

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
НАЦІОНАЛЬНИЙ АВІАЦІЙНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
Факультет архітектури, будівництва та дизайну
Кафедра комп'ютерних технологій будівництва
та реконструкції аеропортів

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри

_____ Лапенко О.І.

“ _____ ” _____ 2022 р.

ДИПЛОМНИЙ ПРОЕКТ

(ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА)

ВИПУСКНИКА ОСВІТНЬО-КВАЛІФІКАЦІЙНОГО РІВНЯ БАКАЛАВР

Студента Найдюка Станіслава Дмитровича

Курс четвертий група 405

Спеціальність 192 «Будівництво та цивільна інженерія» спеціалізації

«Промислове і цивільне будівництво»

Шифр 192

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

Нормоконтролер з ЄСКД (ЄСПД):

Родченко О.В.

Київ 2022

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
НАЦІОНАЛЬНИЙ АВІАЦІЙНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
Факультет архітектури, будівництва та дизайну
Кафедра комп'ютерних технологій будівництва
та реконструкції аеропортів

ЗАТВЕРДЖУЮ
Завідувач кафедри
_____ Лапенко О.І.
“ _____ ” _____ 2022 р.

**ЗАВДАННЯ
НА ДИПЛОМНЕ ПРОЕКТУВАННЯ**

Студенту Найдюку Станіславу Дмитровичу

Курс четвертий група 405

Спеціальність Промислове і цивільне будівництво

Шифр 192

1. Тема проекту Виробничий комплекс для металевих конструкцій у м.
Ірпінь Київської області

Тему проекту затверджено наказом ректора університету

від “ _____ ” _____ 2022 р. за № ___/ст

2. Вихідні данні до проекту

2.1. Характеристику будинку

2.1.1. Призначення будинку та технологічна потужність

Будівля промислова

2.1.2. Матеріал головних конструкцій залізобетон, бетон С20/25, арматура А240С, А400С,5, цегла, скло,

2.1.3 Інші загальні дані

2.2. Навантаження Згідно ДБН В. 1.2-2:2006. «Навантаження і впливи»
постійні та тимчасові навантаження (короткочасні та тривалі)

2.3. Район будівництва м. Ірпінь

2.4. Геологічна характеристика будівельного майданчика

Таблиця 2.1. – Піщані ґрунти

№ шару ґрунту	Найменування ґрунту	Густина γ , т/м ³	Щільність γ_s , т/м ³	Природна вологість ґрунту W, %	Глибина залягання підшви шару
ПЕ-1	Ґрунто-рослинний шар	-	-	-	-
ПЕ-3	Суглинки жовто-бури	1,76	2,0	20	-
ПЕ-4	Пісок дрібний	1,96	1,68	9	-

Ґрунтові води на відмітці 2,5-4,2 м.

Особливі умови Нормативна глибина сезонного промерзання ґрунтів - 1,0 м.

2.5. Топографічна характеристика будівельного майданчика Рельєф ділянки спокійний з ухилом в південно-східному напрямку.

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

2.7. Строки будівництва згідно календарного графіка

2.8. Додаткові данні _____

3. Зміст розрахунково-пояснювальної записки і графічної частини проекту

3.1. Вступ Загальні характеристики будівлі та її необхідність і актуальність будівництва

3.2. Аналітичний огляд Актуальність будівництва з урахуванням сучасних вимог до монолітного будівництва

3.3. Архітектурний розділ Об'ємно-планувальне рішення будівлі, конструктивна форма, архітектурно-конструктивне рішення, експлікація приміщень, основні будівельні конструкції

Обсяг графічного матеріалу 3 листи

3.4. Розрахунково-конструктивний розділ розділ містить креслення елементів будинку та розрахунково-конструктивну частину: залізобетонна плита перекриття, залізобетонна колона, залізобетонна балка

Обсяг графічного матеріалу 2 листи

3.5. Основи і фундаменти Розрахунок фундаментів стрічкових

Обсяг графічного матеріалу 1 лист

3.6. Технологія будівництва (ремонт) Технологія виробництва основних видів будівельно-монтажних робіт

Обсяг графічного матеріалу 1 лист

4. Додатки ескізи креслень дипломного проекту

Консультанти по проекту

- Архітектурна частина Лапенко О.І.
- Розрахунково-конструктивна частина Лапенко О.І.
- Технологія будівництва (ремонт) Лапенко О.І.

Дата видачі завдання “__” _____ 2022 р., термін закінчення дипломного проекту і надання його до захисту “____” червня 2022 р.

Керівник дипломного проекту _____

/ Лапенко О.І. ./

Завдання до виконання прийняв _____ 2022 р.

Студент _____

/ Найдюк С.Д. ./

ЗМІСТ

Частина 1

Вступ

- 1.1. Аналітичний огляд.....

Частина 2

Архітектурна частина

- 2.1. Загальна архітектурно-планувальна частина.....

Частина 3

Конструктивно-розрахункова

- 3.1. Загальна характеристика району будівництва
- 3.2. Інженерно-геологічні умови майданчика
- 3.3. Визначення постійних та тимчасових навантажень
- 3.4. Розрахунок стовпчастого фундаменту
- 3.5. Статичний розрахунок рами будівлі.....
- 3.6. Розрахунок та конструювання колони.....
- 3.7. Розрахунок попередньо напруженої плити покриття
- 3.8. Розрахунок плити покриття в ПК-Ліра.....

Частина 4

Технологія будівництва

- 4.1. Методи виконання будівельно-монтажних робіт
- 4.2. Організаційно-технічна підготовка до будівництва
- 4.3. Розрахунок потреби в будівельних машинах і механізмах
- 4.4. Розрахунок потреби в робочих кадрах та тимчасових спорудах
- 4.5. Розрахунок потреби будівництва в енергоресурсах та воді
- 4.6. Заходи по техніці безпеки, охороні праці та навколишнього середовища в цілому по будівництву та будинків
- 4.7. Вимоги пожежної безпеки на будівельному майданчику.....

Вступ

1.1 Аналітичний огляд.

Впровадження легких металевих конструкцій (ЛМК) має органічні переваги перед традиційними сталевими та залізобетонними конструкціями.

Світовий досвід дає підставу вважати, що належний розвиток галузі ЛМК дозволив би Україні забезпечити свої потреби у сучасних будівлях. Займаючи чільне місце серед провідних країн за виробництвом сталі

(у 1987 р. на душу населення було випущено: Україна - 1097 кг, США - 572, ФРГ - 613, Японія - 813), наша країна значно відстає у виробництві ЛМК (відповідний рядок: 0,008, 0,134, 0,171. 0,367 м²).

Назріла необхідність оцінити стан галузі ЛМК, що залишилась нам у спадщину від СРСР, визначити її перспективи. Для вирішення цих завдань провідними фахівцями-металобудівниками у 1993 р. було розроблено Концепцію та комплексну Програму розвитку ЛМК в Україні до 2000 р. У цих документах подано систему пропозицій та заходів щодо стабілізації і зростання виробництва ЛМК, модернізації галузі в цілому та суміжних підприємств для досягнення світового рівня при виготовленні несучих і огороджу-вальних конструкцій та їх комплектуючих і на всіх етапах від архітектурно-інженерного задуму до готових будівель із ЛМК, їх оснащення обладнанням і експлуатації.

Програмою передбачалося до 2000 р. збільшити загальну потужність виробництва ЛМК у 1,5 раза і довести випуск будівель до 4,5 млн. м² за рік при значному зростанні випуску сільськогосподарських та цивільних будівель і збереженні обсягів випуску промислових будівель. Для порівняння нагадаємо, що постановою Ради міністрів СРСР№ 1119 1986 року встановлювалося значне підвищення виробництва ЛМК з досягненням до 2000 р. об'ємів 35-40 млн. м² за рік.

Частка України була істотною у цих планах (приблизно 10 %), але інфраструктура її індустрії ЛМК, що була сформована у 1975-85 рр. як

доповнююча ланка до союзної (переважно російської), розвивалася однобічно, залежала від багатьох поставок і була орієнтована на будівлі переважно виробничого призначення.

Для досягнення цілей, які декларовані Концепцією та Програмою, потрібні були б капіталовкладення з різних джерел у доларовому еквіваленті на суму 250-300 млн. Основні кошти необхідно було вкласти у модернізацію виробництв сировинної бази. На жаль, за минулі роки з часу схвалення цієї

Програми сталося подальше падіння виробництва ЛМК.

Підприємства-виготовлювачі змушені підвищувати вартість власних виробів часто за світовий рівень. У нас відсутні стабільні держзамовлення і платоспроможні споживачі, зростає конкуренція з боку іноземних фірм, які пропонують дешевшу продукцію з вищими споживчими, зокрема естетичними, якостями. Це призводить до подальшого падіння виробництва вітчизняних ЛМК.

На сьогодні Україна зберегла виробничу базу з річною потужністю більш як 3100 тис. м² площ будівель з ЛМК, 3,5 млн. м² стінових і покрівельних панелей з металевими обшивками й ефективним утеплювачем, 55 тис.т профільованого настилу.

Для перевезення ЛМК необхідно у 5-8 разів менше транспортних засобів, що суттєво знижує витрати пального. Галузь виробництва ЛМК за низкою характерних ознак наближається до машинобудування - будівлі придатні до механізованого і автоматизованого потокового виготовлення, комплектної поставки й ефективних методів монтажу, мають високі експлуатаційні, екологічні й естетичні показники.

У багатьох країнах цивільне будівництво споживає до 50 % від загального виробництва ЛМК, а в Україні нещодавно було лише 2 %. Є впевненість у тому, що розробка ЛМК такого призначення і збільшення їх випуску може позитивно вплинути на розвиток галузі і будівництва в цілому. Навіть у кризовій ситуації цивільне будівництво ведеться досить високими темпами. Споруджуються

багатоповерхові будівлі - банки, торговельні центри, готелі. Крім сталевих каркасів перспективним напрямком застосування ЛМК є стіни з легких панелей із металевими обшивками і ефективним утеплювачем, а також перекриття основі профільованого настилу, що значно зменшує матеріаломісткість будівель.

Традиційною сферою використання металу є споруди з великими прольотами - видовищні, спортивні, ринкові. Очікується реконструкція стадіонів з обладнанням покриття над трибунами. Зростає попит на торговельні, офісні одно- та малоповерхові будівлі з корисною площею від 1000-300 м². Ще одна сфера широкого застосування ЛМК - це реконструкція житлових будинків, зокрема надбудова на декілька поверхів "хрущовок", а також утеплення стін з боку фасадів у зв'язку з новими теплотехнічними вимогами.

Треба прискорити розвиток виробництва сталевих вікон, дверей, лоджій, що з успіхом можуть замінити деревину й алюмінієві сплави. Необхідно розробити державну програму впровадження ЛМК у цивільне будівництво зусиллями провідних науково-дослідних і проектних інститутів відповідного профілю, підприємств-виготівників і монтажних організацій.

В Україні досягнутий високий рівень виготовлення несучих ЛМК, є широкий вибір вітчизняних профілів прокату з різних марок сталей, у тому числі високоміцних.

Важливим чинником конкурентоспроможності будівель з ЛМК є використання ефективних гнутих профілів У провідних країнах частка їх впровадження перевищує 50 %, а в Україні менше 16 % Освоєно виробництво лише відкритих гнутих профілів, в основному на заводі "Запоріжсталь" Це підприємство як фактичний монополіст, відпускає свою продукцію лише великими партіями, не зацікавлене у розширенні номенклатури виробів, оточене посередницькими фірмами, що перепродають профілі за підвищеними цінами.

Важливим елементом ЛМК є тонколистовий профільований настил, що замінив важкі залізобетонні плити покриттів (перекриттів, стін)). Профнастил

виготовляється з рулонного протектованого листа, що має цинкове або алюмоцинкове покриття, а також у разі необхідності додатковий захисно-декоративний шар, зокрема лакофарбовий різноманітних кольорів. Закордонні зразки профнастилу характеризуються широкою номенклатурою за висотою і формою гофрів, товщиною листа, відрізняються системним протикорозійним захистом що забезпечує довговічність, несучу здатність і естетичну функцію огорожу-вальних конструкцій.

В Україні вихідною сировиною для виготовлення профнастилу, обшивок стінових та покрівельних панелей є рулонний оцинкований лист, що монополярно випускається заводом ім Ілліча в м Маріуполі. Лист виготовляється на застарілому обладнанні, має некондиційне цинкове покриття, що недовговічне і як погана основа, не дозволяє одержати якісні профлісти з додатковим лакофарбовим шаром.

Термін служби такого листа не перевищує десяти років, а закордонні зразки працюють до 20 років (додатково фарбовані - до 50). Фактично марно витрачається величезна кількість сталі та цинку. Давно розглядається питання про створення виробництва рулонного листа з алюмоцинковим покриттям, що дозволяє значно скоротити виграє цинку при збереженні рівня захисту від корозії. Є пропозиції про спільне з інофірмами виробництво але вони не реалізовані за браком коштів.

Спеціалізовані ЗЛМК мають випускати комплектні будівлі для чого на існуючих площах слід розміщувати супутні технології, у тому числі ті, що не пов'язані з виготовленням металоконструкцій. Це виробництво вбудованих конструкцій (елементів перегородок, стелі, підлоги), деталей покрівель фасадів тощо. Необхідно шукати різні форми співпраці для залучення сучасних іноземних технологій.

Прогнозуючи розвиток ЛМК та ґрунтуючись на досвіді подолання кризових ситуацій в економіці інших країн, слід очікувати різке зростання попиту на будівлі з ЛМК які мають найкоротший інвестиційний цикл.

2. Архітектурна частина

2.1. Загальна архітектурно-планувальна структура виробничого корпусу.

Об'ємно-планувальне та конструктивне вирішення промислового будинку повинно відповідати вимогам Єдиної модульної системи (ЄМС), уніфікації та типізації виробничих будинків, а також відповідним розділам ДБН.

Архітектурно-мистецьке рішення промислової будівлі повинно відповідати її призначенню, повинно бути простим без зайвих прикрас, але виразним. Для цієї мети необхідно використати найбільш економічні засоби: гарні пропорції будівлі та її окремих частин, прості форми, що мають органічний зв'язок з призначенням будівлі.

При проектуванні промислових будівель слід враховувати загальні положення модульної системи в будівництві. Модульні прогони L_0 та модульні кроки B_0 об'ємно-планувальних елементів одноповерхових та багатоповерхових будівель беруть згідно з даними таблиці 1, в якій буквою М позначений основний модуль, що дорівнює 100 мм.

Модульні висоти поверхів H_0 первинних об'ємно-планувальних елементів одноповерхових та багатоповерхових будинків призначають згідно з табл. 2.

Таблиця 1 – Укрупнені модулі прогонів і кроків промислових будівель

Модульний проліт	Укрупнені модулі прогонів L_0 та модульні кроки B_0 , мм	
	що приймаються	що допускаються
До 12000	30М=3000	15М=1500
Більше 12000	60М=6000	30М=3000

Таблиця 2 – Укрупнені модулі висот промислових будівель

Модульна висота поверху H_0 , мм	Укрупнений модуль висоти, мм	
	що приймається	що допускається
До 3600	3М=300	-
Більше 3600	6М=600	3М=300

Для покращення умов індустріалізації будівництва розроблені універсальні уніфіковані галузеві схеми одноповерхових промислових будівель для масового будівництва.

За наведеними в таблицях 3, 4, 5 параметрами розроблено каталог та альбом креслень типових уніфікованих конструкцій, деталей та вузлів з обмеженою номенклатурою, які забезпечують універсальність та взаємозамінність конструкцій.

Таблиця 3 – Уніфіковані параметри одноповерхових промислових будівель, обладнаних мостовими кранами.

Висота, мм		вантажопідйомність крана, т	Прогін, м	Крок колон, м
від підлоги до оголовка колони	від підлоги до оголовка кран. рейки			
8,4	6,15	10	18; 24	6
9,6 10,8	6,95 8,15	10; 20		6; 12
12,6 14,4	9,65 11,45	10; 20; 30	18; 24; 30	6; 12
16,2 18,0	12,65 14,45	30; 50	24; 30	6; 12

Для покращення умов індустріалізації будівництва розроблені універсальні уніфіковані галузеві схеми одноповерхових промислових будівель для масового будівництва.

За наведеними в таблицях 3, 4, 5 параметрами розроблено каталог та альбом креслень типових уніфікованих конструкцій, деталей та вузлів з обмеженою номенклатурою, які забезпечують універсальність та взаємозамінність конструкцій.

