) від рівня стоянки крана, м;
 $h_б$ – монтажна висота (рівень поверху, що зводиться, плюс 2,5 м),

м;

h_k - висота вмонтованого, м;

$h_{ст}$ - розрахункова висота строповки, м.

По формулі:

$$H_{кр} = 54,0 + 2,5 + 4,5 + 4,5 = 63,9 м$$

Вантажопідйомність крана, т:

$$Q = q_r + q_m + q_d,$$

де q_r - маса вантажу, що піднімається, т;

q_t - маса вантажозахватного механізму, т;

q_d - маса додаткових пристроїв тари, т.

По формулі:

$$Q = 3,0 + 0,2 = 3,2 т$$

Вибраний кран КБ-503.2А.

Основні технічні характеристики крана, прийняті відповідно до паспортних даних:

- допустимий ухил місця установки крана:

 подовжній – 0,002

 поперечний – 0,002;

- вантажопідйомність, т:

 при найбільшому вильоті стріли – 3,0

 максимальна - 4,5;

- висота підйому, м:

 при найбільшому вильоті стріли – 52,5

 при найменшому вильоті стріли – 68,4;

- виліт стріли, м:
 - найбільший - 30,0
 - найменший – 16,56;
- база – 6,0 м;
- колія рейкового шляху – 6,0 м;
- довжина рейкового шляху – 30,0 м;
- маса крана в робочому стані – 115,5 т;
- максимальне навантаження колеса на рейку – 26,0 т;
- тип рейок (по залізобетонних балках) – Р65.

8.3. Будгенплан

Будгенплан розроблений на період встановлення огорожуючих конструкцій будівлі. Призначення генплану полягає в такій організації будівельного господарства на майданчику, який забезпечує створення необхідних умов праці і відпочинку робочих, для механізації робіт, приймання, зберігання. Укладання матеріалів, конструкцій, забезпечення робіт водними і енергетичними ресурсами.

Генплан є частиною комплексної документації на будівництво і розробляється відповідно до прийнятої технології виробництва робіт і термінів будівництва, встановлених графіком.

З метою створення сприятливих побутових умов і зниження вартості будівництва тимчасових будівель і споруд їх розташовують на територіях, не призначених під забудову до закінчення будівництва.

Щоб виключити проміжні розвантаження масових вантажів всі відкриті склади розміщуються в зоні дії монтажного крана. Цеглина зберігатися на піддонах і в контейнерах. Для зберігання лісоматеріалів і металевих елементів, віконних і дверних палітурок передбачені навіси.

Тимчасові будівлі і споруди по кількості і складу площ визначаються розрахунком. Дороги на будмайданчику запроектовані з умови забезпечення вільного проїзду автотранспорту: постійні дороги шириною 6м, тимчасові

шириною 3.5м, радіусом повороту 12м. На поворотах передбачені розширення на 1 м. Ухили доріг пов'язані з рельєфом місцевості.

Водопостачання і каналізація, запроектовані з умов забезпечення виробничих господарчо-побутових і протипожежних потреб будівництва у воді. Відстань між гідрантами не перевищує 150 м, розташовані вони не далі 2 м від дороги.

Для забезпечення електроенергією від існуючої мережі передбачена установка КТП потужністю 180 до Вт. З метою забезпечення надійного живлення запроектована кільцева система електрозабезпечення, повітряні лінії передбачені уздовж проїздів, що дає можливість використання стовпів для світильників зовнішнього освітлення і полегшує умови експлуатації. На ділянках майданчика, де працює кран, передбачена прокладка кабелів.

Вся територія будмайданчика захищена вертикальною огорожею з дерев'яних щитів. У місцях в'їзду і виїзду є ворота, по всьому периметру будмайданчика проходить освітлювальна мережа з прожекторами.

8.4. Розрахунок чисельності персоналу будівництва, площ тимчасових будівель і споруд, ресурсів будівництва

Основою для визначення чисельності працівників на будівельному майданчику є максимальна кількість робочих основного виробництва, зайнятих в одну зміну. Воно визначається по графіку руху робочих.

$$N_{\max \text{ осн}} = 29 \text{ чол.}$$

Чисельність робочих не основного виробництва приймається у розмірі 20% від $N_{\max \text{ осн}}$. Дані підсумовуються, і отриманий результат використовується в подальших розрахунках.

