

Міністерство освіти і науки України

Центральноукраїнський національний технічний університет
Кафедра будівельних, дорожніх машин і будівництва

«Допустити до захисту»

Зав. кафедри БДМБ, канд. техн. наук,
проф.

_____ В. Настоящий
«___» _____ 2021 р.

**КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА
ОСВІТНЬО-КВАЛІФІКАЦІЙНОГО РІВНЯ «МАГІСТР»**

на тему «Дослідження несучої здатності низького ростверку у складі пальових
фундаментів»

Виконав: магістрант 2 курсу, групи БІ-20МЗ,
спеціальності 192 «Будівництво та цивільна
інженерія»

(шифр і назва напрямку підготовки, спеціальності)

О. Карпенко
(прізвище та ініціали)

Керівник доц. Хачатурян С.Л.
(прізвище та ініціали)

Кропивницький
2021

Факультет центр заочної та дистанційної освіти
Кафедра будівельних, дорожніх машин і будівництва
Освітньо-кваліфікаційний рівень магістр
Спеціальність 192 «Промислове і цивільне будівництво»
(шифр і назва)

ЗАТВЕРДЖУЮ
Завідувач кафедри

“___” _____ 2021 року

З А В Д А Н Н Я **на магістерську роботу студентіві**

Карпенку Олександр Валерійовичу
(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема роботи Дослідження несучої здатності низького ростверку у складі пальових фундаментів
 2. Керівник магістерської роботи к. т. н., доц. Хачатурян С.Л.
(прізвище, ім'я, по батькові, науковий ступінь, вчене звання)
- затверджені наказом вищого навчального закладу від «02» серпня 2021 року №50-13
2. Строк подання студентом роботи 30.11.2021 року.
 3. Вихідні дані до проекту
 1. Клас відповідальності будівлі – 1.
 2. Район будівництва – станція Павлиш Онуфріївського району Кіровоградської області
 4. Зміст розрахунково-пояснювальної записки (перелік питань, які потрібно розробити).
 1. Архітектурно-будівельна частина.
 2. Розрахунково-конструктивна частина.
 3. Дослідницький розділ.
 4. Технологічно-організаційна частина.
 5. Економічна частина.
 6. Охорона праці.
 5. Перелік графічного матеріалу (з точним зазначенням обов'язкових креслень)
Мультимедійна презентація з наочним поясненням методики та результатів:
 1. Дослідження несучої здатності ростверку – плакат.
 2. Модельні дослідження роботи ростверку у складі підсиленого палями стрічкового фундаменту мілкового закладання та нового пальового фундаменту – плакат.
 3. Графіки залежності осідання-навантаження для моделі №1 – плакат.
 4. Графіки залежностей - плакат.
 5. Частка ростверку у несучій здатності фундаменту – плакат.
 6. Чисельне моделювання роботи ростверку у складі пальового та підсиленого палями стрічкового фундаменту мілкового закладання – плакат.
 7. Графіки залежностей – плакат.
 8. Розташування паль у куці – плакат.
 9. Деформації ґрунтової основи – плакат.
 10. Програма модельних випробувань – плакат.

6. Консультанти розділів проекту

Розділ	Прізвище, ініціали та посада консультанта	Підпис, дата	
		завдання видав	завдання прийняв
Архітектурно-будівельний	к.т.н., доц. Яцун Вол. Вол.		
Дослідно-конструкторський	к. т. н., доц. Хачатурян С.Л.		
Розрахунково-конструктивний	к. т. н., доц. Хачатурян С.Л.		
Організаційно-технологічний	к.т.н., доц. Скриннік І.О.		
Охорона праці	к.т.н., доц. Дарієнко В.В.		

7. Дата видачі завдання 10.09.2021 року**КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН**

№ з/п	Назва етапів дипломного проекту	Строк виконання етапів проекту	Примітка
1.	Складання генерального плану	10.09. – 17.09.	
2.	Розробка архітектурно будівельного розділу	18.09. – 28.09.	
3.	Виконання дослідно-конструкторської частини та розрахунків будівельних конструкцій і фундаментів	1.10. – 13.10.	
4.	Розробка архітектурно-будівельних креслень	15.10. – 25.10.	
5.	Розробка плакатів дослідно-конструкторської частини та креслень будівельних конструкцій	26.10. – 4.11.	
6.	Розробка організації та технології будівельного виробництва.	6.11. – 12.11.	
7.	Складання технологічної карти та будгенплану	13.11. – 17.11.	
8.	Складання кошторисів до економічного розділу	18.11. – 23.11.	
9.	Розробка заходів з охорони праці	23.11. – 29.11.	
11.	Оформлення альбому документів	30.11. – 01.12.	

Студент

(підпис)

Карпенко О.В.
(прізвище та ініціали)

Керівник проекту

(підпис)

доц. Хачатурян С.Л.
(прізвище та ініціали)

Дослідження несучої здатності низького ростверку у складі пальових фундаментів. Карпенко О.В. Кваліфікаційна робота на здобуття ОКР «Магістр». – Кропивницький: ЦНТУ, кафедра будівельних, дорожніх машин і будівництва. 2021. – 108 стор. текст. част.; 20 таблиць; 23 рисунки; 50 бібліографічний список.

Метою магістерської роботи є дослідження роботи ростверку нового пальового фундаменту і підсиленого палями стрічкового фундаменту мілкового закладання з урахуванням його складових.

Задачами роботи є виконати огляд експериментальних досліджень впливу низького ростверку на роботу пальового фундаменту, виявлення якісної картини та особливостей сумісної роботи існуючого стрічкового фундаменту мілкового закладання та паль при його підсиленні на мало масштабних моделях, виявлення якісної картини та особливостей роботи ростверку нового стрічкового пальового фундаменту на мало масштабних моделях, шляхом чисельного моделювання, в якому використовується пружно-пластична модель ґрунту, методом скінчених елементів (МСЕ) проаналізувати напружено-деформований стан систем «існуючий фундамент-палі підсилення-основа» та «ростверк-палі-основа» при різному кроці паль в поздовжньому напрямку.

Об'єктом дослідження є ростверк стрічкового пальового фундаменту.

Предметом дослідження в даній магістерській роботі є частка навантаження, котру сприймає ростверк, у несучій здатності стрічкового пальового фундаменту.

Наукова новизни одержаних результатів полягає у тому, що в даній магістерській роботі дістали подальшого розвитку методи дослідження напружено-деформованого стану пальового фундаменту з низьким ростверком, характер впливу різних факторів на його роботу та дослідження несучої здатності палі в складі пальового фундаменту.

Практичне значення отриманих результатів полягає в тому, що виявлені фактори, що впливають на несучу здатність системи паля-ростверк-основа для стрічкових фундаментів, що підсилюються палями, а також фактори, що впливають на несучу здатність системи паля-ростверк-основа для стрічкових пальових фундаментів.

Особистий внесок автора полягає в організації та проведенні фізичних досліджень на мало масштабних моделях, моделюванні методом скінчених елементів.

Ключові слова: ростверк, паля, стрічковий палевий фундамент, чисельне моделювання.