Таблиця 4 – Уніфіковані параметри одноповерхових промислових будівель без кранового обладнання або з крановими балками

Висота від підлоги до оголовка колони, м	Прогін, м	Крок колон, м
3,6 4,2	12	6
4,8	12; 18	6; 12
5,4 6,0	12; 18; 24	
7,2 8,4 9,6	12; 18; 24; 30	

Таблиця 5 – Уніфіковані габаритні схеми багатоповерхових промислових будівель

Ширина будівлі, м	Сітка колон	Кількість поверхів	Висота поверхів, м		
			першого	решти	верхнього при наявності вантажопідйомного транспорту
18,36	6x6 6x9	3;4;5	4,8; 6,0; 7,2	4,8; 6,0	—
18	6x6	3;4;5	4,8; 6		7,2; 10,8
18	6x9	3;4	4,8; 6		7,2

Архітектурно-планувальні рішення будівлі виробничого корпусу обумовлено умовами експлуатації будівлі і потребує розділення людських та вантажних потоків, функціональним зонуванням, раціональними технологічними зв'язками, санітарними вимогами, об'ємно-просторивими, архітектурно-композиційними та інженерними завданнями.

Виробничий корпус (70,5 x 18,0) ділиться на дві частини: одноповерхову виробничу та адміністративно-побутову. Одноповерхова частина між осями 1-12 (18,0 x 66,0) висотою 6,4 м до низу конструкцій крану і висотою 9,4 до низу конструкцій ферм, адміністративно-побутовача частина між осями 12-13 (18,0 x 4,5) з висотою поверхів 3,0 м.

Будівля виробничого корпусу у вісях 1-12 однопрогонова, одноповерхова. Висота будівлі до низу несучих конструкцій – 9,6 м.

Каркас будівлі виконано зі збірних залізобетонних конструкцій та складається з защемлених у фундаменти колон, об'єднаних кроквяними залізобетонними фермами, підкрановими балками, плитами та металевими зв'язками. По

поздовжнім рядам в середині виробничого корпусу передбачені вертикальні зв'язі в межі висоти підкранової частини колон.

Колони – збірні залізобетонні, перерізом 600x400 мм, по серії 1.424.1-5. Крок колон 6,0м.

Покриття – збірні залізобетонні плити по ГОСТ 22701.1-77 розміром 2,98x5,97м, спираються на сегментні розкосні ферми серії ПК-01-129/78.

Підкранові балки прийняті залізобетонними, прогоном 6 м по серії 1.426.1-4 в.1.

Фундаменти залізобетонні монолітні стовбчасті. Будівля каркасна, з залізобетонних конструкцій, кроки конструкцій 6,0 і 18,0 м.

Стіни запроектовані з перлітобетонних блоків обшитих металевим профнастилом по металевим профілям.

На першому поверсі виробничої частини знаходяться цех по випуску профнастилу, відділення упаковки готової продукції, щитова і комора мастил.

На першому поверсі адміністративно-побутової пристройки знаходиться вестибюль з і сходами, чоловічий гардероб, санвузол, духова і кімната майстра, жіночий гардероб, кімната прийому їжі, санвузол і коридор.

Зовнішнє опорядження будівлі прийняте згідно з художньо композиційними і естетичними потребами та у відповідності до технічних умов на будівельні конструкції погоджені замовником.

Для стін – обличкування металічними профільованими панелями „ Rannila” сріблястого кольору.

Покрівля– рулонна по з/б покриттю.

Цоколь – керамічна плитка під “рваний камінь”.

Адміністративний корпус.

Будівля адміністративного корпусу призначена для розміщення офісних приміщень, кімнат для прийому їжі, приміщень інженерного обслуговування (венткамера, щитова, тепlopунк). Для окремої категорії офісних приміщень, призначених для інженерно-технічного персоналу на період будівництва на

першому і другому поверхах передбачено додаткове санітарно-побутове устаткування: (туалет, душ), кімнати відпочинку та прийому їжі їди. Будівля 2-х поверхова, з розмірами в вісях 44,46x16,78 м, та висотою поверхів 3,6 м.

Стіни цегляні утеплені плитами з екструдованого пінополістиролу та з облицюванням лицьовою цеглиною. Крівля скатна утеплена мінераловатними плитами «ROCKWOOL». Кроквяні конструкції даху виконані з дерева. Покриття - металочерепиця по дерев'яному обрешетуванню. Вікна – металопластикові.

3. Конструктивно-розрахункова частина

Загальна характеристика району будівництва.

Район розміщення виробничого корпусу віднесено до III-Б кліматичного району і він має такі кліматологічні характеристики:

- температура зовнішнього повітря:

середня найбільш холодної п'ятиденки – мінус 19 С;

середня максимальна - +29 С;

- - характеристичне снігове навантаження для м. Ірпінь по ДБН В.1.2 2:2006

"Навантаження і впливи"- 0,48 кПа (49 кгс/м²);

- - характеристичне вітрове навантаження для м. Ірпінь по ДБН В.1.2-2:2006

"Навантаження і впливи"- 0,76 кПа (78 кгс/м²);

- нормативна глибина промерзання ґрунту – 0,8м.

Територія будівництва — 6-7 балів.

3.2. Інженерно-геологічні умови майданчика

Згідно з даними про інженерно-геологічні вишукування, майданчик будівництва Виробничого корпусу складений наступними інженерно-геологічними елементами:

ИГЭ-1а – ґрунтово-рослинний шар, потужністю 0,1 м;

ИГЭ-1 – насипний шар – пісок з домішками будівельного сміття до 10 %, потужністю 0,3-1,6 м;

ИГЭ-2 – пісок дрібний жовтий, світло-жовтий, місцями з прошарками супіску, середньої щільності, маловологий, вологий та насичений водою. Пройдена потужність 0,4-4,7 м;

ИГЭ-3 – супісок сірий, желто-сірий зтонкими прошарками піску твердої та плинної консистенції, потужністю 0,3-2,9 м.;

ИГЭ-4 – пісок середньої крупності, середньої щільності, насичений водою. Пройдена потужність склала 2,5-4,6 м;

ИГЭ-5 – глина мергельна голубовато-сіра напівтвердої консистенції, потужністю 1,1-1,8 м.

Гідрогеологічні умови характеризуються наявністю безнапірного горизонту підземних вод, який залягає на момент вишукувань на глибині 3,8-3,9 м.

Мінімальна прогнозована глибина залягання рівня підземних вод відповідає значенню 2,1 м від поверхні землі.

Рельєф площадки спокійний.

Територія відноситься до II (середньої) категорії складності інженерно-геологічних умов.

Основою фундаментів виробничого корпусу та адміністративно-побутового корпусу є пісок ІГЕ-2 з такими характеристиками:

- питома вага ґрунту $\gamma = 1,64$ кгс/см²;
- питома зчеплення $c = 0,02$ кгс/см²;
- кут внутрішнього тертя $\varphi = 18^\circ$;
- модуль деформації $E = 250$ кгс/см²

3.3. Визначення постійних та тимчасових навантажень.

Навантаження приймається від 1м² покриття . Перелік навантажень привелений в таблиці.

Таблиця.

№ п/п	Вид навантаження	Нормативне навантаження, кПа	γ_i	Розрахункове навантаження, кПа
1	Рулонне покриття типу "техноеласт ЕПП-3"	0,1	1,2	0,12

2	Цементно – піщана стяжка, t = 4 см, ρ = 1,6 т/м ³	0,64	1,3	0,83
3	Утеплювач (пінополітирольні плити) t = 150 см, ρ = 0,4 т/м ³	0,06	1,2	0,07
4	Пароізоляція – плівка ПВХ	0,1	1,2	0,12
5	Залізобетонна плита покриття	1,75	1,1	1,925
Всього		$g_n = 2,65$		$g = 3,065$

Визначаємо розрахункове розподілене навантаження на ригель рами від власної ваги покриття :

$$qr = g \cdot V / \cos \alpha = 2,65 \cdot 6 / 1 = 15,99 \text{ кН/м}$$

Опорна реакція ригеля з урахуванням власної ваги стропильної ферми:

$$Qr = (qr \cdot L + G_{\phi}) / 2 = (15,99 \cdot 24 + 149) / 2 = 266,38 \text{ кН}$$

Навантаження від елементів покриття передається на колону через опорну частину підстропильної ферми , розраховане навантаження прикладається без ексцентриситету. Врахуємо випадковий ексцентриситет:

$$e_b = l_{\text{кол}} / 600 = 1070 / 600 = 1,8 \text{ см.}$$

Приймаємо більший ексцентриситет для розрахунку $e_b = 0,02 \text{ м.}$

Зосереджений момент, прикладений до верху колони від постійного навантаження на ригелі:

$M_{\phi.n.} = F_{\phi.n.} \cdot e_{\phi}$, де e_{ϕ} - ексцентриситет навантаження (відстань від центра опорного вузла ферми до геометричної осі верхньої частини колони).

$$e_{\phi} = 0,02 \text{ м}$$

$$M_{\phi.n.} = 720,8 \cdot 0,02 = 14,42 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Визначення навантаження від власної ваги колон.

Вагу колони приймаємо зосередженою

Колона крайнього ряду:

- підкранова частина колони:

$$G_1 = (H_1 \cdot b \cdot h_1 - V_{\text{пуст}}) \cdot \rho_b \cdot \gamma_f = (7,08 \cdot 0,5 \cdot 1,3 - 1,96) \cdot 26 \cdot 1,1 = 82,39 \text{ кН}$$

$$\text{де } V_{\text{пуст}} = (1,4 \cdot 0,8 \cdot 0,5) \cdot 3,5 = 1,96 \text{ м}^3.$$

- надкранова частина колони:

$$G_2 = H_2 \cdot b \cdot h_2 \cdot \rho_b \cdot \gamma_f = 3,12 \cdot 0,5 \cdot 0,6 \cdot 25 \cdot 1,1 = 27,87 \text{ кН}$$

Зміщення геометричних осей верхньої та нижньої частин крайньої колони становить:

$$e_0 = 0,5(h_1 - h_2) = 0,5(1400 - 600) = 400 \text{ мм.}$$

Колона центрального ряду:

- підкранова частина колони:

$$G_1 = (H_1 \cdot b \cdot h_1 - V_{\text{пуст}}) \cdot \rho_b \cdot \gamma_f = (7,08 \cdot 0,5 \cdot 1,9 - 2,94) \cdot 25 \cdot 1,1 = 98,12 \text{ кН}$$

$$\text{де } V_{\text{пуст}} = (1,4 \cdot 1,2 \cdot 0,5) \cdot 3,5 = 2,94 \text{ м}^3.$$

- надкранова частина колони:

$$G_2 = H_2 \cdot b \cdot h_2 \cdot \rho_b \cdot \gamma_f = 3,62 \cdot 0,5 \cdot 0,7 \cdot 25 \cdot 1,1 = 32,84 \text{ кН}$$

Визначаємо навантаження від ваги підкранових балок.

Сумарне навантаження на гілку колони від підкранових шляхів буде складатися з безпосередньо ваги з/б балки $G'_{\text{пб}} = 11,47 \text{ т} = 112,5 \text{ кН}$ та ваги підкранового рельсу $g_{\text{кр.р}} = 51 \text{ кг/мп} = 0,5 \text{ кН/мп}$:

$$G_{\text{п.б.}} = G'_{\text{пб}} \cdot \gamma_f + g_{\text{кр.р}} \cdot a \cdot \gamma_f = 112,5 \cdot 1,1 + 0,5 \cdot 12 \cdot 1,05 = 130,1 \text{ кН.}$$

Визначимо ексцентриситети за допомогою рис. 2.2.:

$$e_k = 1000 - 0,5 \cdot h_1 = 1000 - 0,5 \cdot 1400 = 300 \text{ мм;}$$

Для колон середнього ряду: $e_k = 750 \text{ мм.}$

Визначаннємо навантаження від власної ваги стінового огороження та вікон.

Навантаження від навісних стінових панелей та віконного заповнення передається на колони в місцях їх спирання на опорні столики.

Стіни запроектовані з бетонних стінових панелей, вага кладки такої панелі $q_{\text{к.б}} = 1600 \times 0,3 = 480 \text{ кг/мп} = 4,71 \text{ кН/мп}$.

Нормативне навантаження від віконних рам рівне $g_{\text{в.р.}} = 0,35 \text{ кН/мп}$.

Визначаємо навантаження на нижню частину колони від стінового огороження передаємо на позначку + 1.550 м.

$$G_{\text{w1}} = [g_{\text{ст}} (H_n - H_{\text{ен}} - 1,65) \cdot \gamma_{\text{фст}} + g_{\text{ен}} \cdot H_{\text{ен}} \cdot \gamma_{\text{ф.ен}}] \cdot B \cdot \gamma_n = 4,71 \cdot (12,15 - 4,5 - 1,65) \cdot 1,2 + 0,35 \cdot 4,5 \cdot 1,1] \cdot 12 = 327,73 \text{ кН}$$

Навантаження на верхню частину колони на позначці +5.400 м.

$$G_{w2} = [g_{cm}(H_n - H_{en} - 6.400) \cdot \gamma_{fmc} + g_{en} \cdot H_{en} \cdot \gamma_{fm.en}] \cdot B \cdot \gamma_n =$$
$$4.71 \cdot (12.15 - 1.5 - 6.4) \cdot 1.2 + 0.35 \cdot 1.5 \cdot 1.1] \cdot 12 \cdot 1 = 275.3 \text{ кН}$$

Визначаємо розрахункове сумарне навантаження на верхню і нижню частини колони від власної ваги колони і стінового навантаження:

$$G_1 = (G_{w1} + G_{k1}) \gamma_f = (327.73 + 82.39) \cdot 1 = 410.12 \text{ кН}$$

$$G_2 = (G_{w2} + G_{k2}) \gamma_f = (255.2 + 29.87) \cdot 1 = 305.1 \text{ кН}$$

Значення моменту у рівні сполучення верхньої і нижньої частини колони:

$$M = (G_1 + G_2) e_0 = (410.12 + 305.1) \cdot 0.4 = 286.08 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Визначаємо снігового навантаження.

Снігове навантаження визначається згідно ДБН "Навантаження та впливи"

Навантаження від снігу, як і від власної ваги, приймають рівномірно розподіленим по довжині прольоту при значенні $m = 1$ і визначають за формулою:

$$g_{m,s} = \gamma_{fm} S_0 C$$

де γ_{fm} – коефіцієнт надійності за граничним значенням снігового навантаженням. Приймаємо $\gamma_{fm} = 1.14$ відповідно термін повторюваності $T=100$ р;

S_0 – характеристичне значення снігового навантаження (в Па), що визначається згідно ДБН В.1.2-2:2006; $S_0 = 1.38$ кПа.

C – коефіцієнт, що визначається за формулою:

$$C = \mu \cdot C_e \cdot C_{alt} = 1 \cdot 1 \cdot 1 = 1$$

де μ – коефіцієнт переходу від ваги снігового покриву на поверхні ґрунту до снігового навантаження на покрівлю, який дорівнює $\mu = 1$ при $\alpha \leq 25^\circ$; $\mu = 0$ при $\alpha > 60^\circ$;

C_e – коефіцієнт, що враховує режим експлуатації покрівлі. «При відсутності даних про режим експлуатації покрівлі коефіцієнт C_e допускається приймати таким, що дорівнює одиниці» дані ДБН В.1.2-2:2006;

C_{alt} – коефіцієнт географічної висоти, що визначається за формулами

$$C_{alt} = 1,4H + 0,3 \text{ (при } H \geq 0,5 \text{ км); } C_{alt} = 1 \text{ (при } H < 0,5 \text{ км)}.$$

Розрахункове навантаження на 1 м^2 горизонтальної проекції покриття для II снігового району визначаємо формулою:

$$g_{m,s} = 1,14 \cdot 1,38 \cdot 1 = 1,573 \text{ кН/м}^2,$$

Розрахункове снігове навантаження яке передається на колону:

- крайнього ряду:

$$F_{sn} = Q_s \cdot 2 = 148,3 \cdot 2 = 296,6 \text{ кН}$$

- центрального ряду:

$$F'_{sn} = Q_s \cdot 4 = 148,3 \cdot 4 = 593,2 \text{ кН}$$

Зосереджений момент через зміщення осей верхньої та нижньої частин в місці примикання верхньої частини колни для:

- колони крайнього ряду:

$$M_s = F_{sn} \cdot e_0 = 296,6 \cdot 0,4 = 118,6 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Визначаємо навантаження від вітру на раму.

Нормативне значення вітрового тиску для заданого району будівництва $w_0 = 0,47$ кПа. Стіни виконані із стінових бетонних блоків горизонтально розміщуються на стінових ригелях які передають навантаження на колони каркасу.

Граничне розрахункове значення вітрового навантаження визначаємо за формулою:

$$W_m = \gamma_{fm} w_0 C$$

де γ_{fm} – коефіцієнт надійності за граничним розрахунковим значенням вітрового навантаження;

w_0 – характеристичне значення вітрового тиску;

Коефіцієнт C визначається за формулою

$$C = C_{aer} C_h C_{alt} C_{rel} C_{dir} C_d,$$

де C_{aer} – аеродинамічний коефіцієнт, змінна величина;

C_h – коефіцієнт висоти споруди, $C_h = 1,75$;

C_{alt} – коефіцієнт географічної висоти, $C_{alt} = 1$;

- C_{rel} - коефіцієнт рельєфу; $C_{rel}=1$;
- C_{dir} - коефіцієнт напрямку; $C_{dir}=1$;
- C_d - коефіцієнт динамічності. $C_d=0.9$;

Аеродинамічні коефіцієнти прийняті $C_{aer}=0.6$ для пасивного навантаження; $C_{aer}=0.8$ для активного навантаження при значеннях $b/l > 2$ та $h1/l$. Вітрове навантаження на горизонтальних ділянках покриття з від'ємними значеннями аеродинамічних коефіцієнтів у запас несучої здатності не враховуємо.