Кількість інженерно-технічних працівників приймається у розмірі 10%, молодшого обслуговуючого персоналу – 3%, службовців – 5% від сумарної чисельності робочих основного і не основного виробництва.

$$N_{\text{ заг.}} = 29 + 6 + 3 + 1 + 1 = 40 \text{ чол.}$$

Чисельність жінок приймається приблизно 20% від загального числа тих, що працюють.

$$N \text{ жін.} = 40 \times 0.2 = 8 \text{ чол.}$$

8.5. Визначення складу тимчасових будівель і споруд

Склад і площі тимчасових будівель і споруд визначають на момент максимального розвитку робіт на будмайданчику по розрахунковій кількості працівників, зайнятих в одну зміну.

Тип тимчасової споруди приймається з урахуванням терміну його перебування на будмайданчику.

На будівельному об'єкті, як мінімум, мають бути наступні санітарно-побутові приміщення: вбиральні з умивальниками, душові, для сушки і знепилювання одягу, для обігріву, відпочинку і їжі, Контора виконроба, туалет.

Таблиця 7.1

Потреба в тимчасових будівлях і спорудах

п.п	Найменування будівель і споруд	Чисельність працівників		Норма на 1 чол.		Розрахунок-ва потреба, м ²	Прийнято	
		Всього	% одночасно корист. т.	д. вим.	К-ть		Тип споруди	К-ть, площа, м ²
	2	3	4	5	6	7	8	9
	Прохідна табельна	—	—	2	6/9	9	контейнер	1/9
	Контора виконроба	2	100	2	3/5	6	типовий контейнер	1/18
	Вбиральня з умивальником і душем	9	70	2	0,5	3,2	типовий контейнер	
		9	30	2	1 душ сітка- 8 чол 1 душ. сітка-4м ²	4,5		
	Приміщення для	9	30	1	1	2,7	типовий	

прийому їжі, обігріву робітників, сушки і знепилювання одягу			2				контейнер	
	9	100	2	M	0,1	0,9		
	9	50	2	M	0,2	0,9		
Комора інструментальна	—	—	—	—	—	—		1/4, 3
Туалет	7/2	100	2	M	0,07/0,1 4	0,5/0,3	неінвент арний	1/0, 8
Місце для відпочинку і куріння	7	30	2	M	0,2	1,4	неінвент арний	1/1, 4
Медичне приміщення	7	—	—	—	—	12,0	контейне р	1/18
Разом:						32,4		

8.6. Розрахунок потреб в складських площах

Площі складів визначаються для матеріалів, що підлягають зберіганню на будівельному майданчику, по номенклатурі, представлений в графіці надходження на об'єкт будівельних конструкцій, деталей, напівфабрикатів, матеріалів і устаткування.

Занесення матеріалів розраховується по формулі:

$$P = Q/t n k$$

Q – кількість матеріалів, необхідного для здійснення будівництва.

T – розрахункова тривалість виконання робіт, в днях.

n – норма запасу матеріалів (при перевезенні автотранспортом)

k – коефіцієнт, що враховує нерівномірність постачання до = 1.2

Необхідна площа складу:

$$S = p/r K n, \text{ де}$$

P – кількість матеріалів тих, що підлягають зберіганню.

r – норма зберігання матеріалу на 1 м² площі.