[illegible]

ВСТУП

Важливість пальових фундаментів трудно переоцінити, вони займають певне місце як в цивільному, так і в промисловому будівництві. Питанню взаємодіяння паль з ґрунтовим підмуром приділено увагу в багатьох роботах. На сьогодні природа роботи однієї палі є досить вивченою. Проте проблема функціонування та взаємодіяння декількох паль, зокрема в кущі, є недостатньо вивченим. Це можна пояснити тим, що взаємодіяння палі з навколишнім ґрунтовим масивом носить проблематичний нелінійно-просторову природу, а при зведені декількох паль з'являються додаткові чинники впливу, наприклад такі як: співвідношення розміру палі у перетині та дистанції між ними, віддалення між палями та довжиною паль, простору ростверку та довжини паль, жорсткості ростверку та тому подібне.

Характер і величина впливу ростверку на природу передачі навантаження на ґрунтове підніжжя пальового фундаменту та в результаті на його осідання, залежить не тільки від його форматів, але й від жорсткості. Виконання експериментальних досліджень на натурних зразках для виявлення такого впливу є складним і дорогим. Тому альтернативою для розв'язання цього питання є застосування способу комп'ютерного моделювання, котрий ґрунтується на програмах, які окреслюють нелінійне поведіння ґрунту.

					НЗНР-21 ПЗ				
Змн.	Арк.	№ документу	Підпис	Дата					
Розробив		Карпенко			Дослідження несучої здатності низького ростверку у складі пальових фундаментів Пояснювальна записка	Літ.	Арк.	Аркушів	
Перевірів		Хачатурян					1	108	
Т. контроль		Хачатурян				ЦНТУ, гр. БІ-20МЗ			
Н. контр.		Дарієнко							
Затвердив		Настоящий							

1. АРХІТЕКТУРНО–БУДІВЕЛЬНА ЧАСТИНА

1.1. Загальна характеристика району будівництва та місцеві умови будівельного майданчика

Склад вугілля, ємністю 4000 тони запроектований на станції Павлиш Онуфрієвського району в складі районної сільгосптехніки. Ділянка відведена під будівництво, знаходиться на території цієї організації. Межами ділянки сільгосптехніки є: з півночі колгоспна пашня і на відстані 800м територія буряк пункту, зі сходу розташовані сільськогосподарські поля, з півдня – під'їзна дорога та пашні, з заходу на відстані 500м, залізнична гілка та поля сівозбору.

Ділянка складу вільна від забудови та зелених насаджень. Рельєф ділянки спокійний із загальним ухилом в південно-західному напрямку до 1%. Відмітки поверхні в межах ділянки забудови змінюються від 100.00 до 100.75м. Кліматичні умови помірні зі середньорічною температурою $+7^{\circ}\text{C}$, та перепадом максимальних температур від -37°C до $+38^{\circ}\text{C}$.

Розміри ділянки районної сільгосптехніки 200x150м майже прямокутної форми з найбільшими виступами з півночі та заходу.

Згідно з інженерно-геологічними вишукуваннями ґрунтів основним прийнятий – суглинок з такими характеристиками $\gamma = 18 \text{ кН/м}^2$, $\rho = 2,7 \text{ т/м}^3$, $E = 18 \text{ МПа}$, $\varphi = 20^{\circ}$.

Ґрунтові води знайдені на глибині 5,8÷5,9м від поверхні землі. Забезпечення сільгосптехніки електроенергією – повітряне, з напругою в мережі 380÷220В. Всі інші комунікації прокладені зі сторони станції Павлиш. Райсільгосптехніка є перше початковою для постачання мінеральних добрив полів району, цьому рішення про будівництво складу на її території ціле образно.

					НЗНР-21 ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		2

1.2. Генеральний план

Будівля складу вугілля добрив розташована біля існуючих майданчиків з твердим покриттям для стоянки сільськогосподарської техніки. На північному-заході на відстані 50м розміщений склад аміачної води ємністю 800м³, трохи на південь розташований один з пожежних резервуарів ємністю 100м³. З заходу та сходу розміщені зелені насадження.

Проектована будівля відноситься до V-ої ступені вогнестійкості. Розташовані будівлі на території с/г техніки забезпечують необхідні протипожежні резерви та можливість проїзду та об'їзду пожежних машин. Для пожежегасіння передбачено наявність на території двох пожежних резервуарів ємністю 100м³ кожен.

В'їзд на територію сільгосптехніки передбачений з південної сторони. Відведення атмосферних вод від будівлі складу вирішується поперечним ухилом за вимощенням в межах 1%.

Проектні ухили за проїздами на території прийняті: поздовжній –1%, поперечний – 2%.

Озеленення території сільгосптехніки виконано насадженням дерев та кущів, посівом багаторічних трав та розбивкою квітників.

Тротуари та проїзди проектувалися з покриттям із мілко зернистого асфальтобетону марки III типу «Б» по основі з кам'яного щебеню М-1000.

Передбачені наступні заходи по охороні навколишнього середовища:

- для зменшення пило виділенню при вантажно-розвантажувальних роботах механізмів передбачуються огорожуючи фартухи;
- зменшення висоти розташування верхнього розподільного транспортеру до мінімуму;
- завантаження транспортних засобів при розвантаженні добрив виконують всередині складу;

					НЗНР-21 ПЗ	Арк.
						3
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

- при прив'язці необхідно виконати відвід снігових потоків без скидання їх у відкриті водойми.

1.3. Об'ємно-планувальне рішення складу вугілля

1.3.1. Призначення будівлі

Глибинний склад вугілля передбачений для довгострокового зберігання та видачі кускового та порошковидного незатареного вугілля з усередненим ухилом природного ухилу 36^0 і усередненою об'ємною вагою до $1,4 \text{ т/м}^3$.

1.3.2. Вміст складу

В глибинному складі вугілля запроектовані відсіки:

- відсік кускового вугілля вагою $1,2 \text{ т/м}^3$, місткістю відсіку 800 т;
- відсік брикетованого вугілля з об'ємною вагою $1,4 \text{ т/м}^3$, місткістю відсіку 800т;
- відділ прийому вугілля
- відсік коксованого вугілля з об'ємною вагою $1,2 \text{ т/м}^3$, місткість відсіку 1200т;
- відсік несортваного вугілля, місткість відсіку 1200т;
- електрощитова;
- ділянка видачі вугілля.

Розрахункова місткість складу складає 4000т. Режим роботи складу наступний: кількість змін при прийому та видачі добрив – одна, кількість робочих днів у році – 70. Коефіцієнт нерівномірності подачі автотранспорту – 1,5.

Враховуючи сезонність використання вугілля у сільському господарстві, викликають необхідність накопичення та зберігання їх на глибинних складах. Сухе незатаренне вугілля поступає на склад навалом в автотранспортних засобах типу ЗИЛ-ММЗ-554;555; МАЗ-503; ГАЗ-53Б,

Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата

НЗНР-21 ПЗ

Арк.