Розрахункова схема включає розподілене навантаження на колони до рівня низу кроквяної ферми та зосереджені сили у верхніх вузлах рами від вітрового навантаження. Розподілене навантаження від вітру на основну колону з площі В враховуємо за спрощеною схемою як рівномірне, що спричиняє еквівалентний згинальний момент у защемленні колони. Значення коефіцієнта переходу до еквівалентного навантаження рами з позначкою низу ригеля $H=10.1\text{м}$ $k_{eq}=0.99=1$.

Рівномірно розподілене еквівалентне навантаження від вітру розраховується з урахуванням аеродинамічних коефіцієнтів, за формулою:

$$q_{w.eq} = w_0 C_h C_{aer} C_d \gamma_f \frac{B}{2} \gamma_n$$

C_h - коефіцієнт, що залежить від висоти будівлі;

C_d - динамічний коефіцієнт, який приймаємо рівним 1.1

– активне:

$$q_{w.a} = w_0 C_h C_{aer} C_d \gamma_f B \gamma_n = 0.47 \times 1.75 \times 0.8 \times 1.1 \times 1.4 \times 12 \times 1 = 10.35 \text{кН / м}$$

– пасивне:

$$q_{w.p} = w_0 C_h C_{aer} C_d \gamma_f \frac{B}{2} \gamma_n = 0.47 \times 1.75 \times 0.6 \times 1.1 \times 1.4 \times 12 \times 1 = 8.23 \text{кН / м}$$

Вітрове навантаження, що діє вище нижнього поясу ригеля, враховується розрахунковою схемою як зосереджені сили з площі:

$$A1=6 \cdot 6.48=38,8 \text{ м}^2;$$

$$A2=3,62 \cdot 6=21,72 \text{ м}^2 ;$$

$$A_3 = 1,9 \cdot 6 = 11,4 \text{ м}^2;$$

– розраховуємо активне навантаження:

$$\begin{aligned} W_{a1} &= w_0 \cdot \left(\frac{A_2}{2} \cdot c_2 \cdot k_{cep.2} + A_3 \cdot c_3 \cdot k_{cep.3} \right) \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n = \\ &= 0,47 \cdot (21,72/2 \cdot 0,8 \cdot 0,912 + 11,4 \cdot 0,8 \cdot 1,05) \cdot 1,4 \cdot 1 = 13,03 \text{ кН} \end{aligned}$$

– розраховуємо пасивне навантаження:

$$\begin{aligned} W_{p1} &= w_0 \cdot (A_2 \cdot c_2 \cdot k_{cep.2} + A_3 \cdot c_3 \cdot k_{cep.3}) \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n = \\ &= 0,47 \cdot (21,72/2 \cdot 0,6 \cdot 0,912 + 11,4 \cdot 0,6 \cdot 1,05) \cdot 1,4 \cdot 0,95 = 8,21 \text{ кН} \end{aligned}$$

$$q_{w.a} = 13,03 \text{ кН/м} \quad q_{w.p} = 8,26 \text{ кН/м} \quad W_{a1} = 23,03 \text{ кН} \quad W_{p1} = 8,21 \text{ кН}$$

3.4. Розрахунок стовпчастого фундаменту.

Фундаменти є важливим конструктивним елементом будинку, що сприймають навантаження від надземних його частин і передають їх на основу. Фундаменти повинні задовольняти вимогам міцності, стійкості, довговічності, технологічності влаштування і економічності.

Порядок розрахунку фундаментів:

Згідно з інженерно-геологічними умовами природною основою під фундаменти приймаємо шар ІГЕ-2 з такими характеристиками:

- питома вага ґрунту $\gamma = 1,64 \text{ кгс/см}^2$;
- питоме зчеплення $c = 0,02 \text{ кгс/см}^2$;
- кут внутрішнього тертя $\varphi = 18^\circ$;
- модуль деформації $E = 250 \text{ кгс/см}^2$

Глибина закладання фундаменту приймається виходячи з кліматичних умов та з конструктивних особливостей будівлі. Згідно з ДСТУ Н.Б.В.1.1-27:2010. Будівельна кліматологія нормативна глибина промерзання ґрунту для м. Харків становить 80 мм.

Збираємо навантаження на 1 м.п. на верхньому обрізі фундамент по осі А/1 та А/2:

Визначаємо попередні розміри фундаменту в плані, для чого спочатку знаходимо ширину фундаменту як квадратного при $R_0 = 300 \text{ кПа}$.

$$b = \sqrt{\frac{N_{II}}{R_0 - \gamma_0 d}} = \sqrt{\frac{1252}{300 - 1,85 \times 2,2}} = 2,1 \text{ м}$$

Уточнюємо розрахунковий опір ґрунту по формулі:

$$R = \frac{\gamma_{c1} \gamma_{c2}}{k} (M_\gamma K_z b \gamma_{II} + M_g d_1 \gamma_{II}^I + M_c c_{II})$$

$d_1 = \gamma_{c1} = 1,25$ $d = \gamma_{c2} = 1,0$ 2,2 м, глибина закладання фундаменту.

M_γ, M_g, M_c - коефіцієнти, приймаємо по табл. для $\phi_{II} = 31$

град по інтерполяції:

$$M_\gamma = 0,39$$

$$M_g = 2,57$$

$$M_c = 5,15$$

$$\gamma_{II}^I = 18,7 \text{ кН/м}^3 \text{ та } \gamma_{IIA}^I = 19,1 \text{ кН/м}^3$$

Визначаємо усереднене розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, які залягають вище подошви фундаменту.

$$\gamma_{II}^I = \frac{h_1 \cdot \gamma_{II}^I + h_2 \cdot \gamma_{II}^I}{h_1 + h_2}, \text{ кН/м}^3$$

де h_1, h_2 - потужність прошарку ґрунту;

$\gamma_{II}^I, \gamma_{II}^I$ - питома вага ґрунту.

$$\gamma_{II}^I = \frac{0,4 \cdot 16,9 + 2,55 \cdot 19}{0,4 + 2,55} = 18,71 \text{ кН/м}^3$$

$$R_1 = \frac{1,25 \cdot 1}{1} (0,39 \cdot 1 \cdot 2,1 \cdot 1,87 + 2,57 \cdot 2,2 \cdot 1,91 + 5,15 \cdot 2) = 226,9 \text{ кПа};$$

Уточнюємо значення b_1 при $R = 226,9 \text{ кПа}$

$$b = \sqrt{\frac{N_{II}}{R_0 - \gamma_0 d}} = \sqrt{\frac{1252}{226,9 - 1,85 \times 2,2}} = 2,07 \text{ м}$$

Визначаємо розрахунковий опір ґрунту при $b = 2,07 \text{ м}$

$$R_2 = \frac{1,25 \cdot 1}{1} (0,39 \cdot 1 \cdot 2,07 \cdot 1,87 + 2,57 \cdot 2,2 \cdot 1,91 + 5,15 \cdot 2) = 225,9 \text{ кПа};$$

Так як різниця $R_2 - R_1 = (225,9 - 226,9) = 1 \text{ кПа}$ і не перевищує 5% від R_2 остаточно приймаємо $b = 2,1 \text{ м}$.

Розраховуємо середній тиск під подошвою фундаменту

$$P = \frac{F_v + G}{A}, \text{кН}$$

де A – площа підшви окремо стоячого фундаменту м^2 ;

F_v – нормативне навантаження, кН;

G - вага окремо стоячого фундаменту.

$$P = \frac{1138 + 216}{5,67} = 238 \text{ кН,}$$

$$P (\text{кН}) \leq R_{\text{вр}} (\text{кН})$$

$$P = 238 \text{ кН} \leq R_{\text{вр}} = 914 \text{ кН} - \text{умова виконується}$$

Розрахунок осідань фундаменту.

Ведемо розрахунок осідань окремо стоячих фундаментів неглибокого закладання методом пошарового підсумування.

Визначаємо вертикальне напруження від власної ваги ґрунту

$$\sigma_{zq} = \gamma'_{\text{II}} d_n + \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i, \text{кН/м}^2$$

де γ'_{II} – питома вага ґрунту розташованого вище підшви фундаменту;

d_n – товщина шару ґрунту, який знаходиться вище підшви фундаменту, м;

γ_i – питома вага i -го шару ґрунту;

h_i – товщина i -го шару ґрунту, м;

$$\sigma^1_{zq} = 0,4 \cdot 16,9 = 6,76 ;$$

$$\sigma^2_{zq} = 6,76 + 2,25 \cdot 19 = 49,5 ;$$

$$\sigma^3_{zq} = 49,5 + 3,55 \cdot 19,1 = 117,3 ;$$

$$\sigma^4_{zq} = 117,3 + 8,6 \cdot 19,5 = 285$$

Визначаємо вертикальне напруження від власної ваги ґрунту на рівні підшви фундаменту

$$\sigma_{zq^0} = \gamma'_{\text{II}} d_n, \text{кН/м}^3$$

$$\sigma_{zq^0} = 18,71 \cdot 1,5 = 28,07$$

Z м							
0	0,0	1,00	6,76	48,23	48,23	14,00	0,36
1,2	0,7	0,81	27,16	39,16	43,70	14,00	0,32
2,4	1,5	0,47	47,56	22,67	30,92	14,00	0,23
3,6	2,2	0,27	67,96	13,22	17,94	15,00	0,12
4,8	2,9	0,17	88,36	8,34	10,78	15,00	0,07
6	3,6	0,12	108,76	5,64	6,99	15,00	0,05
7,2	4,4	0,08	129,16	4,05	4,85	28,00	0,02
8,4	5,1	0,06	149,56	3,04	3,55	28,00	0,01
9,6	5,8	0,05	169,96	2,36	2,70	28,00	0,01
10,8	6,5	0,04	190,36	1,88	2,12	28,00	0,01
12	7,3	0,03	210,76	1,54	1,71	28,00	0,01
13,2	8,0	0,03	231,16	1,25	1,40	28,00	0,01
14,4	8,7	0,02	251,56	1,06	1,16	28,00	0,00

$\sum S_i < [S_i] = 8 \text{ см}$ – для промислових будівель

$\sum S_i = 1,23 \text{ см} < 8 \text{ см}$ – умова виконується.

Розрахунок арматури підшви фундаменту

Розраховуємо арматуру у напрямку більшої сторони підшви фундаменту.

Розрахункова висота перерізу

$$h_{01} = h_1 - a = 600 - 70 = 530 \text{ мм.}$$

Визначаємо згинальний момент

$$M_1 = bL^2 \frac{2p_{\max} + p_1}{6} = 1,8 \cdot 0,53^2 \cdot \frac{2 \cdot 138 + 126}{6} = 24,12 \text{ кНм,}$$

де L – відстань від зовнішньої грані до перерізу, що розглядається.

Коефіцієнт $\zeta = 0,9$;

$$\text{Площа арматури } A_{s1} = \frac{M_1}{R_s \zeta h_{01}} = 2 \frac{24,12 \cdot 10^6}{280 \cdot 0,9 \cdot 255} = 224 \text{ мм}^2.$$

Приймаємо 5 $\emptyset 10$ А400С з кроком $s = 200 \text{ мм}$, $A_s = 393 \text{ мм}^2 > 224 \text{ мм}^2$.

Перевіряємо ширину підшви фундаменту за допомогою програмного комплексу Фундамент 12.9.

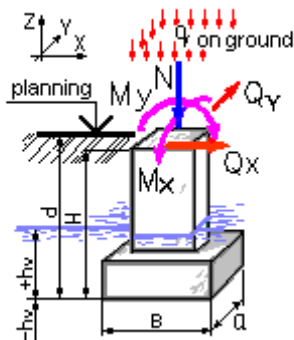
Розрахунок фундаменту по осі А/1

Результаты расчета

Тип фундамента

Столбчатый на естественном основании

1. - Исходные данные:



Тип грунта в основании фундамента

Пылевато-глинистые, крупнообломочные с пылевато-глинистым заполнителем $0.25 < I_L < 0.5$

Тип расчета

Подбор унифицированной подошвы по серии 1.412-1

Способ расчета

Расчет основания по деформациям

Способ определения характеристик грунта

На основе непосредственных испытаний

Конструктивная схема здания

Жёсткая при $2.5 < (L/H) < 4$

Фундамент Прямоугольный

Наличие подвала

Нет

Исходные данные для расчета

Объемный вес грунта (G) 1,64 кН/м³

Угол внутреннего трения (Fi) 18 °

Удельное сцепление грунта (C) 2 кПа

Уровень грунтовых вод (Hv) -12 м

Высота фундамента (H) 2,2 м

Глубина заложения фундамента от уровня планировки (без подвала) (d) 2 м
Усредненный коэффициент надежности по нагрузке 1,15

Расчетные нагрузки:

Наименование	Величина	Ед. измерения	Примечания
N	76,5	кН	
M _y	15	кН*м	
Q _x	0	кН	
M _x	0	кН*м	
Q _y	0	кН	
q	0	кПа	

2. - Выводы:



Максимальные размеры подошвы по расчету по деформациям $a = 1,5$ м, $b = 2,7$

Расчетное сопротивление грунта основания 65,59 кПа

Максимальное напряжение в расчетном слое грунта в основном сочетании 73,21 кПа

Минимальное напряжение в расчетном слое грунта в основном сочетании 52,18 кПа

Расчет по деформациям выполнен по пересчитанным характеристикам грунта (на $k_{ver} = 0,85$)
согласно "Пособия..." к СНиП 2.02.01-83*.

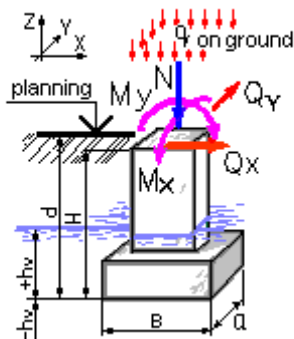
Розрахунок фундаменту по осі A/2

Результаты расчета

Тип фундамента

Столбчатый на естественном основании

1. - Исходные данные:



Тип грунта в основании фундамента

Пылевато-глинистые, крупнообломочные с пылевато-глинистым наполнителем $0.25 < I_L < 0.5$

Тип расчета

Подбор унифицированной подошвы по серии 1.412-1

Способ расчета

Расчет основания по деформациям

Способ определения характеристик грунта

На основе непосредственных испытаний

Конструктивная схема здания

Жёсткая при $2.5 < (L/H) < 4$

Фундамент Прямоугольный

Наличие подвала

Нет

Исходные данные для расчета

Объемный вес грунта (G) 16,4 кН/м³

Угол внутреннего трения (Fi) 27 °

Удельное сцепление грунта (C) 2 кПа

Уровень грунтовых вод (Hv) -12 м

Высота фундамента (H) 2,2 м

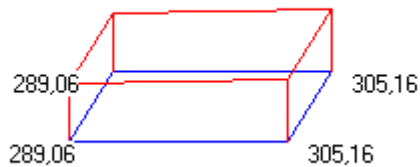
Глубина заложения фундамента от уровня планировки (без подвала) (d) 2 м

Усредненный коэффициент надежности по нагрузке 1,15

Расчетные нагрузки:

Наименование	Величина	Ед. измерения	Примечания
N	1252	кН	
M _y	15	кН*м	
Q _x	0	кН	
M _x	0	кН*м	
Q _y	0	кН	
q	0	кПа	

2. - Выводы:



Максимальные размеры подошвы по расчету по деформациям $a = 2,1$ м, $b = 2,7$ м

Расчетное сопротивление грунта основания 317,02 кПа

Максимальное напряжение в расчетном слое грунта в основном сочетании 305,16 кПа

Минимальное напряжение в расчетном слое грунта в основном сочетании 289,06 кПа

3.5. Статичний розрахунок рами будівлі.

На початку розрахунку необхідно визначити геометричні характеристики колон крайнього та середнього ряду.

Моменти інерції перерізів верхньої та нижньої частин колон:

- крайня колона

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{50 \times 40^3}{12} = 70 \times 10^4 \text{ см}^4$$

$$I_n = A \cdot \left(\frac{c}{2}\right)^2 = 50 \cdot 140 \cdot \left(\frac{120}{2}\right)^2 = 553.75 \cdot 10^4 \text{ см}^4 \text{ де } c = 150 - 30 = 120 \text{ см}$$

Потім знаходимо додаткові коефіцієнти:

$$\alpha = \frac{a}{l} = \frac{3.62}{10.07} = 0.338$$

$$k = \alpha^3 \left(\frac{I_H}{I_B} - 1 \right) = 0,338^3 \cdot \left(\frac{453.75}{90} - 1 \right) = 0.156$$

$$k_1 = \frac{(1-\alpha)^3}{8n^2} \frac{I_H}{I_1} = \frac{(1-0.338)^3}{8 \cdot 3^2} \frac{453.75}{11.25} = 0.163$$

$$\text{Де } I_3 = \frac{50 \cdot 30^3}{12} = 11.25 \cdot 10^4 \text{ см}^4$$

При розрахунку колони рами дія вертикальних нормальних сил, прикладених з ексцентриситетом, замінюється відповідними згинальними моментами.