Результати розрахунку приведені в таблиці 7.2

Розрахунок потреб в складських площах

8.7. Розрахунок потреби у воді

Тимчасове водопостачання на будмайданчику призначене для забезпечення виробничих, господарчо-побутових і протипожежних потреб, л/с:

$$Q = P_{\text{пож}} + 0,5 \times (P_{\text{б}} + P_{\text{пр}}), \text{ де}$$

$P_{\text{пож}}$ - витрата води на протипожежні потреби, л/с;

$P_{\text{б}}$ - витрата води на побутові потреби, л/с;

$P_{\text{пр}}$ - витрата води на виробничі потреби, л/с.

$$P_{\text{б}} = P'_{\text{б}} + P''_{\text{б}},$$

Витрата води на пожежегасіння визначається залежно від площ забудови.

$$P'_o = \frac{N \times b \times k_1}{n \times 3600},$$

$$P''_o = \frac{N \times a \times k_2}{t \times 3600}, \quad \text{де}$$

P'_o - витрата води на умивання і їжу, л/с;

P''_o - витрата води на прийом душу, л/с;

N - загальна кількість тих, що працюють;

b - норма водоспоживання на 1 чол. у зміну.

За наявності каналізації – 20-25 л;

a - норма водоспоживання на 1 чол., що користується душем – 80

л;

k_1 - коефіцієнт нерівномірності споживання води;

k_2 - коефіцієнт, що враховує число тих, що миються від найбільшого числа тих, що працюють в зміну;

t - число годин роботи душової установки – 0,75 години;

n – число годин роботи в зміну – 8 годин.

Витрата води на виробничі потреби, л/с:

$$P'_{np} = \frac{1,2 \times \sum q \times k_3}{n \times 3600}, \quad \text{де}$$

1,2- коефіцієнта на невраховану витрату води;

k_3 - коефіцієнт нерівномірності водоспоживання (1,3-1,5);

n - час роботи в зміну, год.;

$\sum q$ - сумарна витрата води в зміну, л, на всі виробничі потреби, які співпадають за часом роботи.

Діаметр трубопроводу, мм, розрахований по формулі:

$$D = \sqrt{\frac{4 \times Q \times 1000}{\pi \times v}}, \quad \text{де}$$

Q – загальна витрата води, л/с;

v – швидкість руху води по трубопроводу, м/с.

Початкові дані

1. Площа забудови – 0,45 га;
2. Витрата води на пожежегасіння 10 л/с;
3. Норма водоспоживання на 1 людину в зміну за відсутності каналізації – 10/15 л;
4. Норма водоспоживання що користується душем за відсутності каналізації – 30/40 л;
5. Коефіцієнт, що враховує число тих, що миються від найбільшого числа тих, що працюють в зміну, – 0,3/0,4 л;
6. Загальна кількість тих, що працюють в зміну – 82 людини;
7. Число годин роботи душової установки – 0,75 ч.

Розрахунки потреби у воді приведені в таблицях 7.3, 7.4.

Таблиця 8.3

Розрахунок потреби у воді на потреби будівництва

Найменування	Д. вим.	-ть	Норма водовтрат. л/с	Коефіцієнт нерівномірності	Коеф.	Витрата води в змін у л/с
1			4	5	6	7
Витрата води на протипожежні потреби	а	,45	10	—	—	10
Витрата води на умивання і їжу	ол.	2	105	1,2 1,3	—	$P'_6 = \frac{82 \times 12 \times 1,25}{8 \times 3600} =$
Витрата води на душ	ол.	2	14	—	0,3 0,4	$P'_6 = \frac{82 \times 35 \times 0,35}{0,75 \times 3600} =$ =0,37
Разом:						10,4

Таблиця 8.4

Витрата води в змін у на виробничі потреби, співпадаючі в часі

Найменування робіт	Од. вим.	Кількість		Норма витрати води на од.-вим.	Витрата води в змін у, л
		загальна	у змін у		
1	2	3	4	5	6
Виготовлення розчину	м ³	40	1	180/ 275	275
Виготовлен	м ³	50	2	250/	500

ня бетонної суміші				300	
Заливка бетону	м ³	510 0	12	300	360 0
Укладання цегли	100 0 шт.	110	3	220	660
Штукатурні роботи	м ²	733 0	94	2/8	470
Малярні роботи	м ²	499 2	120	1	120
Посадка дерев	шт.	100	10	150	150 0
Заправка автомашин	ма ш.-доб.	1	1	400/ 700	550
Разом:					767 5

Діаметр трубопроводу:

$$D = \sqrt{\frac{4 \times (10,4 + 0,5) \times 1000}{3,14 \times 2}} = 85_{мм}$$

8.8. Розрахунок потреби в електроенергії

Електроенергія в будівництві витрачається на силові споживачі – живлення електродвигунів, на технологічні потреби, внутрішнє освітлення будмайданчика, робочих місць, складських приміщень.