4

КАМАЗ та транспортних причепах. Автосамоскиди та авто потяги розвантажуються під навісом відділення прийому вугілля в два приймальних бункери БП-3, з яких похилим стаціонарним транспортером в хімічно стійкому виконанні вугілля постачається в елеватор ЦГ-650, підіймаючий вугілля на пересувний реверсивний стрічковий конвеєр типу П8050-20, який розподіляє вугілля по відсікам складу. На відмітці 8,500 розташований майданчик для обслуговування стрічкового конвеєру.

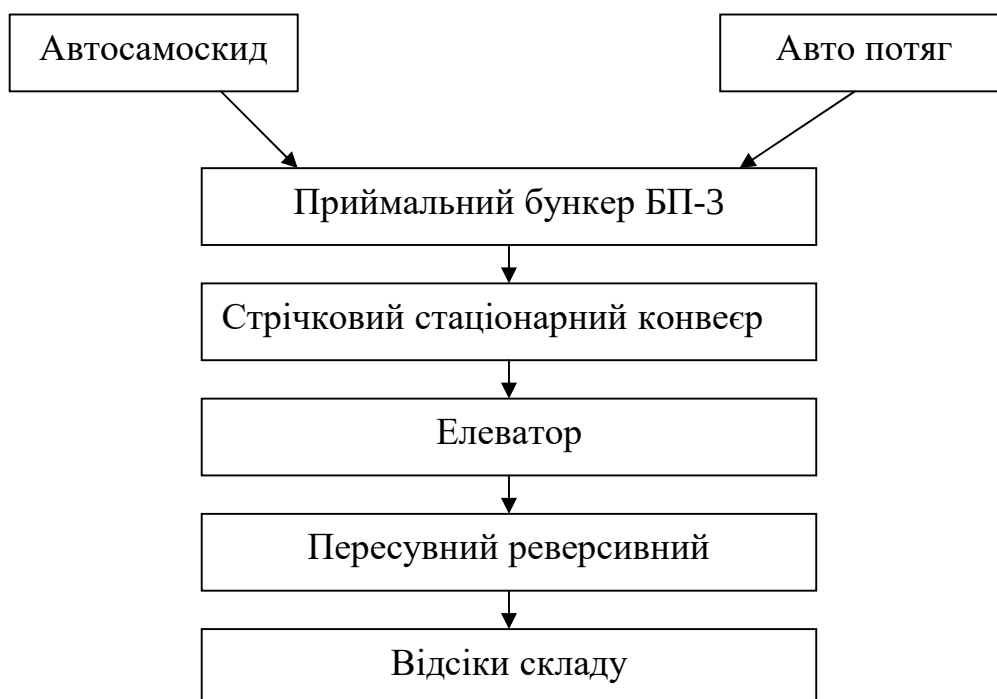


Рис. 1.1. Схема прийому вугілля

Висота відсіпання вугілля у відсіках (6,7м), забезпечується залізобетонними стінами, які ділять склад на відсіки. Зупинка конвеєру над вибраним відсіком проводиться кінцевим вимикачем, встановленим на майданчику галереї. Місце кріплення кінцевого вимикача уточнити при монтажі та налагодженні обладнання. Управління механізмами виконується комірником-оператором дистанційно з підлоги приймального відділення. Фіксацію встановлення авто потягів під місця розвантаження виконує по за відмітками, які необхідно нанести в процесі експлуатації на стіну складу.

Проектне рішення складу розроблено з урахуванням горизонтальної схеми зберігання. Ця схема буває: поздовжньо-поперечною, поздовжньою та поперечною.

В даному складі використовується поздовжньо-поперечна схема зберігання добрив у відсіках при яких вантажно-розвантажувальні роботи, а також підготовка вугілля до видачі виконується стаціонарними засобами механізації як це було вказано вище.

Вигрузка вугілля зі складу на автомобілі виконується завантажувачем ПКУ-0,8 через ворота відсіків. Цей комплекс машин та обладнання спонукає до покращення технології зберігання та складської обробки вугілля з найменшими затратами труда та засобів, а також недопускання втрат.

1.4. Архітектурно-конструктивне рішення складу мінеральних добрив

1.4.1. Каркас будівлі

Будівля складу не опалюється, розміри сторін у вісях 45×25м.

Склад запроектований з дерев'яних клеєних арочних конструкцій прольотом 24м, шагом арок 4,5м. Висота від кроку до вісі арки в середній частині 16,2м. Склад поділений на 4 відсіки для зберігання добрив. У вісях 5-6 розташований відділ для приймання добрив та електрощитова. Вздовж вісі Б у вісях 4-8 розташований навіс, да розміщений майданчик для підготовки добрив до внесення у ґрунт, навіс має розміри сторін у вісях 18×9,45м. До відділу приймання добрив вздовж вісі А примикає навіс у вісях 4-7, де виконується розвантаження добрив та подача їх на транспортер, розташований на майданчику на відмітці 8,500.

Майданчик розміщений вздовж будівлі по центру, ширина площадки 4,5м. Звідси йде роздача вугілля по відсікам. Відсіки відмежовані один від одного збірними залізобетонними перегородками.

На території складу забороняється використовувати відкрите полум'я. Контроль за цією вимогою виконується завідуючим складом.

					НЗНР-21 ПЗ	Арк.
						6
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

1.4.2. Антикорозійний захист будівельних конструкцій

Головною особливістю складів для зберігання вугілля є те, що вони використовуються для зберігання продукту, який володіє агресивним хімічним середовищем на більшість традиційних матеріалів складських будівель та споруд, внаслідок чого відбувається швидке їх руйнування, тобто першочерговою вимогою яка підвищує строк служби будівельних конструкцій, є захист їх від атмосферних опадів, ґрунтових та поверхневих вод, а також надійний антикорозійний захист, передбачений проектом обов'язково це відноситься до несучих конструкцій – покриття, опор, фундаментів, стін, підлоги, перекриття воріт навісів.

1. Дерев'яні прольоти покрівлі, стін каркасу захищають від гниття антисептиками із фтористого натрію.

2. Всі дерев'яні елементи складу – арки, прогони, стійки, вікна та двері – пофарбувати перхлорвініловою емаллю Х8, загальною товщиною 180÷200мм з обох сторін через 10 рядів по висоті конструкції.

1.4.3. Конструктивне виконання елементів будівлі

Цоколь будівлі, стіни електрощитової – виконані з глиняної цегли марки 10 (ДЕСТ 530-20) на розчині марки 100.

Відмостка – асфальтова по периметру нерухомих стін товщиною 30мм по щебеневій основі товщиною 150мм шириною 700мм.

Гідроізоляція – горизонтальна виконана на відмітці – 0,055м із слою цементно-піщаного розчину марки 150 товщиною 20мм.

Сходи та огороження – металеві.

Підлога – асфальтобетонна.

Двері – дерев'яні (ДЕСТ 17324-11).

Ворота – розпашні (ДЕСТ 17324-11).

					НЗНР-21 ПЗ	Арк.
						7
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

1.4.4. Протипожежні заходи

В приміщенні складу вугілля виділено два місця для розміщення пожежних щитів з необхідним інвентарем; згідно «Типовим правилам пожежної безпеки» протипожежний інвентар та обладнання використовувати тільки за прямим призначенням; не загромождувати дороги, проїзди, під'їзди, виходи з приміщень до місць розміщення пожежного інвентарю та обладнання.