Визначаємо зусилля від постійних навантажень

Навантаження від ваги покриття

Зусилля $F_1 = 720,8 \text{ кН}$ Ексцентриситет $e_\phi = 0.02 \text{ м}$

В надкрановій частині діє момент $M_1 = F_1 \cdot e_\phi = 650,8 \cdot 0,02 = 13,01 \text{ кНм}$

Реакцію R обчислимо за формулою

$$R = \frac{3M \left(1 + \frac{k}{\alpha} \right)}{2l(1+k+k_1)} = \frac{3 \cdot 13.01 \left(1 + \frac{0.156}{0.338} \right)}{2 \cdot 10.7(1+0.156+0.163)} = 2.23 \text{ кН}$$

Значення згинаючих моментів вперерізах:

$$M_1 = F_1 \cdot e_\phi = -650,8 \cdot 0,02 = -13,01 \text{ кНм}$$

$$M_2 = F_1 \cdot e_\phi + R \cdot a = -650,8 \cdot 0,02 + 2.4 \cdot 3.62 = -7.52 \text{ кНм}$$

$$M_3 = F_1 \cdot (e_0 - e_\phi) + R \cdot a = -650,8 \cdot (0.4 - 0,02) + 2.4 \cdot 3.62 = -245.32 \text{ кНм}$$

$$M_4 = F_1 \cdot (e_0 - e_\phi) + R \cdot l = -650,8 \cdot (0.4 - 0,02) + 2.4 \cdot 10.7 = -245.32 \text{ кНм}$$

$$Q = -R = -2,2 \text{ кН.}$$

$$N_1 = N_2 = N_3 = N_4 = 650.8 \text{ кН.}$$

1) Навантаження від ваги підкранової балки

Зусилля $F_2 = 130,1 \text{ кН}$ Ексцентриситет $e_\kappa = 0.3 \text{ м}$

Момент $M_2 = F_2 \cdot e_\kappa = 130,1 \cdot 0,3 = 39,03 \text{ кНм}$

Реакцію R обчислимо за формулою

$$R = \frac{3M(1 + \alpha^2)}{2l(1 + k + k_1)} = \frac{3 \cdot 39.03(1 + 0.338^2)}{2 \cdot 10.7(1 + 0.156 + 0.163)} = 4.62 \text{ кН}$$

Значення згинаючих моментів в перерізах:

$$M_1 = 0 \text{ кНм}$$

$$M_2 = -R \cdot a = -4.62 \cdot 3.6 = -16.63 \text{ кНм}$$

$$M_3 = F_2 \cdot e_k - R \cdot a = 130.1 \cdot 0.3 - 4.62 \cdot 3.6 = 22.4 \text{ кНм}$$

$$M_4 = F_2 \cdot e_k - R \cdot l = 130.1 \cdot 0.3 - 4.62 \cdot 10.7 = 10.4 \text{ кНм}$$

$$Q = -R = -4.62 \text{ кН.}$$

$$N_1 = N_2 = 0 \text{ кН.}$$

$$N_3 = N_4 = 130.1 \text{ кН.}$$

2) Навантаження від ваги колони

Зусилля $F_3 = 29.87 \text{ кН}$, на відстані a від верху колони. Ексцентриситет $e_0 = 0.4 \text{ м}$

$$\text{Момент } M_3 = F_3 \cdot e_0 = 29.87 \cdot 0.4 = 11.95 \text{ кНм}$$

Реакцію R обчислимо за формулою

$$R = \frac{3M(1 + \alpha^2)}{2l(1 + k + k_1)} = \frac{3 \cdot 11.95(1 + 0.338^2)}{2 \cdot 10.7(1 + 0.156 + 0.163)} = 1.42 \text{ кН}$$

Значення згинаючих моментів вперерізах:

$$M_1 = 0 \text{ кНм}$$

$$M_2 = -R \cdot a = -1.42 \cdot 3.6 = -5.11 \text{ кНм}$$

$$M_3 = F_3 \cdot e_0 + R \cdot a = 29.87 \cdot (-0.4) + 1.42 \cdot 3.6 = -6.84 \text{ кНм}$$

$$M_4 = F_3 \cdot e_0 + R \cdot l = 29.87 \cdot (-0.4) + 1.42 \cdot 10.7 = 3.25 \text{ кНм}$$

$$Q = -R = -1.42 \text{ кН.}$$

$$N_1 = N_2 = 0 \text{ кН.}$$

$$N_3 = 29.87 \text{ кН.}$$

$$N_4 = 29.87 + 82.39 = 112.26 \text{ кН.}$$

3) Навантаження від ваги стінового огородження.

А) Зусилля $F_4 = 275.7 \text{ кН}$, прикладене на верху колони

Ексцентриситет $e_{cm} = 0.45 \text{ м}$

$$\text{Момент } M_4 = F_4 \cdot e_{cm} = 275.7 \cdot 0.45 = 124.06 \text{ кНм}$$

Реакцію R обчислимо за формулою

$$R = \frac{3M(1 + \frac{k}{\alpha})}{2l(1 + k + k_1)} = \frac{3 \cdot 124.06(1 + \frac{0.156}{0.338})}{2 \cdot 10.7(1 + 0.156 + 0.163)} = -20.15 \text{ кН}$$

Значення згинаючих моментів вперерізах:

$$M_1 = F_4 \cdot e_{cm} = -275.7 \cdot 0.45 = -124.06 \text{ кНм}$$

$$M_2 = -R \cdot a = 20.15 \cdot 3.6 = 72.54 \text{ кНм}$$

$$M_3 = F_4 \cdot (e_0 + e_{cm}) - R \cdot a = -275.7 \cdot (0.45 + 0.4) + 18.12 \cdot 3.6 = -165.03 \text{ кНм}$$

$$M_4 = F_4 \cdot (e_0 + e_{cm}) - R \cdot l = -275.7 \cdot (0.45 + 0.4) + 18.12 \cdot 10.5 = -53.48 \text{ кНм}$$

Поздовжні сили в перерізах:

$$N_1 = 0 \text{ кН}, \quad N_2 = N_3 = N_4 = 275.7 \text{ кН},$$

Поперечна сила:

$$Q_4 = -R_b = 20.15 \text{ кН}.$$

Б) Навантаження від маси стінових панелей на відмітці 6,55 м становить $F_5 = 295,2 \text{ кН}$ і прикладене на рівні підкранової балки.

$$\text{Ексцентриситет } e_{cm2} = 0.85 \text{ м}$$

$$\text{Момент } M_4 = F_5 \cdot e_{cm2} = 295,2 \cdot 0,85 = 220.32 \text{ кНм}$$

Реакцію R обчислимо за формулою

$$R = \frac{3M(1 + \alpha^2)}{2l(1 + k + k_1)} = \frac{3 \cdot 220.32(1 + 0.338^2)}{2 \cdot 10,7(1 + 0.156 + 0.163)} = -26.09 \text{ кН}$$

Значення згинаючих моментів вперерізах:

$$M_1 = 0 \text{ кНм}$$

$$M_2 = -R \cdot a = 26.09 \cdot 3.6 = 93.92 \text{ кНм}$$

$$M_3 = F_5 \cdot e_{cm2} - R \cdot a = -295,2 \cdot 0,85 + 26,09 \cdot 3.6 = -157,0 \text{ кНм}$$

$$M_4 = F_5 \cdot e_{cm2} - R \cdot l = -295,2 \cdot 0,85 + 26,09 \cdot 10.5 = 28,24 \text{ кНм}$$

Поздовжні сили в перерізах:

$$N_1 = N_2 = 0 \text{ кН},$$

$$N_3 = 295,2 \text{ кН},$$

$$N_4 = 295,2 + 427,73 = 722,93$$

Поперечна сила в защемленні :

$$Q_4 = -R_b = 26,09 \text{ кН.}$$

3.6. Розрахунок та конструювання колони.

Вихідні дані:

Колона виготовляється з важкого бетону класу C15/20:

Арматура класу А400С :

$$R_s = 365 \text{ МПа}, R_{sw} = 290 \text{ МПа},$$

$$R_{sc} = 365 \text{ МПа}, R_{sn} = 390 \text{ МПа}, E_s = 1,9 \cdot 10^5 \text{ МПа}$$

Поперечна арматура: класу А-I

$$R_s = 225 \text{ МПа}, R_{sw} = 260 \text{ МПа}, E_s = 2,1 \cdot 10^5 \text{ МПа}$$

Розміри прямокутного перерізу надкранової частини: $b=0,5$ м; $h=0,6$ м. Для поздовжньої арматури приймаємо $a = a' = 0,04$ м. Робоча висота перерізу $h_0 = 0,6 - 0,04 = 0,56$ м.

Розрахунок в площині згину. Переріз арматури підбираємо по зусиллям в перерізі II-II.

Розрахункова довжина надкранової частини колони в площині згину: при врахуванні кранового навантаження $l_0 = 2l_2 = 2 \cdot 3,6 = 7,2$ м; без врахування кранових навантажень $l_0 = 2,5l_2 = 2,5 \cdot 3,6 = 9$ м.

Оскільки $l_0 / h = 7,2 / 0,6 = 12 > 10$, необхідно враховувати вплив прогину елемента на ексцентриситет поздовжньої сили.

Розрахунок ведемо для комбінації зусиль M_{\max} . З табл. виписуємо зусилля для цієї комбінації: від всіх навантажень

$$M_{\max} = 190,2 \text{ кН} \cdot \text{м}; N = 1006,1 \text{ кН};$$

$$M_{\min} = 38,62 \text{ кН} \cdot \text{м}; N = 1301,3 \text{ кН};$$

Розрахунковий опір бетону при $\gamma_{b2} = 1,1$:

$$R_b = 1,1 \cdot 11,5 = 12,65 \text{ МПа}; R_{bt} = 1,1 \cdot 0,9 = 1 \text{ МПа.}$$

Випадковий ексцентриситет не враховуємо, оскільки колона – елемент статично невизначеної конструкції.

Ексцентриситет поздовжньої сили

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{190.2}{1006.1} = 0,19.$$

Визначимо значення умовної критичної сили та коефіцієнта η .

$$\delta = e_0 / h = 0,19 / 0,6 = 0,317;$$

Визначимо коефіцієнт φ_l приймаючи $\beta = 1$ та обчислюючи

$$M_{l,l} = M_l + N_l(0,5h - a) = 38.62 + 1301.3(0,5 \cdot 0,6 - 0,04) = 376.96 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

$$\varphi_l = 1 + 1 \cdot 376.96 / 190.2 = 1.98.$$

В першому наближенні приймаємо $\mu_s = 0,005$. Тоді

$$\alpha_s I_s = 0,005 \cdot 0,6 \cdot 0,5(0,5 \cdot 0,6 - 0,04)^2 \cdot 200000 / 24000 = 0,8 \cdot 10^{-3} \text{ м}^{-4};$$

Обчислюємо умовну критичну силу при $\varphi_{sp} = 1$

$$N_{cr} = \frac{6,4E_b}{l_0^2} \left[\frac{I}{\varphi_l} \left(\frac{0,11}{0,1 + \delta\varphi_{sp}} + 0,1 \right) + \alpha I_s \right],$$

$$N_{cr} = \frac{6,4 \cdot 24000}{9^2} \left[\frac{9 \cdot 10^{-3}}{1,98} \left(\frac{0,11}{0,1 + 0,317} + 0,1 \right) + 0,8 \cdot 10^{-3} \right] = 5823 \text{ кН};$$

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{1006.1}{5823}} = 1,209.$$

$$e = e_0 \eta + 0,5h - a = 0,19 \cdot 1,209 + 0,5 \cdot 0,6 - 0,04 = 0,49 \text{ м}.$$

Площа перерізу арматури стиснутої зони:

$$\omega = 0,85 - 12,65 \cdot 0,008 = 0,75;$$

$$\xi_R = \frac{0,75}{1 + \frac{365}{400} \left(1 - \frac{0,75}{1,1} \right)} = 0,58;$$

$$\text{при } \xi = \xi_R = 0,58 \quad A_R = 0,412;$$

$$A'_S = \frac{1.301 \cdot 0,282 - 0,412 \cdot 12,65 \cdot 0,5 \cdot 0,56^2}{365(0,56 - 0,04)} = -0,0033 \text{ м}^2 < 0;$$

$$A_{S,\min} = \frac{1.301(0,49 - 0,04 - 0,282) - 12,65 \cdot 0,5 \cdot 0,6(0,5 \cdot 0,6 - 0,04)}{365(0,56 - 0,04)} = -0,0045 \text{ м}^2.$$

Оскільки $A_{S,\min} < 0$, значення A'_S визначаємо за формулою

$$A'_S = \frac{1.301 - 12,65 \cdot 0,5 \cdot 0,04}{365}$$

$$-\frac{\sqrt{(1.301 - 12,65 \cdot 0,5 \cdot 0,04)^2 - 1.301(1.301 - 2 \cdot 12,65 \cdot 0,5 \cdot 0,56 + 2 \cdot 12,65 \cdot 0,5 \cdot 0,282)}}{365} = -0,0562 \text{ м}^2$$

Арматура в стиснутій зоні за розрахунком непотрібна, тому її переріз призначаємо у відповідності з конструктивними вимогами:

$$A'_s = 0,002bh = 0,002 \cdot 50 \cdot 60 = 6,00 \text{ см}^2.$$

Приймаємо $3\text{Ø}16A - 400C$, $A'_s = 6,03 \text{ см}^2$.

Визначимо площу перерізу арматури розтягнутої зони:

$$\alpha_m = \frac{1.301 \cdot 0,282 - 365 \cdot 0,000603(0,56 - 0,04)}{12,65 \cdot 0,5 \cdot 0,56^2} = 0,127$$

$$\text{та } \xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,127} = 0,136;$$

$$A_s = \frac{0,0136 \cdot 12,65 \cdot 0,5 \cdot 0,56 - 1.301 + 365 \cdot 0,000603}{365} = -0,000458 \text{ м}^2 < 0.$$

Арматура в розтягнутій зоні за розрахунком непотрібна, тому її переріз призначаємо у відповідності з конструктивними вимогами:

$$A'_s = 0,002bh = 0,002 \cdot 50 \cdot 60 = 6,00 \text{ см}^2.$$

Приймаємо $3\text{Ø}16A - 400C$, $A_s = 6,03 \text{ см}^2$.

Коефіцієнт армування перерізу що незначно відрізняється від попередньо прийнятого $\mu_s = 0,005$.

$$\mu_s = \frac{A_s + A'_s}{bh} = \frac{2 \cdot 0,000603}{0,5 \cdot 0,6} = 0,00402$$

Перевірка міцності похилих перерізів.

На колону діє поперечна сила $Q = 150 \text{ кН}$. Оскільки при цій комбінації діють навантаження малої сумарної тривалості, то розрахунок ведуть при $\gamma_{b2} = 1,1$, тобто при $R_{bt} = 1,1 \cdot 0,9 = 1 \text{ МПа}$.

Оскільки в перерізі колони діє поздовжня сила $N = 1301 \text{ кН} = 1,301 \text{ МН}$, то

$$\varphi_n = \frac{0,1 \cdot 1.301}{1 \cdot 0,5 \cdot 0,56} = 0,465 < 0,5.$$

Приймаємо $\varphi_n = 0,465$. При $c = c_{\max} = 2,5h_0 = 2,5 \cdot 0,56 = 1,4 \text{ м}$ перевіряємо умови:

$$Q_{\max} = 0,150 \text{ МН} < 2,5 \cdot 1 \cdot 0,5 \cdot 0,56 = 0,7 \text{ МН};$$

$$Q = 0,1423 \text{ MN} < 1,5(1 + 0,3)1 \cdot 0,5 \cdot 0,56^2 / 1,4 = 0,2184 \text{ MN}.$$

Оскільки обидві умови виконуються, то поперечне армування призначаємо конструктивно.

Приймаємо $\varnothing 6A240C$ з кроком 200 мм

Розрахунок підкранової частини колони.

Визначаємо розміри прямокутного перерізу підкранової частини:

Висота всього перерізу колони 1,5 м, перегіз гілки $b \times h = 50 \times 40 \text{ см}$. Для поздовжньої арматури приймаємо $a = a' = 0,04 \text{ м}$. Робоча висота перерізу $h_0 = 0,3 - 0,04 = 0,24 \text{ м}$. Відстань між осями віток $c = 1,1 \text{ м}$, відстань між осями распорок $s = H / n = 8,1 / 3 = 2,7$, висота перерізу распорки = 40 см

Переріз поздовжньої арматури підбираємо по зусиллям, що діють в перерізі IV-IV, котрі більше зусиль в перерізі III-III. Для перерізу IV-IV $\eta = 1$. Розрахунок ведемо для комбінації зусиль M_{max} .