Необхідна електроенергія і потужність трансформатора, кВт, визначена по формулі:

$$P_{mp} = 1,1 \times [(k_1 \times \Sigma P_c) / \cos \beta_1 + (k_2 \times \Sigma P_{mex}) / \cos \beta_2 + k_3 \times \Sigma P_{осв} + k_4 \times \Sigma P_{он} + k_5 \times \Sigma P_{скл}],$$

де

1,1 – коефіцієнт, що враховує втрати в мережі;

ΣP_c - сума номінальних потужностей всіх силових установок при умові можливості збігу у часі їх експлуатації, кВт;

ΣP_{mex} - сума номінальних потужностей апаратів, що беруть участь в технологічних процесах, співпадаючих в часі з роботою, кВт;

$\Sigma P_{осв}$ - загальна потужність освітлювальних приладів внутрішнього освітлення, кВт;

$\Sigma P_{он}$ - загальна потужність освітлювальних приладів зовнішнього освітлення, кВт;

$\Sigma P_{скл}$ - сума потужностей освітлювальних приладів складських майданчиків, кВт;

$\cos \beta_1, \cos \beta_2$ - коефіцієнти потужності, залежні від навантажень силових і технологічних споживачів ($\cos \beta_1 = 0,6, \cos \beta_2 = 0,75$);

k_1, k_2, k_3, k_4, k_5 - коефіцієнти попитів, що враховують неспівпадіння навантажень споживачів ($k_1 = 0,5, k_2 = 0,7, k_3 = 0,8, k_4 = 1, k_5 = 1$).

$$P_{mp} = 1,1 \times [(0,5_1 \times 52) / 0,6 + (0,7 \times 114) / 0,75 + 0,8 \times 0,94 + 1 \times 13,7 + 1 \times 0,2] = 169,72 \text{ кВт}$$

Таблиця 8.5

Потреба в електроенергії

Найменування споживачів	Од. вим.	К-ть	Встановле на потужність на од. вимірювання, кВт	Сумарна потужність, кВт
1	2	3	4	5
Зварювальні апарати	шт.	2	24	48

Електролебідки	шт.	4	1	4
$\Sigma P_c = 52$				
Технологічні споживачі				
Електроножиці	шт.	2	2,4	4,8
Електродрилі	шт.	4	0,6	1,2
Електрогайковерт	шт.	4	1,8	7,2
Баштовий кран	шт.	2	57	114,0
$\Sigma P_{tex} = 127,2$				
Освітлення внутрішнє				
Внутрішнє освітлення приміщень (побутових)	100 м ²	0,72	1,3	0,94
$\Sigma P_{os} = 0,94$				
Освітлення зовнішнє				
Освітлення зон виробництва	100 м ²	40	0,11	4,4
Освітлення проходів і проїздів	100 м ²	0,81	0,15	0,12
Охоронне освітлення майданчика	100 м ²	6,12	1,5	9,18
$\Sigma P_{on} = 13,7$				
Освітлення складських приміщень				
Освітлення складських приміщень	100 м ²	1	0,2	0,2
$\Sigma P_{скл} = 0,2$				

Разом:

$$\Sigma P = 374,18$$

8.9. Вибір трансформаторної підстанції

$$\Sigma P = 374,18 \text{ кВт};$$

$$\cos\varphi = 0,75, \text{tg}\varphi = 0,882$$

$$\Sigma Q = \text{tg}\varphi \times \Sigma P,$$

$$\Sigma Q = 0,882 \times 374,18 = 330 \text{ кВА}$$

Загальна потужність струмоприймачів об'єкту:

$$S = \sqrt{\Sigma P^2 + \Sigma Q^2},$$

$$S = \sqrt{374,18^2 + 330^2} = 498,9 \text{ кВА}$$

Споживачі 2 категорії.