З торця будівлі по вісі 1 розташована металева драбина з виходом на майданчик розміщений на відмітці 8,500 та на ходовий місток, розташований за коньком покрівлі. Друга металева драбина розміщена в об'ємі вертикальної башті та має також вихід на майданчик на відмітці 8,500.

1.4.5. Конструктивна характеристика основних елементів

1.Фундаменти – під арки, колони навісів та стійки фахверка – стаканого типу, мілкового закладення.

2.Каркас – дерев'яні клеєні арки виготовлені з деревини II-ої категорії хвойних порід (сосна чи ялина з вологістю не більше 15%) та склеєні на фенольних, резорцинових клеях.

Стойки фахверка – дерев'яні клеєні.

Прогони – дерев'яні, входять до складу щита-обрешітки, з'єднані поперечними та діагональними брусами.

Стойки навісів – збірні залізобетонні.

Балки навісів – дерев'яні клеєні прямокутного перерізу.

Стіни та покрівля – з азбесто-цементних волокнистих листів уніфікованого профілю (ДЕСТ 1532-17*). При будові стін електрощитової в дверному пройомі закласти антисептичні дерев'яні пробки розміром 250×120×65мм.

					НЗНР-21 ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		8

3. Внутрішню поверхню азбестоцементного покриття складу, залізобетонні колони навісів пофарбувати вапняком.

4. При виготовленні збірних залізобетонних підпірно-розмежувальних стін використати бетон підвищеної густини на сульфатостійкому цементі.

5. Поверхні підпірно-розмежувальних стін та цегляний цоколь з внутрішньої сторони покрити емаллю ХВ-785 (ДЕСТ 7313-15*) по слою ґрунту з лаку ХВ-784 (ДЕСТ 7313-15*) загальною товщиною 150÷200мкм.

6. Внутрішні поверхні розмежувальних стін на всю висоту, бокові поверхні колон покрити перхлорвініловою емаллю ХВ-785 по слою ґрунту з лака ХВ-784 загальною товщиною 150÷200мкм.

7. На всі поверхні фундаментів, що межують з ґрунтом, нанести холодне чи гаряче асфальтове покриття товщиною 10мм.

8. Під підготовку під фундаменти арок, прийняти слой щебеню товщиною 100мм, який пропитаний бітумом до повного насичення.

9. Всі металоконструкції захистити від корозії лакофарбовим покриттям, який складається з 6-и слоїв емалі ХВ-725 по слою ґрунту, загальною товщиною кожного слою 180мкм.

10. Не забетоновані закладні деталі та з'єднувальні елементи захистити від корозії шляхом металізації алюмінієм товщиною 250мкм з нанесенням емалі ХВ-785 у два слою по слою ґрунта.

11. Деталі кріплення захистити шляхом гарячого цинкування товщиною 20мкм з наступним нанесенням лакофарбового покриття з чотирьох слоїв емалі ХВ-785 по двом шарам ґрунту.

12. Монтажні зварні шви з'єднань захистити шляхом металізації загальною товщиною 20÷40мкм.

13. Металеві покриття зруйновані при зварюванні в процесі монтажу конструкцій, поновити методом металізації.

					НЗНР-21 ПЗ	Арк.
						9
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

14. Ступінь очистки поверхні сталевих конструкцій від окису перед нанесенням захисного покриття повинна відповідати другій групі ДЕСТ 9.402-20.

Виходячи з перелічених вимог, велику увагу при проектуванні та будівництві складських будівель та споруд для вугілля відносять вибору матеріалів та типу несучих конструкцій. Всі конструкції та їх елементи потрібно виконати так, щоб на їх поверхні було зручно наносити антикорозійні покриття, як в період будівництва, так і в процесі експлуатації вже збудованого об'єкту.

1.5. Санітарно-технічне обладнання

Приміщення складу не опалюється. В приміщеннях складу запроектована постійно діюча звичайна вентиляція з однократним обміном, яка виконується через решітки в стінах по осям 1 та 11.

В приміщенні електрощитової передбачена звичайна вентиляція в однократному об'ємі через решітку, влаштовану в стіні.

В період вантажно-розвантажувальних робіт відбувається виділення окисів азоту та вуглецю від вихлопних газів завантажувача. Повітряний об'єм прийнятий на розбавлення окисів азоту до ПДК робочої зони та виконується системою В1. В приміщенні складу працює один завантажувач в одному з відсіків, тому виробнича здатність системи В1 вибрана із розрахунку забезпечення потрібного повітря-обміну у відсіку. При вантажно-розвантажувальних роботах в одному з відсіків, решітки повітряних шахт які обслуговують інші відсіки встановити в положення «зачинено».

Пускові устрої для вентиляторів встановити на стіні при вході в склад.

1.6. Водозабезпечення

Згідно ДБН 108-18, п.43, внутрішній водопровід не передумовлюється. Вода для санітарно-побутових норм в побутовому корпусі пункту райсільгосптехніки. Також не передбачається, внутрішнє пожежогасіння.

					НЗНР-21 ПЗ	Арк.
						10
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

Зовнішнє пожежотушіння від пожежних гідрантів, які встановлені на кільцевих сітях водопроводу.

1.7. Енергозабезпечення та електроосвітлення

Енергозабезпечення передумовлюється від зовнішніх мереж напругою 380/220В. Вхід у склад – повітряний. Облік електричної енергії передумовлюється на трансформаторній підстанції. Живлення електроприймачів складу виконується від розподільного щиту типу ЩР-11. Пускова апаратура та управління встановлюється на залізобетонній перегородці складу та стінах електрощитової.

В якості пускової апаратури прийняті магнітні запускарі типу ПМЛ.

Робоче освітлення передумовлено на напругу 220В. Ремонтне освітлення виконане на напругу 36В. Електричне освітлення запроектоване освітлювачами з лампами накаливання та лампами ДРЛ.

Освітленість у приміщеннях нормальна прийнята в відповідності з ДБН П-4-19.

Управління освітленням передумовлено індивідуальними вимикачами.

Обслуговування та ремонт електрообладнання повинно виконуватися персоналом, який обслуговує енергетичне господарство складського комплексу, в состав якого буде входити склад. Обслуговування освітлювачів передумовлюється з майданчику конвеєру на відмітці 8,500.

1.8. Розрахунок та конструювання фундаментів

1.8.1.Оцінка інженерно-геологічних умов

Ґрунтові умови:	Суглинок	Пісок мілкий
Щільність γ , кН/м ³	18	1,8
Щільність частинок ρ_s , т/м ³	2,7	2,66
Вологість W	0,21	0,13
Вологість на межі текучості W_L	0,41	-

					НЗНР-21 ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		11

Розрахункове питоме щеплення C_n , кПа	32	1
Вологість на межі розкатування W_p	0,24	-
Кут внутрішнього тертя φ	20^0	28^0
Коефіцієнт фільтрації K_ϕ , м/добу	$2,4 \cdot 10^{-5}$	$1,5 \cdot 10^{-5}$
Модуль деформації E , Мпа	18	20,4
Ступінь водо насичення, S_r	вологий	вологий

Структура ґрунтових умов.