Для цієї комбінації зусиль діють зусилля від всіх навантажень $M = 313,4 \text{ кН} \cdot \text{м}$; $N = 2783,7 \text{ кН}$; від всіх навантажень, за виключенням снігового навантаження, $M' = 143,3 \text{ кН} \cdot \text{м}$; $N = -1903,1 \text{ кН}$.

Розрахункова довжина надкранової частини колони в площині згину: при врахуванні кранового навантаження $l_0 = 1,5l_2 = 1,5 \cdot 6,0 = 9,0 \text{ м}$.

Приведений радіус інерції перерізу двогілкової колони

$$r_{red}^2 = \frac{c^2}{4 \cdot \left(1 + \frac{3c^2}{\psi^2 \cdot n^2 \cdot H^2}\right)} = \frac{1,1^2}{4 \cdot \left(1 + \frac{3 \cdot 1,1^2}{1,5^2 \cdot 3^2 \cdot 0,3^2}\right)} = 0,101 \text{ м}^2$$

$$r_{red} = \sqrt{r_{red}^2} = \sqrt{0,101} = 0,32 \text{ м}$$

Приведена гнучкість перерізу $\lambda_{red} = l_0 / r_{red} = 10,65 / 0,32 = 33,28 \geq 14$ необхідно враховувати вплив прогину елемента на ексцентриситет поздовжньої сили.

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{213,4}{2681,7} = 0,08$$

$$I_2 = 2 \cdot \left(\frac{bh^3}{12} + bh(c/2)^2 \right) = 2 \cdot \left(\frac{0,5 \cdot 0,25^3}{12} + 0,5 \cdot 0,25(1,1/2)^2 \right) = 7,69 \cdot 10^{-3} \text{ м}^4.$$

Визначимо коефіцієнт φ_l приймаючи $\beta = 1$ та обчислюючи

$$M_{I,l} = 0_l + 1688.4(1.1/2) = 928.6 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

$$M_I = 213.4 + 2681.7(1.1/2) = 1688.4 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

В першому наближенні приймаємо $\mu_s = 0,0075$.

$$\delta = e_0 / h = 0,08 / 1.4 = 0.057;$$

$$\delta_{\min} = 0,5 - 0,01 \cdot 10.65 / 1.4 = 0,434;$$

приймаємо $\delta = \delta_{\min} = 0,434$.

Визначимо значення умовної критичної сили та коефіцієнта η .

$$\alpha I_s = 2 \cdot 0.0075 \cdot 0.5 \cdot 0.25 \cdot (1.1/2)^2 = 5.67 \cdot 10^{-4} \text{ м}^4$$

Обчислюємо умовну критичну силу при $\varphi_{sp} = 1$

$$\varphi_l = 1 + 1 \cdot 928.6 / 1688.4 = 1,55.$$

$$N_{cr} = \frac{6,4E_b}{l_0^2} \left[\frac{I}{\varphi_l} \left(\frac{0,11}{0,1 + \delta\varphi_{sp}} + 0,1 \right) + \alpha I_s \right],$$

$$N_{cr} = \frac{6,4 \cdot 24000}{10.65^2} \left[\frac{7.69 \cdot 10^{-3}}{1.55} \left(\frac{0,11}{0,1 + 0.434} + 0,1 \right) + 5.67 \cdot 10^{-4} \right] = 12523 \text{ кН};$$

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{2681.7}{12523}} = 1,27.$$

Знаходимо зусилля у вітках колони

$$N_{bt} = N/2 \pm M\eta/c = 2681.7/2 + 213.4 \cdot 1.27/1.1 = 1340.85 \pm 246.38 \text{ кН};$$

$$N_{b1} = 1587.23 \text{ кН}; \quad N_{b2} = 1094.47 \text{ кН};$$

$$e = e_a + 0,5h - a = 1 + 0,5 \cdot 30 - 4 = 12 \text{ см}.$$

$$n = \frac{N}{\gamma_{b2} \cdot R_b \cdot bh_0} = \frac{1587.23}{1.1 \cdot 11.5 \cdot 0.5 \cdot 0.24} = 1.046 \geq \xi_y = 0.611$$

$$\xi = \frac{n(1 - \xi_y) + 2\alpha\xi_y}{1 - \xi_y + 2\alpha} = \frac{1.046(1 - 0.611) + 2 \cdot 0.55 \cdot 0.611}{1 - 0.611 + 2 \cdot 0.55} = 0.725$$

$$\text{Де } \alpha = \frac{n(e/h_0 - 1 + n/2)}{1 - \delta'} = \frac{1.046(0.12/0.24 - 1 + 1.046/2)}{1 - 0.17} = 0.55 \geq 0$$

$$\delta' = \alpha' / h_0 = 0.04 / 0.24 = 0.17$$

При $\xi = 0.725 \geq \xi_y = 0.611$, армування вітки приймаємо симетричне

$$A_s = A'_s = \frac{N}{R_s} \cdot \frac{e_o / h_0 - \xi / n(1 - \xi / 2)}{1 - \delta'} = \frac{1587}{365} \cdot \frac{0.08 / 0.24 - 0.725 / 0.611(1 - 0.725 / 2)}{1 - 0.17} = 8.54 \text{ см}^2.$$

Коефіцієнт армування $\mu_s = (2 \cdot 8.54) / 50 \cdot 24 = 0.014$ не суттєво відрізняється від прийнятого $\mu_s = 0.0075 \cdot 2 = 0.015$, тому друге приближення можна не виконувати.

Приймаємо $3\text{Ø}20 \text{ A } 400\text{C}$ $A_s = 9.41 \text{ см}^2$

Перевіримо необхідність розрахунку підкранової частини колони в площині, перпендикулярно до площини згину.

Розрахункова довжина $l_0 = 0.8 H_i = 0.8 \cdot 7.1 = 5.68 \text{ м}$.

Радіус інерції $i = \sqrt{50^2 / 12} = 14.43 \text{ см}$.

$l_0 / i = 568 / 14.43 = 39.36 > \lambda_{red} = 33.28$ - розрахунок потрібен.

Так як $l_0 / i = 39.36 > 14$ необхідно врахувати вплив прогибу на його міцність.

Значення випадкового ексцентриситету: $e_a \geq h / 30 = 30 / 30 = 1 \text{ см}$.

$e_a \geq 1 / 600 H = 710 / 600 = 1.183 \text{ см}$. $e_a \geq 1 \text{ см}$.

Приймаємо $e_a = 1.183 \text{ см}$.

Тоді $e = 1.183 + 0.5(46 - 4) = 22.18 \text{ см}$. $M_{11} = 0 + 1457.6 \cdot 0.2218 = 323.3 \text{ кН}\cdot\text{м}$;

$M_1 = 0 + 2681.7 \cdot 0.2218 = 594.8 \text{ кН}\cdot\text{м}$; $\beta = 1$; $\varphi_l = 1 + 323.3 / 594.8 = 1.544$

$\delta = 1.183 / 50 = 0.024 < \delta_{min} = 0.5 - 0.01 \cdot 568 / 50 - 0.01 \cdot 1.1 \cdot 8.5 = 0.2929$

$I = 2(30 \cdot 50^3 / 12) = 6.25 \cdot 10^5 \text{ см}^4$. $I_\delta = 2 / 12.56 \cdot (50 / 2 - 4)^2 = 0.1108 \cdot 10^5 \text{ см}^4$

при $A_\delta = A'_s = 12.56 \text{ см}^2$. - $4\text{Ø}20 \text{ A}400\text{C}$;

$$N_{cr} = \frac{6.4 E_b}{l_0^2} \left[\frac{I}{\varphi_l} \left(\frac{0.11}{0.1 + \delta \varphi_{sp}} + 0.1 \right) + \alpha I_s \right],$$

$$N_{cr} = \frac{6.4 \cdot 24000}{5.68^2} \left[\frac{6.25 \cdot 10^5}{1.544} \left(\frac{0.11}{0.1 + 0.2929} + 0.1 \right) + 9.52 \cdot 0.1108 \cdot 10^{-4} \right] = 5258 \text{ кН};$$

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{2681.7}{5258}} = 2.04.$$

$$n = \frac{N}{\gamma_{b2} \cdot R_b \cdot b h_0} = \frac{2681.7}{1.1 \cdot 11.5 \cdot 30 \cdot 2 \cdot 0.46} = 0.768 \geq \xi_y = 0.611$$

$$\delta' = \alpha' / h_0 = 0.04 / 0.46 = 0.087$$

$$\text{Де } \alpha = \frac{n(e/h_0 - 1 + n/2)}{1 - \delta'} = \frac{0.768(0.234/0.46 - 1 + 0.611/2)}{1 - 0.087} = 0.19 \geq 0$$

$$\text{При } \xi = \frac{n(1 - \xi_y) + 2\alpha\xi_y}{1 - \xi_y + 2\alpha} = \frac{0.768(1 - 0.611) + 2 \cdot 0.19 \cdot 0.611}{1 - 0.611 + 2 \cdot 0.19} = 0.919$$

При $\xi = 0.919 \geq \xi_y = 0.611$, армування вітки приймаємо симетричне

$$A_s = A'_s = \frac{N}{R_s} \cdot \frac{e_0/h_0 - \xi/n(1 - \xi/2)}{1 - \delta'} = \frac{2681.7}{365} \cdot \frac{0.2341/0.46 - 0.919/0.768(1 - 0.919/2)}{1 - 0.087} = 9.77 \text{ см}^2.$$

$9.77 \text{ см}^2 < 12.56 \text{ см}^2$, таким чином, площі підібраної арматури достатньо.

3.7. Розрахунок попередньо-напруженої плити покриття.

Дані для розрахунку.

1. Бетон класу C15/20.
2. Коефіцієнт умов роботи $\gamma = 0,9$.

$$R_b = 11,5 \cdot 0,9 = 10,35 \text{ МПа};$$

$$R_{bt} = 0,9 \cdot 0,9 = 0,81 \text{ МПа};$$

$$R_{b,ser} = 15 \text{ МПа};$$

$$R_{bt,ser} = 1,4 \text{ МПа};$$

$$E_b = 17 \cdot 10^3 \text{ МПа}.$$

3. Напружена арматура поздовжніх ребер класу A500C $R_s = 680 \text{ МПа}$,

$$R_{s,ser} = 785 \text{ МПа}; E_s = 365 \text{ МПа}.$$

4. Робоча поздовжня арматура поперечних ребер зі сталі класу A400C при $d = 10 \text{ мм}$.

5. Сітка плити, поперечна і монтажна арматура класу Вр-1 при $d = 3 \text{ мм}$;

$$R_s = 370 \text{ МПа}, \text{ при } d = 4 \text{ мм}, R_s = 310 \text{ МПа}; R_{sw} = 265 \text{ МПа}, \text{ при } d = 5 \text{ мм}, R_s = 360 \text{ МПа};$$

$$R_{sw} = 260 \text{ МПа}; E_s = 1,7 \cdot 10^5 \text{ МПа}.$$

6. В панелі покриття допускається утворення тріщин. Спосіб попереднього напруження арматури електротермічний автоматизований на упори форми.

Попереднє напруження без врахування втрат прийнято $\sigma_{sp} = 550 \text{ МПа}$.

Бетон піддається тепловій обробці. Обтиск бетону проводиться при передаточній міцності

$$R_{bp} = 16 \text{ МПа} > 11 \text{ МПа} \cdot 0,5 \cdot 20 = 10 \text{ МПа};$$

Панель покриття 3х6м

Збір навантажень.

№ п/п	Вид навантаження	Наван. при $f = 1кН / м^2$	$f_f > 1$	Наван.при $\gamma_f > 1кН / м^2$
1.	Постійне Шар гравію втопленого в бітумну мастику			
2.	4-ри шари рулонного килиму на бітумній мастиці	0,15	1,3	0,195
3.	Цементна стяжка –			
4.	30мм($P=2,2т/м3$) Утеплювач (керамзитобетон) 200мм	0,13	1,3	0,169
5.	($P=0,55т/м3$) $0,55 \cdot 0,12 \cdot 9,81 \cdot 0,95$ Пароізоляція 1 шар руберойду на бітумній мастиці.	0,615	1,3	0,799
	Всього:	0,032	1,3	0,042
	Тимчасове (короткочасне)	$q_n=2,86$	1,4	$q=3,41$
	Снігове ($C=1$) для першого району	$S_n=0,47$		$S=0,66$
	$0,5 \cdot 0,95$ Зосереджена сила від робочого з інструментом $1 \cdot 0,95$	0,95	1,2	1,14

Розрахунок плити панелі.

Плита панелі являє собою багато проміжну однорядну плиту з ребрами по периметру. Плита панелі армується однією зварною сіткою, що вкладається посередині її товщини.

Розрахункові прольоти:

- для середніх ділянок

$$l_{01} = 150 - 9 = 141 м$$

$$l_{02} = 298 - 2(1,5 + 10,5) = 274 см = 2,74 м$$

$$l_{02} / l_{01} = 2,74 / 1,41 = 1,94 < 3$$

- для крайніх ділянок

$$l_{01} = 148,5 - 1 - 17,5 - 9/2 = 125,5 \text{ см} = 1,255 \text{ м}$$

$$l_{02} = 274 \text{ см} = 2,74 \text{ м}$$

$$l_{02} / l_{01} = 274 / 125,5 = 2,18 < 3.$$

Розрахункове постійне навантаження на 1м² включаючи масу плити товщиною 30мм.

$$q = q_1 + h \cdot 1,1 \cdot 2,5 \cdot \gamma_f \cdot 9,81 \cdot \gamma_n = 1,775 + 0,03 \cdot 2,5 \cdot 1,1 \cdot 9,81 \cdot 0,95 = 2,5 \text{ кН / м}^2;$$

де $2,5 \text{ м} / \text{м}^3$ – густина.

Розрахунок згинальні моменти.

При дії постійного і тимчасового (снігового) навантаження.

Умова рівноваги

$$\frac{(q+V)l_{01}^2}{12} \cdot (3l_{02} - l_{01}) = (2M_1 + M_{II} + M_{II}')l_{02} + (2M_2 + M_{II} + M_{II}')l_{01}.$$

а). Для середніх ділянок

б). для крайніх ділянок

Розрахункові схеми і позначення моментів, діючих в плиті панелі.

Розглянемо спочатку середні ділянки.

Приймаємо наступні співвідношення між моментами:

$$\frac{M_2}{M_1} = 0,4; \quad M_1 = M_I = M_I'; \quad M_2 = M_{II} = M_{II}' = 0,4M_1.$$

Тоді умову рівноваги можна записати

$$\frac{(q+V)l_{01}^2}{12} \cdot (3l_{02} - l_{01}) = (4l_{02} + 1,6l_{01})M_1;$$

Звідси

$$M_1 = \frac{(2,54 + 0,66) \cdot 1,41^2 \cdot (3 \cdot 2,74 - 1,41)}{12(4 \cdot 2,74 + 1,6 - 1,41)} = 0,273 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Розглянемо крайні ділянки.

Приймаємо теж співвідношення між моментами і врахуємо, що на пальовому ребрі $M_1 = 0$.

$$M_1 = \frac{(2,54 + 0,66) \cdot 1,255^2 \cdot (3 \cdot 2,74 - 1,255)}{12 \cdot 13 \cdot 2,74 + 1,6 \cdot 1,255} = 0,286 \text{кНм};$$

1. При дії постійного і тимчасового зосередженого навантаження від ваги робітника з інструментом.

$$-\frac{ql_{01}^2}{12}(3l_{02} - l_{01}) + \frac{Fl_{01}}{2} = (2M_1 + M_I + M_I')l_{02} + (2M_2 + M_{II} + M_{II}') \cdot l_{01}.$$

Співвідношення між моментами теж, що і при комбінації I.

Для середніх прольотів:

$$M_1 = \left(\frac{ql_{01}^2}{12} \cdot (3l_{02} - l_{01}) + F \frac{l_{01}}{2} \right) / (3l_{02} + 1,6l_{01}) = \left(\frac{2,54 \cdot 1,255^2}{12} \cdot (3 \cdot 2,74 - 1,41) + 1,14 \cdot \frac{1,255}{2} \right) \div (3 \cdot 2,74 + 1,6 \cdot 1,225) = 0,2286 \text{кНм}.$$

Розрахунковою являється комбінація I з визначенням арматури по моментах крайніх прольотів.

Виходячи з прийнятих співвідношень між моментами:

$$M_1 = M_I = 0,286 \text{кНм};$$

$$M_2 = M_{II} \cdot M_{II} = 0,4 \cdot 0,286 = 0,44 \text{кНм}.$$

При підборі січень арматури плит при опорні моменти, визначені розрахунком, треба зменшити: в січеннях крайніх прольотів і парних проміжних опор на 10%, тобто помножити на коефіцієнт 0,9; в січеннях середніх прольотів – на 20%.

Виконуємо конструювання плити.

1. Арматура направлена вздовж панелі покриття. Мінімальна робоча висота плити при розміщенні арматурної сітки посередині товщини плити і діаметрі арматури 4мм визначається по формулі:

$$h_0 = \frac{h}{2} - \frac{d}{2} = \frac{30}{2} - \frac{4}{2} = 13 \text{мм}.$$

2. Характеристика стиснутої зони бетону

$$w = \alpha - 0,008 \cdot R_b = 0,85 - 0,008 \cdot 10,35 = 0,767.$$

де $\alpha = 0,85$.