2 введення від 2-х трансформаторів підстанції 2×630 кВА.

Прийнята існуюча міська підстанція, двохтрансформаторна стаціонарна.

8.10. Розрахунок перетину однієї нитки кабелю або дроту для визначення групи споживачів

Перетин кабелю, мм, визначений по формулі:

$$Q = \frac{100 \times P_{\text{гг}} \times l}{g \times U^2 \times \Delta H}, \quad \text{де}$$

$P_{\text{гг}}$ - розрахункова потужність однієї групи споживачів, кВт;

l – довжина кабелю від трансформаторної підстанції до групи споживачів, м; $l = 70$ м;

g – питома провідність матеріалу дроту або кабелю, прийнята для алюмінію – 34,5, для міді – 57; для сталі – 28,0;

U – номінальна напруга 220 В, 380 В;

ΔH – втрати напруги в мережі (0,06/0,08).

Розрахункова потужність силового кабелю, кВт, визначена по формулі:

$$P_{\text{yz}} = \sum P_c + \sum P_{\text{mex}},$$

$$P_{\text{yz}} = 52 + 127,2 = 179,2 \text{ кВт}$$

$$Q = \frac{100 \times 179,2 \times 70}{34,5 \times 380^2 \times 4,6} = 6 \text{ мм}$$

Розрахункова потужність перетину дроту, кВт, визначена по формулі:

$$P_{\text{yz}} = \sum P_{\text{ov}} + \sum P_{\text{скл}} + \sum P_{\text{он}},$$

$$P_{\text{yz}} = 0,94 + 13,7 + 0,2 = 14,84 \text{ кВт}$$

$$Q = \frac{100 \times 14,84 \times 70}{57 \times 220^2 \times 2,4} = 2 \text{ мм}$$

8.11. Розрахунок потреби в стислому повітрі

Розрахунок проведений з умови роботи максимальної кількості апаратів, приєднаних до одного компресора.

Потужність установки, м³, визначена по формулі:

$$Q = 1,3 \times k \times \sum g, \text{ де}$$

1,3 – коефіцієнт, що враховує втрати в мережі;

k – коефіцієнт одночасності роботи приладів (при роботі 4/6 приладів до = 0,8);

$\sum g$ – сумарна витрата повітря апаратами, м³/хв.

Таблиця 7.6

Потреба в стислому повітрі

№ п.п.	Найменування	Од. вим.	К-ть	Витрата повітря на од. вим. м ³	Витрата повітря на весь об'єм м ³ /

				/хв	хв
1	2	3	4	5	6
1	Відбійний молоток	Ш т.	2	1	2
2	Пневматичний вібратор	Ш т.	2	0, 9	1,8
3	Пневматична лопата	Ш т.	1	1	1
4	Пневматична бетономішалка	Ш т.	1	1, 6	1,6
5	Пневматична трамбівка	Ш т.	2	3	6

$\Sigma q = 12,4$

$$Q = 1,3 \times 0,8 \times 12,4 = 12,9 \text{ м}^3/\text{хв}$$

Ємкість ресивера, м³, визначена по формулі:

$$W = k_1 \times \sqrt{Q}, \text{ де}$$

Q – загальна витрата повітря, м³;

k_1 - коефіцієнт, залежний від потужності компресора (для пересувних $k_1 = 0,4$).

$$W = 0,4 \times \sqrt{12,9} = 5,2 \text{ м}^3$$

За результатами розрахунку підібрана компресорна підстанція ПКС-5,25А, з продуктивністю 5,25 м³/хв.

Діаметр розводящого трубопроводу, мм, визначений по формулі:

$$D = 3,18 \times \sqrt{Q},$$

$$D = 3,18 \times \sqrt{12,9} = 11,4 \text{ мм.}$$

Прийнятий діаметр рівний 12 мм.