1. Поверхнево-рослинний шар.
2. Суглинок.
3. Пісок мілкий.

Таблиця 1.11. Оцінка інженерно-геологічних умов.

№	Найменування дії	Піщаний ґрунт	Пиловидний-глиняний ґрунт
1	2	3	4
1.	Визначення виду ґрунту за результатами визначення гранульованого складу ситовим методом	Пісок мілкий $l = \frac{\rho_s}{\rho} (1 + W) - 1 =$ $= \frac{2,66}{1,8} (1 + 0,13) - 1 = 0,66$ $0,6 \leq l < 0,75 -$	-
2.	Визначення виду ґрунту за числом пластичності.		$I_p = W_L - W_p =$ $= 0,41 - 0,24 = 0,17$ $I_p = 0,17 - \text{суглинок}$ ДЕСТ 25100-12
3.	Визначення коефіцієнту пористості	$\rho_d = \frac{\rho}{1 + W} = \frac{1,8}{1 + 0,13} =$ $= 1,59 \text{ т / м}^3$ пісок середньої щільності ДЕСТ 25100-12	$l = \frac{\rho_s}{\rho} (1 + W) - 1 =$ $= \frac{2,7}{1,8} (1 + 0,21) - 1 = 0,815$ $\rho_d = \frac{\rho}{1 + W} = \frac{1,8}{1 + 0,21} =$ $= 1,48 \text{ т / м}^3$

4.	Визначення щільності сухого ґрунту		$Sr = \frac{\rho_s}{\rho_w} \cdot \frac{W}{l} =$ $= \frac{2,7}{1} \cdot \frac{0,21}{0,815} = 0,696$
5.	Визначення ступені вологості ґрунту		
6.	Визначення показників текучості.	вологі	вологі
7.	Визначення коефіцієнту пористості ґрунту при його вологості та насиченості	-	$e_L = \frac{\rho_s}{\rho_w} W_L = \frac{2,7}{1} 0,41 =$ $= 1,11$
8.	Визначення показника I_{ss} та попередня оцінка ґрунту за осіданням та набуханням	-	$I_{ss} = \frac{e_L - l}{1 + l} = \frac{1,11 - 0,815}{1 + 0,815} =$ $= 0,163 < 0,3 -$ не набухає, не осідає
9.	Визначення розрахункового опору ґрунту	$R_0 = f(S_r; l)$ 200 кПа дод.3 ДБН 2.02.01-13	$R_0 = f(\rho_L; l)$ 234 кПа дод.3 ДБН 2.02.01-13
	Висновок:	Даний пісок мілкий, середньої щільності, може служити основою.	Даний суглинок тугопластичний, не набухає, не осідає, може служити основою.

1.8.2. Збір навантажень

Збір навантажень на переріз фундаменту виконуємо за даними розрахунку арки.

В перерізі 1 навантаження на переріз фундаменту становитимуть:

$$N = 82,34 \text{ кН}; Q = 6,85 \text{ кН}.$$

Визначення ухилів.

$$\text{По осі Б : } i = \frac{100,69 - 100,38}{45} = 0,0051$$

$$\text{По осі А : } i = \frac{100,49 - 100,23}{45} = 0,0049$$

$$\text{По осі 1 : } i = \frac{100,38 - 100,23}{24} = 0,0049$$

$$\text{По осі 2 : } i = \frac{100,69 - 100,49}{24} = 0,0041$$

1.8.3. Вибір глибини закладення фундаменту

1. Із геологічних умов.

Міцність поверхнево-рослинного шару 0,7м

$$d_1 = 0,7 + 0,3 = 1\text{м}$$

2. Із умови промерзання ґрунту.

Для районів де глибина промерзання ґрунту не перевищує 2,5м, визначається за формою:

$$d_{fn} = d_0 \sqrt{M_t} = 0,23 \sqrt{20,7} = 1,05 \text{ м}$$

де: d_0 – величина яка приймається для суглинків 0,23;

M_t – сума абсолютних значень середньомісячних мінусових температур
- 20,7.

Розрахункова глибина сезонного промерзання обчислюється за формулою:

$$d_f = K_h d_{fn} = 1,1 \cdot 1,05 = 1,13 \text{ м}$$

					НЗНР-21 ПЗ	Арк.
						14
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

де: K_h – коефіцієнт який враховує вплив теплового режиму, 1,1 (для неопалювальних будинків).

3. Із конструктивних особливостей.

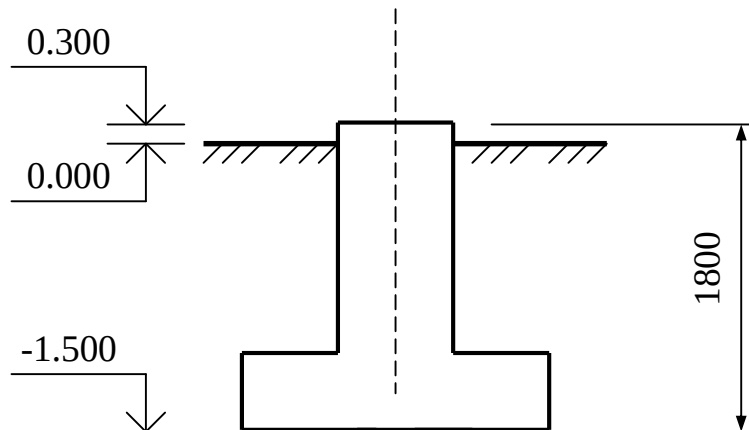


Рис.1.7.Вибір глибини закладання фундаменту

Виходячи з конструктивних особливостей приймаємо глибину закладання фундаменту за позначкою -1.500.

1.8.4. Розрахунок фундаменту мілкового закладення на звичайній основі

Ґрунтові умови:

Переріз 1-1

- поверхнево-рослинний шар, глибина до 0,7м; $\gamma_{11} = 16,4 \text{ кН/м}^3$;
- суглинок, глибиною до 5м, $\gamma_{11} = 18 \text{ кН/м}^3$, $W = 0,21$, $W_L = 0,41$, $W_P = 0,24$, $E = 18 \text{ МПа}$, $C_{11} = 32 \text{ МПа}$, $\phi_{11} = 20^\circ$;
- пісок мілкий, глибина не обумовлена $\gamma_{11} = 18 \text{ кН/м}^3$, $E = 20,4 \text{ МПа}$, $C_{11} = 1 \text{ МПа}$, $W = 0,13$, $\phi_{11} = 28^\circ$.

Навантаження на підлогу $g = 20 \text{ кН/м}^2$, глибина закладення фундаменту прийнята $d = 1,2 \text{ м}$.