При бетоні класу С15/20 ($\gamma_{b2} = 0,9$) і арматурі класу Вр-І граничні значення відносної висоти стиснутої зони

$$\xi = \frac{w}{1 + \frac{\sigma + R}{\sigma_{sc,u} \left(1 - \frac{w}{1,1}\right)}} = \frac{0,767}{1 + \frac{370 \left(1 - \frac{0,767}{1,1}\right)}{500}} = 0,627$$

$\sigma_{sc,u} = 500 \text{ МПа}$ при $\gamma_{b2} < 1$.

6. Знаходимо величину.

$$\alpha_m = \frac{0,9 \cdot M_1}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{0,9 \cdot 0,286 \cdot 10^6}{10,35 \cdot 1000 \cdot 13^2} = 0,147.$$

7. При $\alpha_m = 0,147$ висота стиснутої зони $\xi = 0,16 < \xi_{opt} = 0,2$ менше максимального значення рекомендованої оптимальної висоти стиснутої зони бетону для плити.

8. Умова $\xi = 0,16 < \xi_R = 0,627$ виконується.

9. При $\alpha_m = 0,147$, коеф. $\xi = 0,92$.

10. Площа січення арматури:

$$A_{s1} = \frac{M_1}{R_s \cdot \xi \cdot h_0} = \frac{0,9 \cdot 0,286 \cdot 10^6}{370 \cdot 0,92 \cdot 13} = 58,2 \text{ мм}^2.$$

11. Коефіцієнт армування:

$$\mu = \frac{A_{s1}}{bh_0} = \frac{58,2}{1000 \cdot 13} = 0,0045 > \mu_{min} = 0,0005$$

12. Приймаємо арматуру $\emptyset 4$ Вр-І з кроком 200 мм $A_{s1} = 63 \text{ мм}^2 > 58,2 \text{ мм}^2$.

Поперечна арматура панелі покриття.

1. Мінімальна робоча висота плит з врахуванням діаметру арматури 3 мм.

$$h_0 = \frac{30}{2} - \frac{3}{2} = 13,5 \text{ мм}.$$

2. Характеристика стиснутої зони бетону

$$w = \alpha - 0,008$$

$$R_b \cdot 0,85 \cdot 0,008 \cdot 10,35 = 0,767;$$

$\alpha = 0,85$ для керамзитобетону.

При бетоні класу С15/20 ($\gamma'_{b2} = 0,9$) і арматурі класу Вр-І граничні значення відносної висоти стиснутої зони

$$\xi_R = \frac{w}{1 + \frac{\sigma_{SR}}{\sigma_{sc,u} \left(1 - \frac{w}{1,1}\right)}} = \frac{0,767}{1 + \frac{370 \left(1 - \frac{0,767}{1,1}\right)}{500}} = 0,627.$$

6. Знаходимо величину.

$$\alpha_m = \frac{0,9 \cdot M_2}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{0,2 \cdot 0,114 \cdot 10^6}{10,35 \cdot 1000 \cdot 13,5} = 0,054.$$

7. $\alpha_m = 0,054$ - відносна висота стисненої зони $\xi = 0,056 < \xi_{opt} = 0,2$

8. Умови $\xi = 0,005 < \xi_R 0,627$ виконується.

9. При $\alpha_m = 0,054$, $\varphi = 0,972$.

10. Площа арматури

$$A_{s2} = \frac{M_2}{R_s \varphi h_0} = \frac{0,9 \cdot 0,114 \cdot 10^6}{375 \cdot 0,972 \cdot 13,5} = 20,9 \text{ мм}^2.$$

11. Коефіцієнт

$$\mu = \frac{20,9}{1000 \cdot 13,5} = 0,0015 > \mu_{min} = 0,0005.$$

12. Приймаємо арматуру $\emptyset 3$ Вр-І з кроком 200мм, $A_{s2} = 35,5 \text{ мм} > 20,9 \text{ мм}$. Отже, для армування плити приймаємо сітку

$$C \frac{4Bp - I - 200}{3Bp - I - 200} 2970 \times 5950.$$

Розрахунок та конструювання поперечного ребра.

Розраховуємо середнє поперечне ребро, як найбільш завантажене.

Навантаження. навантаження.

Трапецевидна форма епюри пояснюється операнням на ребро плит, опертих по контуру. Розрахунковий проліт прийнято рівним відстані між поздовжніми ребрами.

$$l_0 = l_{02} = 274 \text{ см}.$$

Розрахункові навантаження на ребро складаються з навантаження від власної ваги ребра і навантаження на плиту, зібраного з ширини $l_1 = 1,5 \text{ м}$.

Маса 1м поперечного ребра з врахуванням $\gamma_n = 0,95$

$$q_1 = \frac{0,05 + 0,09}{2} (0,15 - 0,03) \cdot 2,5 \cdot 1,1 \cdot 9,81 \cdot 0,95 = 0,216 \text{кН} / \text{м}^2$$

Навантаження від маси плити і ізоляційного килима

$$q_2 = 2,54 \cdot 1,5 = 3,81 \text{кН} / \text{м}^2$$

Розрахункове снігове навантаження.

$$S = 0,66 \cdot 1,5 = 0,99 \text{кН} / \text{м}^2 .$$

Підраховуємо зусилля від розрахункових постійного і снігового навантаження.

$$M = \frac{(q_1 + q_2 + S)l_0^2}{8} - \frac{(q_2 + S)l_1^2}{24} = \frac{(0,216 + 3,81 + 0,99) \cdot 2,74^2}{8} - \frac{(3,81 + 0,99) \cdot 1,5^2}{24} = 4,26 \text{кНм} ;$$

$$Q = \frac{(q_1 + q_2 + S)l_0}{2} - \frac{(q_2 + S)l_1}{4} = \frac{(0,216 + 3,81 + 0,99) \cdot 2,74}{2} - \frac{(3,81 + 0,99) \cdot 1,5}{4} = 5,07 \text{кН} .$$

Підраховуємо зусилля від постійного і зосередженого (вага робітника з інструментом) навантажень.

$$M = \frac{(q_1 + q_2)l_0^2}{8} + \frac{q_2 l_1}{24} + F \frac{l_0}{5} = \frac{(0,216 + 3,81) \cdot 2,74^2}{8} + \frac{3,81 \cdot 1,5^2}{24} + \frac{1,14 \cdot 2,74}{5} = 4,05 \text{кНм} .$$

При визначенні моменту від зосередженого навантаження враховано часткове защемлення ребра.

$$Q = \frac{(q_1 + q_2)l_0}{2} - \frac{q_2 l_1}{4} + F = \frac{(0,216 + 3,81) \cdot 2,74}{2} + \frac{3,81 \cdot 1,5^2}{4} + 1,14 = 5,03 \text{кН}$$

(При визначенні поперечної сили зосереджене навантаження розміщене біля опори). Отже розрахунковою по M і Q являється комбінація I: $M = 4,26 \text{кНм}$; $Q = 5,07 \text{кН}$.

4. Розрахунок по міцності нормальних січень поперечного ребра.

Поперечне ребро $h = 150 \text{мм}$ працює в стиснутій зоні сумісно з ділянкою плити товщиною $h_f' = 30 \text{мм}$. Так як співвідношення

$$h_f' / h = 0,3 / 1,5 = 0,2 > 0,1 .$$

розрахункова ширина полки таврового перетину:

$$b_f' = \frac{1}{3}l_0 + b = \frac{1}{3} \cdot 2740 + 90 = 1002 \text{ мм}$$

Робоча висота ребра при арматурі $\emptyset 12$ мм

$$h_0 = h - a = 150 - \left(15 + \frac{12}{2}\right) = 129 \text{ мм}$$

де 15 мм – захисний шар бетону.

При бетоні класу С15/20 ($\gamma_{b2} = 0,9$) і арматурі класу А400С, з врахуванням розрахунку міцності плити

$$\xi_R = \frac{0,767}{1 + \frac{365 \left(1 - \frac{0,767}{1,1}\right)}{500}} = 0,628;$$

де $\sigma_{SR} - R_s = 365 \text{ МПа}$

Повинні виконуватись умови:

$$M = 4,26 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} < R_b \cdot b_f' \cdot h_f' \left(h_0 + 0,5h_f'\right) = \\ = 10,35 \cdot 1002 \cdot 30(119 - 0,5 \cdot 30) = 36,8 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм}$$

Розраховуємо величину:

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b_f' \cdot h_0^2} = \frac{4,26 \cdot 10^6}{10,35 \cdot 1002 \cdot 129^2} = 0,0247$$

При $\alpha_m = 0,0247$, то $\xi = 0,025 < \xi_a = 0,628$

При $\alpha_m = 0,0247$, то $\varphi = 0,988$.

Розраховуємо площу перерізу поздовжньої арматури:

$$A_{s1} = \frac{M}{R_s \varphi h_0} = \frac{4,26 \cdot 10^6}{365 \cdot 0,988 \cdot 129} = 91,6 \text{ мм}^2. \quad b = \frac{915}{2} = 7 \text{ см}$$

Коефіцієнт армування при

$$\mu = \frac{A_{s1}}{bh_0} = \frac{91,6}{70 \cdot 129} = 0,0101 > \mu_{\min} = 0,0005$$

Приймаємо в кожній зоні ребра

1 $\emptyset 12$ А400С, $A_s = 113,1 \text{ мм}^2 > 91,3 \text{ мм}^2$.

3.8. Розрахунок ребристої плити покриття в ПК Ліра.

1. Проводимо розрахунок ребристої плити покриття з такими заданими геометричними параметрами: 3х6м.

2. Задаємо параметри навантажень:

▪ Завантаження 1 – постійне навантаження $q = 2.25кН / м^2$, та власна вага плити;

• Завантаження 2 – тимчасове навантаження $q = 2.0кН / м^2$ (снігове);

• Завантаження 3 – короткочасне навантаження $q = 1.6кН / м^2$.

Геометрична схема плити покриття в площині ХОУ

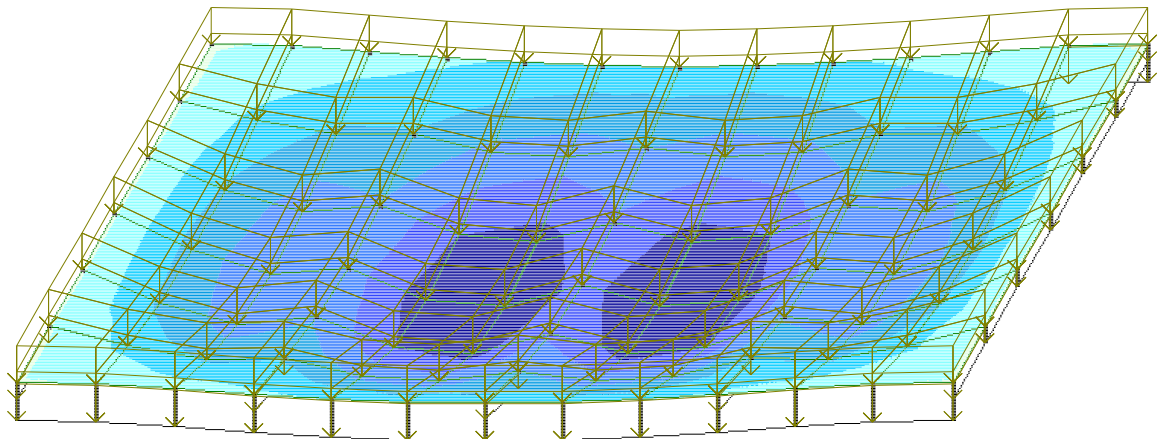
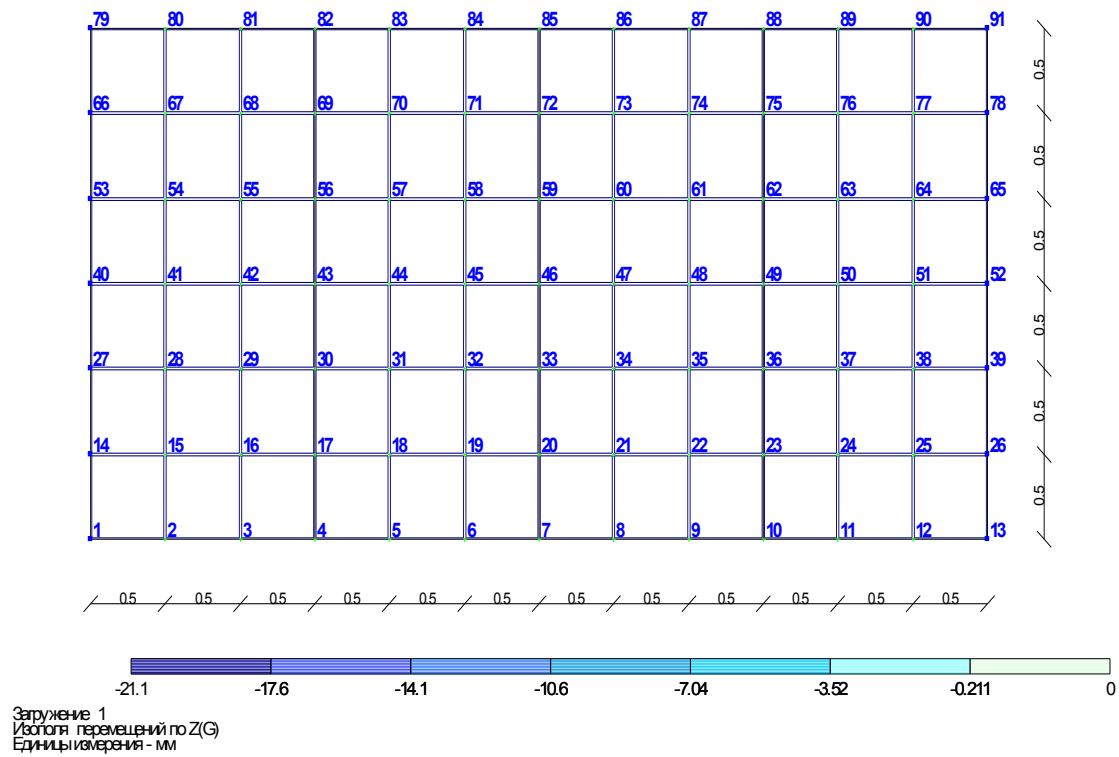
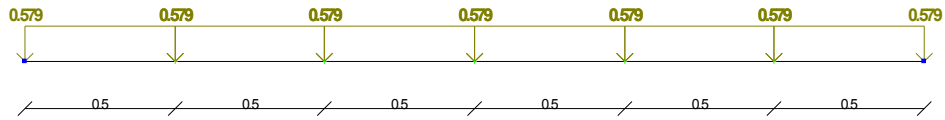


Рис 1. Епюра переміщень в плиті.

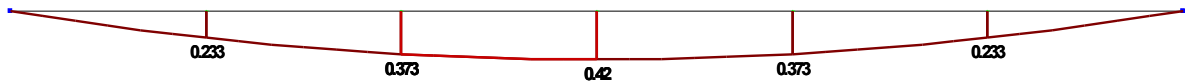
Розрахунок другорядного (поперечного) ребра ребристої плити перекриття

- Завантаження 1 постійне $q = 8.04 - 5.79 = 2.73 \text{ кН / м}$.
- Завантаження 2 тимчасова, $q = 1.33 \cdot 1.5 = 4.2 \text{ кН / м}^2$.