8.12. Розрахунок потреб в транспортних засобах

Таблиця 8.7

Найменування елемента	Характеристика автотранспорту		Вибраний транспортний засіб
	марка автомобіля і причепа	Грузопід'ємність, т	
1	2	3	4
Цегла	МАЗ-200В з напівпричепом М-790	17	0
Сходові майданчики і марші, і ін. шт. виробу	ЗІЛ-164Н і ЗІЛ-120Н з напівпричепом ММЗ-584	7	3

Кількість машинозмін роботи транспортного засобу

9 маш.-зм

8.13. Розрахунок потреби в теплі

Тепло на будмайданчику витрачається на опалювання тимчасових будівель, об'єкту, що будується, і технологічні потреби.

Загальна витрата тепла, кДж/год, визначена по формулі:

$$Q_{\text{общ}} = (Q_1 + Q_2) \times k_1 \times k_2, \quad \text{де}$$

Q_1 - витрата тепла на будівлю, що будується, кДж/год;

Q_2 - витрата тепла на тимчасові будівлі, кДж/год.

$$Q_1 = g \times V_1 \times (t_g - t_n) \times a \times k_1 \times k_2,$$

$$Q_2 = g \times V_1 \times (t_g - t_n) \times a \times k_1 \times k_2, \quad \text{де}$$

g – питома теплова характеристика будівлі (для тимчасових будівель – 0,8 ккал/м³·год ·°С);

V_1 - об'єм опалювальної частини будівлі, що будується, м³;

V_2 - об'єм тимчасових будівель по зовнішньому обміру, м³;

t_e - розрахункова температура внутрішнього повітря °С;

t_n - розрахункова температура зовнішнього повітря °С;

a – коефіцієнт, що враховує вплив температури зовнішнього повітря на питому теплову характеристику будівлі ($a = 1,45/0,9$);

k_1 - коефіцієнт, що враховує втрати тепла в мережі ($k_1 = 1,15$);

k_2 - коефіцієнт, що враховує добавку на невраховані втрати тепла ($k_2 = 1,10$).

$$Q_1 = 0,45 \times 2050 \times (18 - (-3)) \times 1,17 \times 1,15 \times 1,1 = 5461 \text{ кДж/год}$$

$$Q_2 = 0,8 \times 72 \times (18 - (-3)) \times 1,17 \times 1,15 \times 1,1 = 496 \text{ кДж/год}$$

Таблиця 7.8

Розрахунок потреби в теплі

Найменування	Одиниці вимірювання	Кількість
1	2	3
Об'єм опалювальної частини будівлі, що будується	м ³	12145
Об'єм тимчасових будівель по зовнішньому обміру	м ³	72
Розрахункова температура зовнішнього повітря найбільш холодної п'ятиденки	°С	-3
Витрата тепла на опалювання будівлі, що будується	кДж/год	5461
Витрата тепла на обігрів тимчасових будівель	кДж/год	496

Загальна поверхня нагріву котла, м², у тимчасових котельних, визначена по формулі:

$$F = 1,2 \times \frac{Q_{\text{общ}}}{a}, \text{ де}$$

$Q_{\text{общ}}$ - загальна потреба в теплі, ккал/год;

a – теплопродуктивність котла, кДж/год ($a = 1000$ ккал/год).

Висновок

В дипломній роботі ми розглянули весь процес будівництва виробничо-адміністративних приміщень з всіма його розділами формування.

Аналітичним оглядом було розглянуто доцільність реконструкції промислового будинку в адміністративний, оскільки історичні відомості свідчать, що цей будинок не був призначений під житловий.

Зробивши необхідні підрахунки за допомогою програми Мономах та перевіривши їх ручним способом ми встановили необхідність підсилення фундаментів та зробили прорахування основних всіх несучих елементів в даному проекті.

Фундаменти було вирішено підсилювати за методами замонолічування з обох сторін основи фундаменту при цьому пробивши через основу бетонну балку і т.ч. зняли напруження з підшви фундаменту.