1. Попередній розрахунковий опір суглинку при $b = 0$.

$$R_{np} = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{K} (M_g d_1 \gamma_{11} + M_c C_{11}) = \frac{1,2 \cdot 1,1}{1} (3,06 \cdot 1,8 \cdot 17 + 5,66 \cdot 32) = 321,4 \text{ кПа}$$

					НЗНР-21 ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		15

де: $\gamma_{c1} = 1,2$; $\gamma_{c2} = 1,1$ – коефіцієнти умов роботи за таб.3 ДБН 2.0201-13;

M_g та M_c – за табл. 4 ДБН 2.02.01-13, в залежності від ϕ_{11} ;

γ_{11} – розрахункове значення питомої ваги ґрунту, який знаходиться вище підосви фундаменту:

$$\gamma_{11} = \frac{16,4 \cdot 0,7 + 18 \cdot 0,5}{0,7 + 0,5} = 17 \text{ кН/м}^3.$$

2. Попередні розміри фундаменту в плані:

$$A_{np} = \frac{F_0}{R_{np} - (\gamma \cdot d_{\phi} + q)} = \frac{82,34}{321,4 - (20 \cdot 1,5 + 20)} = 0,4 \text{ м}^2.$$

де: q – питома вага матеріалу фундаменту та ґрунту на уступах ($q = 20 \text{ кН/м}^2$);

d_{ϕ} – висота фундаменту – 1.5м;

g – навантаження на підлогу.

$$A = l \times b \Rightarrow A = 1,2b \cdot b, \quad b = \sqrt{\frac{A}{1,2}} = \sqrt{\frac{0,4}{1,2}} = 0,67 \text{ м}$$

3. Визначення уточненого розрахункового опору ґрунту основи.

$$R_{ym} = R_{np} + \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{K} M_{\gamma} \cdot b_{np} \cdot \gamma_{11} = 324,4 + \frac{1,2 \cdot 1,1}{1} \cdot 0,51 \cdot 0,67 \cdot 18 = 328,1 \text{ кПа}$$

де: M_{γ} – за таб. 4 ДБН 2.02.01-13;

γ_{11} – розрахункове значення питомої ваги ґрунту нижче підосви.

4. Визначення уточнених розмірів фундаменту у плані.

$$A_{ym} = \frac{F_0}{R_{np} - (\gamma \cdot d_{\phi} + q)} = \frac{82,34}{328,1 - (20 \cdot 1,5 + 20)} = 0,3 \text{ м}^2.$$

$$b = \sqrt{\frac{0,3}{1,2}} = 0,5,$$

приймаємо $l \times b = 0,9 \times 0,6$, але виходячи із конструктивних особливостей фундаментів під арки приймаємо розміри $l \times b = 1,8 \times 1,2 \text{ м}$, $A = 2,16 \text{ м}^2$.

					НЗНР-21 ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		16

5. Визначаємо вагу фундаменту.

$$G = A \cdot d_{\phi} \cdot \gamma = 2,16 \cdot 1,5 \cdot 20 = 64,8 \text{ кН.}$$

6. Розрахунковий опір суглинку.

$$R = 324,4 + \frac{1,2 \cdot 1,1}{1} \cdot 0,51 \cdot 1,8 \cdot 18 = 336 \text{ кПа.}$$

7. Середній тиск під підошвою фундаменту від вертикальної сили.

$$P = \frac{F_0 + G}{\rho} + q = \frac{82,34 + 64,8}{2,16} + 20 = 128,7 \text{ кПа} < 336 \text{ кПа.}$$

8. Ексцентриситет рівнодіючих від дії сумарного моменту на рівні підошви фундаменту.

$$l = \frac{\sum M^p}{F_0 + G} = \frac{8 + 234 + 1,5 \cdot 6,85}{82,34 + 64,2} = 0,13 \text{ м.}$$

9. Тиск на ґрунт біля краю підошви фундаменту.

$$P_{\max} = \frac{F_0 + G}{b \cdot l} \left(1 \pm \frac{bl}{b}\right) + g = \frac{82,34 + 64,8}{2,16} \left(1 + \frac{6 \cdot 0,13}{1,2}\right) + 20 = 152,4 < 1,2R = 403 \text{ кПа,}$$

$$P_{\min} = \frac{F_0 + G}{b \cdot l} \left(1 \pm \frac{bl}{b}\right) + g = \frac{82,34 + 64,8}{2,16} \left(1 - \frac{6 \cdot 0,13}{1,2}\right) + 20 = 43,8 > 0 \text{ кПа.}$$

Осідання окремо стоячого фундаменту при $\eta = \frac{l}{b} = 0,42$ та модулі деформації ґрунту $E = 18 \text{ МПа}$ становитиме:

$$S = 1,44 \frac{\eta}{1 + \eta} \cdot \frac{P - \gamma_{11} d}{E_{cp}} \cdot b = 1,44 \frac{1,5}{1 + 1,5} \cdot \frac{128,7 - 18 \cdot 1,5}{18000} \cdot 120 = 0,61 \text{ см,}$$

осідання не перевищує гранично допустимого $S = 10 \text{ см.}$

Переріз 2-2.

Ґрунтові умови тіж самі.

Навантаження на підлогу $q = 20 \text{ кН/м}^2$, глибина закладення фундаменту прийнята $d = 1,2 \text{ м.}$

1. Попередній розрахунковий опір суглинку при $b = 0$ $R_{np} = 321,4 \text{ кПа.}$

					НЗНР-21 ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		17

2. Уточнений розрахунковий опір ґрунту основи.

$$R_{ym} = R_{np} + \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{K} M_{\gamma} \cdot b_{np} \cdot \gamma_{11} = 324,4 + \frac{1,2 \cdot 1,1}{1} \cdot 0,51 \cdot 0,67 \cdot 18 = 328,1 \text{ кПа}$$

3. Виходячи з конструктивних особливостей даного фундаменту під арку приймаємо розмір $l \times b = 1,8 \times 1,31 \text{ м}$, $A = 2,36 \text{ м}^2$.

4. Визначаємо вагу фундаменту.

$$G = A \cdot d_{\phi} \cdot \gamma = 2,36 \cdot 1,5 \cdot 20 = 70,8 \text{ кН}.$$

5. Розрахунковий опір суглинку.

$$R = 324,4 + \frac{1,2 \cdot 1,1}{1} \cdot 0,51 \cdot 1,8 \cdot 18 = 336 \text{ кПа}.$$

6. Середній тиск під подошвою фундаменту від вертикальної сили.

$$P = \frac{F_0 + G}{\rho} + q = \frac{82,34 + 70,8}{2,36} + 20 = 98,7 \text{ кПа} < 336 \text{ кПа}.$$

7. Ексцентриситет рівнодіючих від дії сумарного моменту на рівні подошви фундаменту.

$$l = \frac{\sum M^p}{F_0 + G} = \frac{8 + 234 + 1,5 \cdot 6,85}{82,34 + 70,8} = 0,13 \text{ м}.$$

8. Тиск на ґрунт біля краю подошви фундаменту.

$$P_{\max} = \frac{F_0 + G}{b \cdot l} \left(1 \pm \frac{bl}{b}\right) + g = \frac{82,34 + 70,8}{2,16} \left(1 + \frac{6 \cdot 0,13}{1,31}\right) + 20 = 119,1 < 1,2R = 403 \text{ кПа},$$

$$P_{\min} = \frac{F_0 + G}{b \cdot l} \left(1 \pm \frac{bl}{b}\right) + g = \frac{82,34 + 70,8}{2,16} \left(1 - \frac{6 \cdot 0,13}{1,31}\right) + 20 = 45,2 > 0 \text{ кПа}.$$

Осідання окремо стоячого фундаменту при $\eta = \frac{l}{b} = 0,37$ та модулі деформації ґрунту $E = 18 \text{ МПа}$ становитиме:

$$S = 1,44 \frac{\eta}{1 + \eta} \cdot \frac{P - \gamma_{11} d}{E_{cp}} \cdot b = 1,44 \frac{1,37}{1 + 1,37} \cdot \frac{98,7 - 18 \cdot 1,5}{18000} \cdot 120 = 0,45 \text{ см},$$

осідання не перевищує гранично допустимого $S = 10 \text{ см}$.