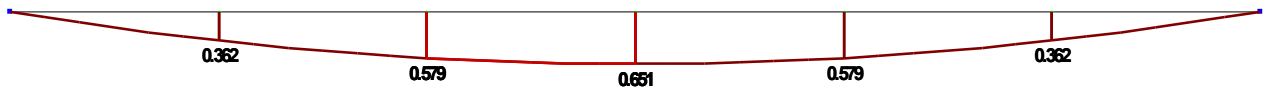
Розрахункова схема



Епюра M_y від 1 завантаження



Епюра M_y від 2 завантаження



Зусилля від 1 завантаження та 2 завантаження (т)

№ елем.	№ сечен.	Усилия								Тип елем.	№ загруз.	Составл.
		N	Mk	M_y	Q_z	M_z	Q_y	R_y	R_z			
3	1	0.000	0.000	0.373	0.186	0.000	0.000	0.000	0.000	10	1	-
3	2	0.000	0.000	0.393	0.140	0.000	0.000	0.000	0.000	10	1	-
3	3	0.000	0.000	0.408	0.093	0.000	0.000	0.000	0.000	10	1	-
3	4	0.000	0.000	0.417	0.047	0.000	0.000	0.000	0.000	10	1	-
3	5	0.000	0.000	0.420	-0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	10	1	-
3	1	0.000	0.000	0.579	0.289	0.000	0.000	0.000	0.000	10	2	-
3	2	0.000	0.000	0.611	0.217	0.000	0.000	0.000	0.000	10	2	-
3	3	0.000	0.000	0.633	0.145	0.000	0.000	0.000	0.000	10	2	-
3	4	0.000	0.000	0.647	0.072	0.000	0.000	0.000	0.000	10	2	-
3	5	0.000	0.000	0.651	-0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	10	2	-

Зусилля РСН (1завантаження+2 завантаження)

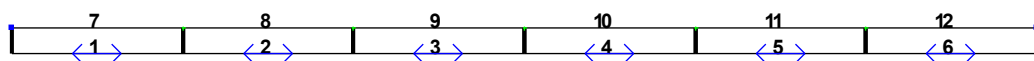
№ елем.	№ сечен.	Усилия								Тип елем.	№ загруз.	Составл.
		N	Mk	M_y	Q_z	M_z	Q_y	R_y	R_z			
3	1	0.000	0.000	0.952	0.476	0.000	0.000	0.000	0.000	10	1	-
3	2	0.000	0.000	1.004	0.357	0.000	0.000	0.000	0.000	10	1	-
3	3	0.000	0.000	1.041	0.238	0.000	0.000	0.000	0.000	10	1	-
3	4	0.000	0.000	1.064	0.119	0.000	0.000	0.000	0.000	10	1	-
3	5	0.000	0.000	1.071	-0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	10	1	-

Розрахунок головного (повздовжнього) ребра ребристої плити перекриття

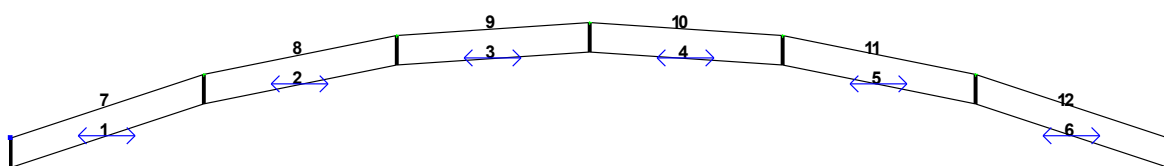
- Завантаження 1 – постійне навантаження $q = 9.4 \text{кН} / \text{м}^2$, також влсана вага;
- Завантаження 2 – тимчасове навантаження $q = 10.38 \text{кН} / \text{м}^2$ (снігове);

- Завантаження 3 – врахування попереднього напруження арматури завданням температурного впливу $t = -01.82$.

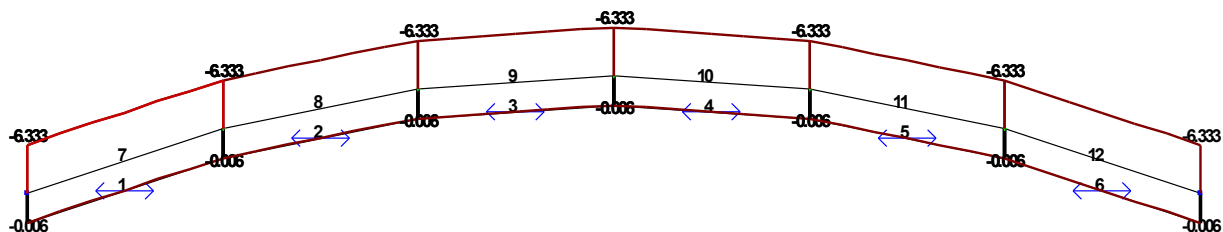
Розрахункова схема



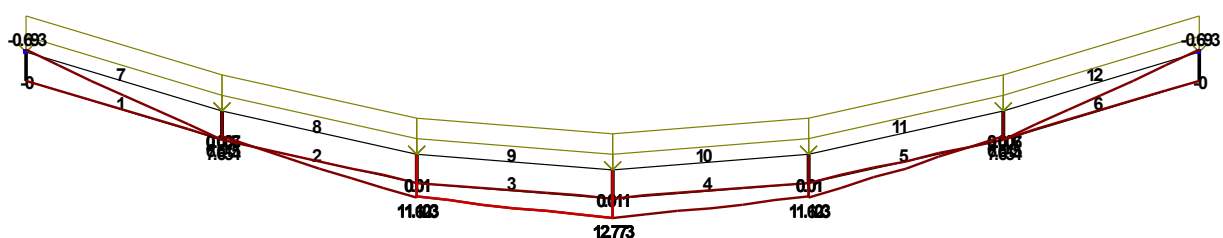
Деформативна схема з урахуванням переміщення вузлів з врахуванням попереднього напруження



Епюра згинальних моментів від заданого температурного впливу



Епюра згинальних моментів для другого сполучення



Коефіцієнти поєднення

№ загруз.	Вид	1	2
1	Постоянная(П)	1	1
2	Постоянная(П)	1	1
3	Постоянная(П)	1	0

Перміщення вузлів

	3	4					
	1 - 1						
X	-141195	-357816					

Z	-0.186421	-0.747498					
UY	.526007						
	2 - 2						
X	-0.045730	-0.045602					
Z	-7.98531	-13.3157					
UY	3.66073						

Зусилля в стержнях

10_	9 - 1	9 - 2	9 - 3	9 - 4	9 - 5				
	3	3	3	3	3				
	4	4	4	4	4				
	1 - 1								
N	-53.178	-51.34	-53.098	-52.078	-52.078				
M	.84319	1.3207	1.1467	1.9462	1.0142				
Q	3.2030	1.5670	1.0870	.56504	-.00095				
	2 - 2								
N	-8.4328	-8.5628	-9.3118	-9.8228	-9.8228				
M	6.5560	8.1235	8.2466	8.3491	8.3471				
Q	3.1480	2.4570	1.8910	.54504	-.00095				

Після виконаних розрахунків можна зробити такі висновки, що армування виконанне вірно і в межах допустимого, розрахункові схеми схожі, поєднання навантажень подібне.

№ елемента	Арм-ня по ручному роз-нку, см ²	Арм-ня по роз-нку ПК Лира, см ²	Розходження см ²	Розходж. у відс., %
Поперечне (ребро)	1,63	1,05x2=2,1	0,47	21
Повздожнє (ребро)	5,28	3,8x2=7,3	2,02	20,4

4. Технологія будівництва.

4.1. Методи виконання будівельно-монтажних робіт.

Організація будівельного виробництва забезпечує цілеспрямованість всіх організаційних, технічних і технологічних рішень на досягнення кінцевого результату - введення в дію об'єкта з необхідною якістю у встановлені терміни.

До початку будівництва об'єкта повинні бути виконані заходи і роботи по підготовці будівельного виробництва в обсязі, що забезпечує здійснення будівництва запроектованими темпами, включаючи проведення загальної організаційно-технічної підготовки до виробництва СМР.

Будівництво кожного об'єкта допускається здійснювати тільки на основі попередньо розроблених рішень по організації будівництва і технології виконання робіт, які повинні бути прийняті в ПОС та ППР.

Будівництво повинне вестися в технологічній послідовності відповідно до календарного плану з урахуванням обгрунтованого сумісництва окремих видів робіт.

При організації будівельного виробництва повинно передбачатися своєчасне будівництво під'їзних шляхів, створення складського господарства, розвиток виробничої бази будівельних організацій, підготовка приміщень житлового та соціально-побутового призначення і комунального господарства в обсязі, необхідному для потреб будівництва з урахуванням можливостей тимчасового використання запроектованих постійних будівель та споруд.

Монтаж конструкцій одноповерхових промислових будівель характеризується:

- великими розмірами будівель у плані;
- необхідністю монтажу ряду конструкцій через їх велику вагу та висоти окремими частинами чи двома кранами;
- необхідністю, у ряді випадків для прискорення здачі об'єкту у експлуатацію, суміщати на одному об'єкті монтаж конструкцій із монтажем технологічного обладнання.

У залежності від можливості та доцільності суміщення загально будівельних робіт, монтажу конструкцій та технологічного обладнання промислові будівлі зводять відкритим, закритим, суміщеним та комбінованим методами.

В дипломному проекті прийнятий закритий метод виконання будівельно-монтажних робіт за яким спочатку виконують усі роботи із зведення підземної частини на участку монтажу конструкцій, після чого здійснюють монтаж конструкцій надземної частини будівлі, технологічного обладнання, трубопроводів та виконують усі оздоблювальні роботи.

До робіт підземного циклу входять усі роботи із зведення підземних конструкцій – фундаменти під будівлю та обладнання, підвальні поверхи із перекриттями над ними, прокладені та засипані усі комунікації, улаштована підготовка під підлоги у безпідвальних будівлях та їх частинах. Завершують ці роботи плануванням території.

Одноповерхові промислові будівлі зводяться роздільним та комплексним методами, але основним методом монтажу цих будівель є змішаний.

Монтаж промислових будівель здійснюється:

- легкого типу – самохідними стріловими кранами на гусеничному та пневмоколісному ході;
- середнього типу – самохідними стріловими, козловими та баштовими кранами;
- важкого типу – баштовими кранами великої вантажопідйомності разом із гусеничними та баштово – стріловими в якості допоміжних.

Для монтажу будівель легкого та середнього типу часто використовують попереднє розкладання конструкцій монтажу у монтажній зоні крану. Для монтажу будівель важкого типу конструкції подаються безпосередньо під монтажний кран.

Для скорочення часу зведення одноповерхових промислових споруд за рахунок поточної організації монтажу, у плані вони розбиваються на ділянки

та захватки. Монтажні роботи у свою чергу розбиваються на монтажні та інші процеси, які виконуються окремими потоками. При цьому розрізняють кранові та безкранові потоки. До кранових належать монтаж конструкцій каркасу: колон, підкранових балок, несучих конструкцій покриття, плит покриття та стінових панелей. До безкранових – улаштування стиків усіх конструкцій.

Кожен потік виконує ланка або бригада монтажників та кран. При цьому з умов охорони праці на захватці може працювати тільки один крановий потік. Крім того, до початку монтажу конструкцій наступним потоком і вище розташованих конструкцій, стики повинні набрати потрібну міцність.

Конструкції для монтажу заздалегідь розкладаються у місця встановлення, або подаються прямо під кран автомобілем чи іншим транспортом.

Знаючи монтажні характеристики всіх конструкцій, користуючись довідниками монтажних кранів, вибирають монтажні крани, з яких комплектують 2,3 варіанти. Внаслідок техніко-економічного порівняння за трьома показниками вибирають кращий комплект. При цьому, по вимозі замовника, може бути прийнятий комплект, який дозволяє виконати роботи швидше або дешевше.

4.2. Організаційно-технічна підготовка до будівництва.

Загальна організаційно-технічна підготовка до будівництва має виконуватись у відповідності з правилами договорів про підряд і включати:

- забезпечити будівництво проектно-кошторисною документацією;
- оформити договір підряду;
- встановити субпідрядні організації, поставників обладнання, матеріалів та конструкцій;
- встановити послідовність та виконавців робіт;
- вигородити будівельний майданчик, забезпечити його транспортним та протипожежними проїздами, електро- та водопостачанням;
- виконати монтаж інвентарних споруд, підготувати склади та майданчик для складування;

- забезпечити будівництво засобами зв'язку та протипожежною сигналізацією;
- своєчасно забезпечити будівництво необхідними будівельними машинами та механізмами.

Для встановлення послідовності та термінів виконання робіт розробляється календарний план будівництва.

Календарний план будівництва розробляється на основі загальної організаційно-технічної схеми встановлює черговість та строки будівництва основних та допоміжних будівель та споруд, пускових комплексів та робіт підготовчого періоду з розподіленням капітальних вкладів та об'ємів будівельно-монтажних робіт по етапах будівництва за часом. Календарним планом планують роботи в збільшеному вигляді по окремим об'єктам.

Обсяг робіт характеризують кошторисною вартістю будівельно-монтажних робіт, або капітальних вкладень (у вигляді дробу: у чисельнику – капітальні вкладення, у знаменнику – об'єм будівельно-монтажних робіт).

Для багаторічного будівництва обсяг робіт показують по рокам, а при строках менше двох років – по кварталах.

За даними календарного плану будівництва будують графіки потреби у робочих кадрах, матеріальних ресурсах, загальних машинах та транспорту.

Вихідними даними для складання календарного плану є будівельна, кошторисна та інші частини проекту, у тому числі окремі розділи проекту організації будівництва.

4.3. Розрахунок потреби в будівельних машинах і механізмах.

Для виконання будівельно-монтажних робіт приймається кількість механізмів, що визначається на основі фізичних об'ємів, об'ємів вантажного перевезення і норм виробки будівельних машин і механізмів.

№п.п.	Найменування	Марка	Характеристика	Кількість
1	Екскаватор	ЕО-2561	Ємкість ковша 0,25м ³	1
2	Бульдозер	Д-159Б	Довжина відвалу 2,3м	1
3	Гусеничний трактор	МКГ-25БР	Вантажопідйомність	1

4	Баштовий кран	КБ-403	Вантажопідйомність 8т	
5	Автомобільний кран	КС-3575А	Вантажопідйомність 6т	1
6	Автомобільний кран	КС-3571	Вантажопідйомність 10т	1
7	Автомашина бортова	ЗИЛ-156	Вантажопідйомність 3т	1
8	Автосамоскид	Краз-256	Ємкість кузова 6м ³	1
9	Тягач	МАЗ-205А	Вантажопідйомність 12т	1
10	Пересувна компресорна станція	ЗІФ-55	Продуктивність 5м ³ /год	1
11	Електролебідка	-	Вантажопідйомність 0.75т	1
12	Ручний компресор	-		1
13	Будівельно-монтажний пістолет	СМП-3		1
14	Електродріль	И-28А	Потужність 2кВт	1
15	Пістолет-розпилувач	С-45	Потужність 1,5кВт	1
16	Ущільнювач пневматичний	І-175	Потужність 32кВт	1
17	Асфальтоукладач	Vogele Super 11.82/1600 -2	Потужність укладання 600т/ч	1
18	Каток	FOTON FS818	-	1
19	Зварювальний трансформатор	СТН-500	Потужність 32кВт	1

4.4. Розрахунок потреби в робочих кадрах та тичасових спорудах.

Потрібна кількість працюючих визначається виходячи з нормативної трудомісткості і тривалості будівництва. Нормативна трудомісткість об'єкта складає: 125314 люд/год. чи 15664 люд/днів. приймаємо кількість

будівельників - 27 чол., в тому числі :

а) І.Т.Р. (11%)-2 чол.

б) Робітники (84,5%) - 24 чол.

в) службовці (3%) -2 чол.

Тривалість обідньої перерви - 1 год.

Тип склада	Норма на 1 млн.грн. річного об'єму робіт	Потрібна площа на максимальний об'єм БМР
Закритий опалювальний	15	4
Відкритий майданчик	356	52

Потреба в адміністративно-побутових приміщеннях визначена виходячи із числа працюючих в найбільш завантажену зміну і нормативних показників інвентарних споруд на одну людину.

Кількість працюючих в найбільш численну зміну приймається в розмірі 60% від загальної кількості працюючих та становить : $24 \times 0,6 = 15$ люд. Приймаємо що кількість ІТП, службовців, МОП та охорони в найбільш завантажену зміну складає 50% від загальної кількості та складає: $5 \times 0,8 = 4$ люд.

Розрахунок потреби в приміщеннях наведено в таблиці.

№ п/п	Найменування	Норма площі на одну людину м ²	Кількість працюючих люд.	Потрібна площа м ²
1	Кантора прораба	3	8	32
2	Гардеробна	0.6	24	22
3	Душова	0.72	24	25
4	Приміщення для обігрівання	0.15	24	3
5	Туалет	0.081	28	3
6	Приміщення для прийому їжі	0.15	28	8

Для тимчасових приміщень планується використати пересувні вагончики.

4.5. Розрахунок потреби будівництва в енергоресурсах та воді.

Електропостачання будівництва забезпечується від діючих систем або інвентарних пересувних джерел електропостачання.

Виробничий корпус приєднуємо до діючих електричних мереж електропостачання.

Розрахунок навантажень по встановленню потужності електричних приймачів і коефіцієнт запиту з диференціацією по видах споживачів.

$$P_p = \alpha \left(\sum \frac{k_{1c} P_c}{\cos \varphi} + \sum \frac{k_{2c} P}{\cos \varphi} + \sum k_{3c} P_{OB} + \sum k_{4c} P_{OH} \right)$$

Де α - коефіцієнт, що враховує втрати потужності в мережі, у залежності від довжини і перетину, $\alpha = 1,1$

$k_{1c}, k_{2c}, k_{3c}, k_{4c}$ - це коефіцієнти попиту, що залежать від числа споживачів (нормативна величина)

P_c - потужність силових споживачів у кВт

P_m - потужність для технологічних нестатків, у квт (нормативна величина)

P_{OB} - потужність пристроїв внутрішнього освітлення, у квт

- - потужність пристроїв зовнішнього освітлення.

$$P_{заг} = 1.1 \left(\left(\frac{0.5 \times 4}{0.76} + \frac{0.35 \times 4}{0.4} + \frac{6.47 \times 7}{0.8} \right) + 0.98 \times 0.8 + 12.17 \right) = 66.94$$

Приймаємо трансформатор ТМ 100/6 квт.