В експлуатації будинку ми забезпечили такі важливі фактори :

- пожежну безпеку будівель, що вимагає в свою чергу значного підвищення вогнестійкості несучих конструкцій, оздоблювальних та облицювальних матеріалів, збільшення кількості евакуаційних шляхів, використання ефективних протипожежних систем і засобів, нової протипожежної техніки;

- застосування надійних та довговічних інженерних систем життєзабезпечення (ліфтів, видалення сміття, водопостачання, вентиляції та кондиціонування повітря тощо);

- забезпечення санітарно-гігієнічного комфорту, зменшення впливу негативних чинників.

А в основі процесу будівництва ми розглянули процеси складання будівельного генерального плану, а також процеси будівництва фундаменту, як під основні, так і нові стіни.

СПИСОК ВИКОРИСТАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ

1. Сталий розвиток авіаційної інфраструктури України : колективна монографія / за заг. ред. д-ра іст. наук В. В. Карпова. — Львів – Торунь : Liha-Pres, 2023. — 530 с.
2. Проектування та будівництво аеродромних комплексів. Монографія/ за заг. Ред. Д-ра іст. Наук В.В.Карпова. –Херсон-Олді+. 2022.-340 с
3. Архітектура, будівництво, дизайн в освітньому просторі: колективна монографія / За заг. редакцією д-ра історичних наук В.В. Карпова. – Рига, Латвія: «Baltija Publishing», 2021. - 604 с.
4. Лапенко О.І., Родченко О.В. Інженерні основи аеропортобудування : навч. посіб. Київ: НАУ, 2017 - 314 с.
5. Лапенко О.І., Барабаш М.С. Основи комп'ютерного моделювання: навч.посіб.,Київ: НАУ, 2019 - 492с.
6. 3. ДБН А.2.2-3-2012 Склад та зміст проектної документації на будівництво [Чинний від 2012-07-01]. Київ: Держстандарт України, 2012. 29 с.
7. ДСТУ Б А.2.4-7:2009 Система проектної документації для будівництва. Правила виконання архітектурно-будівельних робочих креслень [Чинний від 2009-01-24]. Київ: Держстандарт України, 2009. 75 с.
8. ДСТУ Б А.2.4-4:2009 Система проектної документації для будівництва. Основні вимоги до проектної та робочої документації. [Чинний від 2009-01-24]. Київ: Держстандарт України, 2009. 70 с.
9. ДСТУ Б А.2.4-11:2009 Система проектної документації для будівництва. Правила виконання специфікації обладнання, виробів і матеріалів. [Чинний від 2009-01-24]. Київ: Держстандарт України, 2009. 12 с.
10. ДБН А.3.2-2-2009. Система стандартів безпеки праці. Охорона праці і промислова безпека у будівництві.: Основні положення. [Чинний від 2012-04-01]. Київ: Держстандарт України, 2012. 94.
11. ДБН Б.2.2-12:2019. Планування та забудова територій. [Чинний від 2019-01-10]. Київ: Мінрегіонбуд України, 2019. 177 с.

12. ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010. Будівельна кліматологія. [Чинний від 2011-11-01]. Вид. офіц. Київ : Мінрегіонбуд України, 2011. 127 с.
13. ДБН В.1.2-2:2006 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування: [Чинний від 2007-01-01]. Київ: Мінрегіонбуд України, 2006. 71 с.
14. ДБН В.1.1-7-2016. Пожежна безпека об'єктів будівництва: [Чинний від 2017-07-01]. Київ: Мінрегіонбуд України, 2017. 38 с.
15. ДБН В.2.5-23:2010. Інженерне обладнання будинків і споруд. Проектування електрообладнання об'єктів цивільного призначення [Чинний від 2010-10-01]. Київ : Мінрегіонбуд України, 2010. 169 с.
16. ДБН А.3.2-2-2009. Охорона праці і промислова безпека у будівництві. [Чинний від 2012-04-01]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіонбуд України, 2012. 122 с.
17. ДБН В.2.6-31:2021 «Теплова ізоляція та енергоефективність будівель»
18. [Чинний від 2022-09-01]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіонбуд України, 2022. 23 с.
19. ДСТУ 8855:2019 Визначення класу наслідків (відповідальності).
20. [Чинний від 2019-12-01]. ДП «УкрНДНЦ». України, 2019. 13 с.
21. ДБН А.3.1-5-2016. Організація будівельного виробництва введ. [Чинний від 2016-01-01]. Київ: Мінрегіонбуд України, 2016. 49с.
22. ДБН В.1.2-14:2018. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд. Київ: Мінрегіонбуд, 2018. 36 с.
23. Дрьомов Л. В. Архітектурні конструкції: навч. посіб. Харків : ХНАМГ, 2007. 176 с.
24. Клименко Ф.Є., Барабаш В.М. Металеві конструкції: Підручник для ВУЗів. Львів.: Світ,1994. 277с.
25. Конструкції будівель та споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. ДБН В.2.6.-98:2009. (Чинні від 2011-06-01). Київ:

- Мінрегіонбуд України, 2011. 71с. (Державні будівельні норми України).
26. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування: ДСТУ Б В.2.6–156:2010. [Чинні від 2011-03-01]. Київ: Мінрегіонбуд України. 2011р. 59с. (Національний стандарт України).
 27. Конструкції будівель та споруд. Сталеві конструкції. Норми проектування, виготовлення і монтажу: ДБН В.2.6-163:2010. [Чинний з 2011-12-01]. Київ.: Мінрегіонбуд України,2011. 207с.
 28. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування: ДСТУ Б В.2.6-156:2010. (Чинні від 2011-03-01).Київ: Мінрегіонбуд України. 2011р. 123с.
 29. Литвиненко Т. П., Тимошевський, В. В., Ткаченко І. В. Планування розвитку територій: навч. посібник. Полтава: ПолтНТУ, 2017. 326 с.
 30. Металеві конструкції: Загальний курс: Підручник для вищих навчальних закладів / Під заг. ред. О.О. Нілова та О.В. Шимановського. Київ: Сталь, 2010. 869с.
 31. Містобудівне проектування. Ч. I: Місто як об'єкт проектування: навч. посібник / за ред. Г. П. Петришин, Б. С. Посацького, Ю. В. Ідак. Львів: Видавництво Львівської політехніки, 2016. 328 с.
 32. Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування: ДБН В.2.1-10-2009. [Чинні від 2009-07-01]. Київ: Мінрегіонбуд України, 2009. 107 с.
 33. Основи містобудування: навч. посібник / за ред. Л. В. Бородич, О. О. Савченко, А. Є. Конюк та ін. Полтава: ПолтНТУ, 2019. 145 с.
 34. Практичний розрахунок елементів залізобетонних конструкцій за ДБН В.2.6-98:2009 в порівнянні з розрахунками за СНиП 2.03.01-84* і EN 1992-1-1 (Eurocode 2) /В.М. Бабаєв, А.М Бамбура, О.М. Пустовойтова, П.А. Резник, С.Г. Стоянов, В.С. Шмуклер Довідково-учбовий посібник Під загальною редакцією В.С. Шмуклера Х.: Золотые страницы, 2015. 208с.

35. Проектування міських територій: підручник: у 2 ч. / за ред. І. Е. Линник, О.В.Завального. Харків: ХНУМГ ім. О.М. Бекетова, 2019. Ч.ІІ. 544 с.
36. Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій. Загальні технічні умови: ДСТУ 3760-2006. Київ, Держспоживстандарт України, 2007 47с.
37. Система проектної документації для будівництва (СПДБ): СПЦБ. Основні вимоги до проектної та робочої документації: ДСТУ Б А.2.4-4:2009. [Чинний від 2010-01-01]. Київ.: Мінрегіонбуд України, 2009. 51 с.
38. СПДБ. Правила виконання архітектурно-будівельних робочих креслень: ДСТУ Б А.2.4-7:2009. [Чинний від 2010-01-01]. Київ: Мінрегіонбуд України, 2009. 70 с..
39. Третяк А. М., Третяк В. М., Третяк Р. А. Землевпорядне проектування: впорядкування землеволодінь і землекористувань та організація території сільськогосподарських підприємств: навч. Посібник. Херсон: Олді-плюс, 2016.174 с.