					НЗНР-21 ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		18

2. РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНА ЧАСТИНА

2.1. Розрахунок покриття складу

2.2.1. Конструкція покрівлі

Під покрівлю з хвилястих азбестоцементних листів приймаємо щити-обрешітку як являють собою жорстку у своїй плоскості конструкцію, яка складається з 5 прогонів, які з'єднуються поперечними та діагональними брусами. Відстань між прогонами приймаємо 50см із розрахунку щоб азбестоцементні листи розміром 120×75см опирались на 3 точки. Щити через крайні стійки прикріплюються до верхніх поясів несучих конструкцій та таким чином забезпечується стійкість останніх із плоскості (рис. 2. 1).

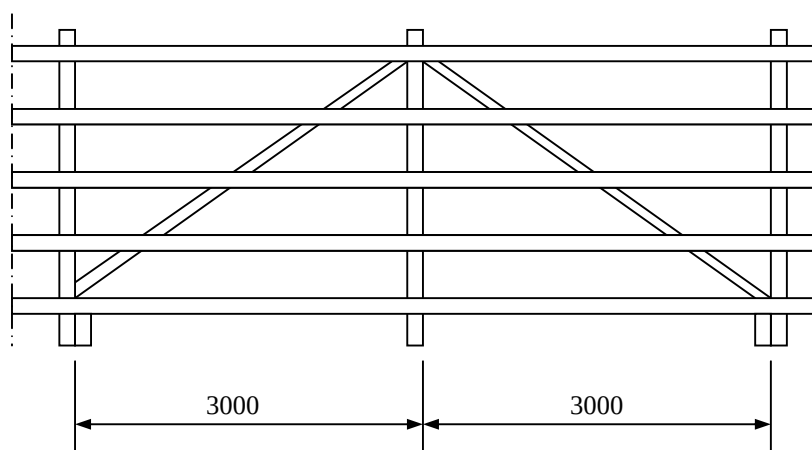


Рис. 2.1. Конструкція покрівельної обрешітки

Таблиця 2.1. Навантаження від маси 1м² огорожуючих конструкцій

Вид навантаження	Нормативне навантаження, кН/м ²	Коефіцієнт надійності	Розрахункове навантаження, кН/м ²
1. Азбестоцементні хвилясті листи.	0,15	1,2	0,18
2. Прогони	0,15	1,1	0,165
3. Решітка (30% ваги прогонів)	0,15	1,1	0,055
Постійне навантаження	0,35	-	0,4
Тимчасове навантаження від тиску снігового покриву	0,7	1,6	1,12
Всього	1,05	-	1,52

2.1.2. Розрахунок на постійне та тимчасове снігове навантаження

При відстані між прогонами 0,5м та ухилі покрівлі $i=0,33$ навантаження на 1м прогону становитимуть:

$$g_H = (P^H + S^H \cos \alpha) 0,5 = (0,35 + 0,7 \cdot 0,95) \cdot 0,5 = 0,51 \text{ кН/м}$$

$$g_H = (P + S \cos \alpha) 0,5 = (0,4 + 1,12 \cdot 0,95) \cdot 0,5 = 0,73 \text{ кН/м}$$

Розрахунковий опір прогону та модуль пружності деревини сосни другого сорту з урахуванням коефіцієнту умови роботи:

$$R_u = \frac{\bar{R}_u m_n m_b}{\gamma_n} = \frac{13 \cdot 1 \cdot 0,9}{0,9} = 13 \text{ МПа}$$

$$E = \frac{E m_b}{\gamma_n} = \frac{10^4 \cdot 0,9}{0,9} = 10^4 \text{ МПа}$$

Розрахункове значення згинальних моментів:

$$M_x = \frac{g_x l_x^2}{8} = \frac{0,69 \cdot 4,5^2}{8} = 175 \text{ кНсм}$$

$$M_y = \frac{g_y l_y^2}{8} = \frac{0,23 \cdot 2,5^2}{8} = 18 \text{ кНсм}$$

Приймаємо переріз прогонів $10 \times 15 \text{ см}$;

$$W_x = \frac{bh^2}{6} = \frac{10 \cdot 15^2}{6} = 375 \text{ см}^3;$$

$$W_y = \frac{hb^2}{6} = \frac{15 \cdot 10^2}{6} = 250 \text{ см}^3.$$

Натяг при косому згині:

$$\tau = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} = \frac{175}{375} + \frac{18}{250} = 0,549 \text{ кН/см}^2 = 8,49 \text{ МПа} < R_u = 13 \text{ МПа}$$

У зв'язку з недонапруженням зменшуємо розміри перерізу прогону $7,5 \times 15 \text{ см}$.

$$W_x = \frac{bh^2}{6} = \frac{7,5 \cdot 15^2}{6} = 281 \text{ см}^3;$$

$$W_y = \frac{hb^2}{6} = \frac{15 \cdot 7,5^2}{6} = 144 \text{ см}^3.$$

					НЗНР-21 ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		20

$$\tau = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} = \frac{175}{281} + \frac{18}{144} = 10,3 \text{ МПа} < R_u = 13 \text{ МПа}.$$

Перевірку надійності прогону виконуємо у площині перпендикулярній до нього:

$$\frac{\delta}{l} = \frac{5g^H \cdot l^3}{384EI_x} = \frac{5 \cdot 0,48 \cdot 415^3}{384 \cdot 10^8 \cdot 2109 \cdot 10^8} = \frac{1}{370} < \left[\frac{f}{l}\right] = \frac{1}{200}$$