Потужність мережі внутрішнього освітлення.

Споживачі	одиниці виміру	Рів, квт
контора виконроба	100 м2	0,0999
гардероб з умивальником	100 м2	0,0486
приміщення для прийому їжі	100 м2	0,0486
приміщення для обігріву робітників	100 м2	0,0486
туалети	100 м2	0,018
майстерні сантехнічні	100 м2	0,0722

закриті склади	100 м2	0,4604
майстерні	100 м2	0,1792
прохідна	100 м2	0,006

Живлення будівельного майданчика передбачено від існуючої трансформаторної підстанції ТП-366 підключеною до місцевих мереж.

Використання води для задоволення виробничих потреб практично не передбачається. Бетон та розчин доставляється на майданчик готовими, а опоряджувальні роботи виконуються з мінімальною кількістю мокрих процесів.

Витрати води на господарчо-побутові потреби визначаються за формулою:

$$Q_2 = K_2$$

Для розрахунку прийнято :

q_2 – питома витрата води на господарсько-побутові потреби — 25л/зміну;

n_2 – число працюючих в найбільш завантажену зміну — $51 \times 0,6 = 31$ люд;

K_2 – коефіцієнт нерівномірності споживання води — 1,5 ;

q_2^1 – витрати води на приймання душа одним працюючим — 30л;

n_2^1 – число працюючих, які користуються душем — $31 \times 0,4 = 12$ люд;

t_2 – термін дії душової установки — 45 хв.

t_1 – час роботи споживачів — 8 год.

$$Q_2 = 1,5 = 1,5 (0,040 + 0,13) = 0,26 \text{ л/сек}$$

Згідно з табл.6 “ Посібника з розробки проектів організації будівництва” показник витрати води на потреби пожежогасіння при об'ємі будівлі 9600 м³ та II ступеню вогнестійкості і складає $Q = 20,0$ л/сек.

Сумарна витрата води для забезпечення потреб будівництва складає $Q_{\text{общ.}} = 0 + 0,20 + 15 = 15,2$ л/сек

Джерелом водопостачання є артезіанська свердловина, яка влаштована на майданчику.

Точка підключення тимчасових мереж водопостачання та розміщення пожежних гідрантів див. креслення Буд генплан.

Споживачами стиснутого повітря є пневмотрамбовки та фарбувальні апарати.

- пневмотрамбовки 2 шт. $\times 0,8 = 1,6 \text{ м}^3/\text{хв}$.
- фарбувальні апарати 2шт. $\times 0,25 = 0,5 \text{ м}^3/\text{хв}$.

Потужність компресорної установки визначається за формулою:

$$N = m \sum q K_o = 1,4 \times (1,6 + 0,5) \times 0,9 = 2,65 \text{ м}^3/\text{хв}$$

Для забезпечення будівництва стиснутим повітрям приймається пересувна компресорна станція ПКС -5 продуктивністю $5 \text{ м}^3/\text{хв}$.

4.6. Заходи по техніці безпеки, охороні праці та навколишнього середовища в будівництві.

При підготовці та виконанню будівельно-монтажних робіт необхідно виконувати вимоги слідуючих нормативних документі:

- ДБН А.3.1.5-96 “ Організація будівельного виробництва”
- СніП ІІІ-4-80* “ Техника безопасности в строительстве”;
- ДНАОП 0.00-1.03-93 “ Правила установки и безопасности эксплуатации грузоподъемных кранов”
- ДНАОП 0.00-5-04-66 «Инструкция по безопасному ведению работ стропильщиков (зацепщиков), обслуживающих грузоподъемные краны»;
- інструкція заводів виготовлювачів будівельних кранів;
- ГОСТ 1.1.013-78 “ Строительство.Электробезопасность.Общие требования ”;

Ручний електрофікований інструмент повинен відповідати вимогам ГОСТ 12.2013-87 ССБТ “ Машины ручные электрические»

Експлуатація електрофікованого інструмента необхідно виконувати у відповідності до вимог пунктів 3.2.14÷3.2.27 НАОП 1.1.10-1.04-85 та правил безпеки експлуатації передбачено ГОСТ 12.1.013-78, ГОСТ 12.2.010 -75 та інструкції заводу виробника

Технологічна оснастка (опалубка, підтримуючі конструкції, засоби підмоцнування, тара для бетонної суміші, розчину, сипких і штучних матеріалів) вантажнозахватний пристрій, пристосування для вивірення і тимчасового

закріплення конструкцій повинні експлуатуватися згідно експлуатаційних документів заводу-виробника розділ 4 СНІП III-4-80*, а також розділи 3,5 НАОП 1.1.10-1-04-85.

Засоби підмоцнування та інші пристосування, що забезпечують безпеку виконання робіт повинні відповідати вимогам ГОСТ 1.2.012-75, ГОСТ 24259-80,ГОСТ 24258-80.

Вантажно-розвантажувальні роботи при підготовці та при виконанні будівельно-монтажних робіт необхідно виконувати відповідно вимогам ГОСТ 1.2.012-75, ГОСТ 24259-80,ГОСТ 24258-80.

Керівники будівельно-монтажних організацій запов'язані забезпечити всіх робітників санітарно-побутовими приміщеннями,обладнаними відповідності до гігієнічних вимог, улаштування санітарно - побутових приміщення затверджених Міністерством охорони здоров'я України ,спецодяг,спецвзуття та іншими засобами індивідуального захисту у відповідності до галузевих норм та ГОСТ12.4.011-75.

Підготовка та введення в дію санітарно-побутових приміщень повинні бути закінченні до початку основних будівельно-монтажних робіт на об'єкті.

Будівельний майданчик обгородити згідно ГОСТ 23407-78 та встановити кордони небезпечних зон згідно ГОСТ 12.4.026-76 і вимогам СніП III-4-80.в робочій зоні повинні бути вивішені попереджувальні знаки безпеки та плакати попереджуючі про небезпеку, аналогічні знаки повинні бути. вивішені у всіх небезпечних місцях,в районі піднімальних кранів та інших механізмів.

При в'їзді на територію будівництва необхідно установити схему внутрішньо — майданчикових доріг і проїздів з показними місцями складування матеріалів і конструкцій, місць розвороту транспортних засобів,об'єктів пожежного водозабезпечення.

Територія будівельного майданчика, проїзди та проходи в темний час доби повинен бути освітленими.

Майданчик для вантажно-розвантажувальних робіт повинна бути спланований та мати уклон не більше 5‰

Металеві будівельні ліса, металеві огорожі місць праці, корпуси обладнання машин і механізмів з електроприводом повинні бути заземлені до початку будь-яких робіт.

Струмоведачі частини електроустановок повинні бути ізольовані, огорожені чи розміщені в містах недосяжних для випадкового доторкання до них.

На період будівництва передбачається влаштування тимчасової огорожі будівельного майданчика з окремим в'їздом для розділення вантажопотоків основного виробництва та будівельного циклу.

При монтажі тимчасових ліній електропостачання необхідно розташувати дроти та підйомні троси на висоті не менше 4-5м, а в місцях проїзду автотранспорту — не менше 6м.

Охорона навколишнього середовища

Природоохоронними заходами передбачається:

- відведення стічних вод з поверхні на рельєф по організованим водовідводам по заранні спланованій поверхні майданчика та тимчасовим водоперепускам, що запобігають техногенній ерозії ґрунту;
- прибирання сміття з застосуванням закритих лотків та бункерів-накопичувачів, що запобігає засміченню повітряного басейну;
- максимальне використання будівельного сміття для зворотніх засипок та підготовок підґрунтя під підлоги, відмостки, тротуари і т.інше.

Територія будівництва повинна бути обладнана засобами пожежної безпеки згідно з НАПБ А.01.001-04 “ Правила пожежної безпеки в Україні”.

В якості протипожежних засобів на майданчику будівництва дитячого садка на 60 місць передбачено:

- навчання інженерного персоналу і робітників виконанню протипожежних заходів по безпечному виконанню робіт;

- в місцях, де є горючі чи легкозаймісті матеріали, куріння заборонено і дозволяється тільки в радіусі більше 50 м від них;
- необхідно забезпечити вільні проходи і проїзди по території будівництва, своєчасно звільнити будівельні ділянки від займистополум'яних відходів виробництва;
- газополум'яні роботи виконувати у спеціально відведених місцях;
- влаштування укомплектованих пожежних щитів;
- влаштування показників пожежних гідрантів;
- влаштування протипожежних плакатів та попереджувальних написів;
- призначення відповідального за пожежну безпеку лінійних інженерно технічних робітників.

4.7. Вимоги по пожежній безпеці на будівельному майданчику.

Пожежна безпека на будівельному майданчику, ділянках робіт, робочих місцях повинна забезпечуватись у відповідності з вимогами ДБН В.1.1-7-2002 “Пожежна безпека об’єктів будівництва” та вимогам ГОСТ 12.1.004-91 ССБТ. Пожежна безпека. Загальні вимоги.

На території будівництва встановити звукові пристрої для подачі сигналу тривоги, біля яких вивісити напис *Пожежний сигнал*. Встановити ящики з піском, бочки з водою та протипожежний щит з інвентарем для гасіння пожежі. Протипожежний інвентар розмістити в місцях, вказаних на схемі буд генплану.

На території будівництва забороняється:

- розпалювати вогнища;
- палити в місцях зберігання та застосування легкозаймістих горючих рідин, синтетичних смол та інших горючих та легкозаймістих матеріалів. Палити дозволяється тільки у спеціально відведених для цього місцях, обладнаних засобами пожежегасіння, урнами, ящиками з піском та бочками з водою. У місцях для куріння повинен бути напис *Місце для паління*;
- зберігати горючі та легкозаймісті рідини у відкритій тарі, наливати їх відрами. А також за допомогою сифона;

- застосовувати і зберігати матеріали та вироби, на які немає затверджених ДБНів, РТУ, ВТУ чи в цих документах не вказані показники вибухової та пожежної безпеки займистості та огнестійкості;

- загороджувати проїзди, під'їзди, входи та виходи, а також підступи до пожежного гідранта, інвентаря та обладнання, засобів зв'язку. Всі під'їзди, дороги, пожежні гідранти повинні знаходитись у справному стані і вільні для проїзду та під'їзду до них, а в нічний час освітлені;

- суміщати зварювальні роботи з роботами, пов'язаними з використанням горючих та легкозаймистих рідин;

Будівельний майданчик та будівлю, що зводиться – слід постійно тримати у чистоті. Будівельні відходи щоденно прибирати з місць виконання робіт та з території будівництва. Місця звалищ відходів. Що горять, винести з території будівельного майданчика на відстань не менше 50 метрів від будівлі, що зводиться та тимчасових приміщень.

Тимчасове зберігання деревини та інших відходів, що горять, може бути допущено безпосередньо на території будівництва на відстані не менше 30 метрів від будівлі, що зводиться, та тимчасових приміщень в кількості не більше 3-х добового надходження цих відходів з об'єктів будівництва;

Зварювання та розігрів мастик та бітуму дозволяється у спеціально відведених для цього місцях на відстані від будівель і споруд 4-го та 5-го ступеню вогнестійкості не менше 30 метрів біля варочного котла передбачити комплекти протипожежних засобів: вогнегасники, лопати, сухий пісок.

Місце зварювання та розігріву мастик ат бітуму повинно бути обнесене земляним валом не менше 0.3 метра. Топочний отвір котла повинен бути обладнаний відкидним козирком з вогнетривкого матеріалу. Котли для зварювання та розігріву ізоляційних та бітумних мастик повинні бути у справному стані з кришками, що вільно зачиняються. Заповнення котлів дозволяється не більше ніж на $\frac{3}{4}$ місткості.

Підігрівати бітумні речовини всередині приміщень слід в електричних бачках. Доставку бітумних мастик робочих місць здійснювати у спеціальних металевих бачках, що мають форму зрізаного конуса.

До робіт з вогнем допускати тільки осіб, що закінчили технікум ат мають спеціальне посвідчення, спеціальний талон на право допуску до робіт з вогнем і письмовий дозвіл осіб, відповідальних за пожежну безпеку на даному будівництві. Зварювальні та інші роботи з вогнем проводити у відповідності з СНиП III-4-80* (Техніка безпеки в будівництві).

Місця проведення електрозварювальних робіт та встановлення зварювальних трансформаторів ретельно очистити від горючих матеріалів у радіусі не менше 5 метрів. Для захисту горючих конструкцій від дії тепла та іскор встановити переносні огороження (захисні екрани) з вогнетривкого матеріалу та забезпечити засобами пожежегасіння (вогнегасниками, лопатами, ящиками з піском, бочками з водою).

Щити настилу, що можуть горіти. Обробити вогнезахисними речовинами.

У всіх пожежонебезпечних місцях вивісити інструкції, попереджуючі знаки пожежної безпеки.

Перелік літератури

1. Легкі металеві конструкції в Україні // Строительство Украины. 1998. №3.
2. ДБН В.1.2 2:2006 "Навантаження і впливи".
3. ДБН В.2.2.-9-99 "Громадські будівлі та споруди".
4. КРАТКИЙ СПРАВОЧНИК АРХИТЕКТОРА (Гражданские здания и сооружения) под общей редакцией Ю.Н.Коваленко;
5. Л.Е.Линович. "Расчет и конструирование частей гражданских зданий"
6. Пособие по проектированию ограждающих конструкций зданий. Научно-исследовательский институт строительной физики ГОССТРОЯ СССР (НИИСФ);
7. Н.С.Примаков "Расчет рамных конструкций одноэтажных промышленных зданий";
8. ДБН 360-92** "Містобудування. Планування і забудова міських і сільських поселень";
9. ДНАОП 0.00-1.32-01. Правила будови електроустановок. Електрообладнання спеціальних установок, 2001р.
10. ДБН В.2.5-23:2010 «Проектування електрообладнання об'єктів цивільного призначення»;
11. Руководство по проектированию оснований зданий и сооружений. НИИОСП им.Н,М.Герсеванова.
12. СНИП 3.05-06-85 «Електротехнічні пристрої»;
13. ДБН В.2.5-28-2006 «Природне і штучне освітлення»;
14. ДСТУ Б В.2.5-38-2008 «Улаштування блискавкозахисту будівель і споруд».
15. ДНАОП 0.00-1.29-97 «Правила захисту від статичної електрики».
16. ДБН В.2.5-27-2006 «Захисні заходи електробезпеки в електроустановках будинків і споруд».
17. ДБН В 2.5-13-98 „Пожежна автоматика будівель та споруд”,

18. ВБН В.2.2-45-1-2004 “Проводные средства связи” та ПУЕ.
19. СНиП 2.09.04-87* «Административные и бытовые здания» (зі змінами);
20. ДБН В.1.1-7-2002 «Пожежна безпека об’єктів будівництва»;
21. Руководство по проектированию оснований зданий и сооружений. - М.: Стройиздат, 1978.
22. ДБН В.2.1-10-2009. Основи і фундаменти будівель та споруд.
23. Проектирование фундаментов мелкого заложения для сооружений аэропортов: Учебное пособие. - Киев: КИИГА, 1990. - 80 с.
24. ДСТУ Н.Б.В.1.1-27:2010. Будівельна кліматологія.
25. ДБН В.2.6-98:2009. Бетонні та залізобетонні конструкції.
26. ДБН В.2.6-163:2010. Сталеві конструкції. Норми проектування, виготовлення і монтажу.
27. ДБН В.3.1-5-2009. Організація будівельного виробництва.
28. Технология строительного производства: Справочник / С.Я. Луцкий, С.С. Атаев, Л.И. Бланк и др.; Под ред. С.Я.Луцкого, С.С.Атаева. - М.: Высш. шк., 1991.
29. Технология и организация строительного производства: Учебник для техникумов/ Н.Н. Данилов и др. - М.: Стройиздат, 1988.
30. Строительные краны: Справочник / В.П. Станевский, В.Г. Моисеенко и др. - К.: Будівелник , 1989.
31. Организация и планирование строительства и капитального ремонта аэропортов: Методическое пособие / Ю.К. Сенчук. - К.: КИИГА, 1974.
32. Строительная механика: Учеб. для строит. спец. вузов / Дарков А.В., Шапошников Н.Н. - 8-е изд., перераб. и доп. - М.: Высш. шк., 1986.
33. Охрана труда в строительстве : Учеб. для строит. вузов и фак./ Пчелинцев В.А. и др. - М., Высш. шк., 1991. -250 с.
34. ДБН В.2.6-162:2010 Кам’яні та армокам’яні конструкції.
35. ДБН А.3.2-2-2009 Охорона праці і промислова безпека в будівництві. Основні положення.
36. ДБН В.1.1.7–2002. ПОЖЕЖНА БЕЗПЕКА ОБ’ЄКТІВ БУДІВНИЦТВА

37. Дикман Д.Г. "организация планирования и управления строительным производствам" – М. ВШ, 1988
38. Пособие по разработке проектов организации строительства и проектов производства работ
39. Соломанцев М.Н. "Организация строительного производства" Учебно-методическое пособие, Харьков, ХГТУСА, 1999