2.1.3. Розрахунок на постійне та монтажне навантаження

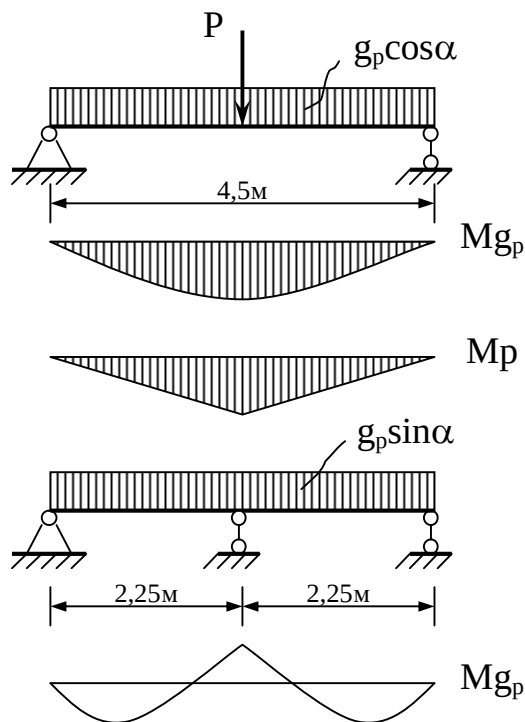


Рис. 2.2. Розрахункова схема прогона

$$P = P^H \gamma_f = 1,0 \cdot 1,2 = 1,2 \text{ кН}$$

Згинальні моменти:

$$M_x = \frac{g_p \cdot l_x^2 \cos \alpha}{8} + \frac{Pl_x \cos \alpha}{4} = \frac{0,2 \cdot 4,5^2 \cdot 0,95}{8} + \frac{1,52 \cdot 4,5 \cdot 0,9}{4} = 2,1 \text{ кНм}$$

$$M_y = \frac{g_p l_y^2 \sin \alpha}{8} = \frac{0,2 \cdot 2,25^2 \cdot 0,316}{8} = 3,9 \text{ кНм}$$

Напруження:

$$\tau = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} = \frac{210}{281} + \frac{3,9}{144} = 8,5 \text{ МПа} < R_u = 13 \text{ МПа}.$$

3. Розрахунок решітки щитку:

Зусилля в розкосі від скатної складової навантаження в прогонах:

$$D = \frac{0,75 g_y n l}{2 \cos \beta} = \frac{0,75 \cdot 0,23 \cdot 5 \cdot 4,5}{(2 \cdot 0,668)} = 2,9 \text{ кН.}$$

Переріз розкосів $5 \times 5 \text{ см}$ $A = 25 \text{ см}^2$.

$$W = \frac{5 \cdot 5^2}{6} = 20,8 \text{ см}^2.$$

$$\text{Вільна довжина розкосу: } x = \frac{l_0}{0,289 \cdot b} = \frac{75}{0,289 \cdot 5} = 52.$$

Згинальний момент в розкосі:

$$M = D e = 2,9 \cdot 2,5 = 7,25 \text{ кН} \cdot \text{см, де } l = 0,5 b = 0,5 \cdot 5 = 2,5 \text{ см.}$$

Напруження у розкосі:

$$\tau = \frac{D}{A} + \frac{M}{\xi W} = \frac{2,9}{2,5} + \frac{7,25}{0,919} \cdot 20,8 = 4,95 \text{ МПа, де } \xi = 1 - \frac{x^2 \cdot D}{3000 R_c A} = 1 - \frac{52^2 \cdot 2,9}{3000 \cdot 1,3 \cdot 25} = 0,919$$

Для укріплення бобишки в яку впирається розкос приймаємо гвіздки $d = 4 \text{ мм}$, $l = 125 \text{ мм}$.

Несуча здатність одного цвяха для одноярусних споруд:

$$T_c = \frac{0,35 c_d m_n m_b}{\gamma_n} = \frac{0,35 \cdot 5 \cdot 0,4 \cdot 1 \cdot 0,9}{0,9} = 0,7 \text{ кН}$$

$$T_u = \frac{(2,5 d^2 + 0,01 d^2) \sqrt{m_n m_b}}{\gamma_n} = \frac{(2,5 \cdot 0,4^2 + 0,01 \cdot 4,4^2) \sqrt{1 \cdot 0,9}}{0,9} = 0,63 \text{ кН}$$

$$T_u^H = \frac{4 d^2 \sqrt{m_n m_b}}{\gamma_n} = \frac{4 \cdot 0,4^2 \cdot \sqrt{0,8 \cdot 0,9}}{0,9} = 0,67 \text{ кН}$$

Розрахункова несуча здатність $T_n = 0,63 \text{ кН}$

Потрібна кількість цвяхів:

$$n = \frac{D \cos \beta}{T_n} = \frac{2,9 \cdot 0,669}{0,03} = 3,08$$

Приймаємо 4 цвяхи.

Щит через крайні стійки прикріплюється до арки цвяхами $d = 4 \text{ мм}$, $l = 125 \text{ мм}$. Потрібна кількість цвяхів на одну стійку:

					НЗНР-21 ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		22

$$n = \frac{0,5g_q nl}{T_n} = \frac{0,5 \cdot 0,23 \cdot 5 \cdot 4,5}{0,63} = 4,1 \text{ шт.}$$

Приймаємо 6 штук.

2.2. Розрахунок несучих конструкцій

2.2.1. Доштоклесна арка

1. Арка (рис. 2. 3) постійного перерізу, проліт $l = 24$ м. Стріла підйому $f = 16,2$ м. При кроці 4,5 м, опори залізобетонні. Огороджуюча частина покриття складається з прогонів, які вкладаються на арки.

Довжина хорди напіварки: $l_0 = \sqrt{f^2 + (0,5l)^2} = \sqrt{16,2^2 + 12^2} = 20,16$ м.

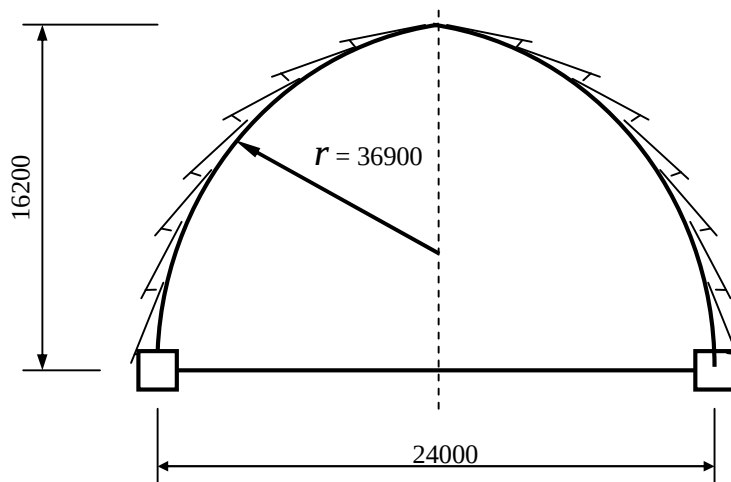


Рис. 2.3. Розрахункова схема арки

Стріла підйому дуги напіварки приймаємо $f_0 = 1,4 > l_0/15$. Довжина дуги напіварки:

$$S = \sqrt{l_0^2 + 16f_0^2/3} = \sqrt{20,16^2 + 16 \cdot 1,4^2/3} = 20,42 \text{ м.}$$

Радіус кривизни осі напіварки:

$$r = \frac{l_0^2}{8f_0} + \frac{f_0}{2} = \frac{20,16^2}{8 \cdot 1,4} + \frac{1,4}{2} = 36,9 \text{ м.}$$

Кут нахилу хорди напіварки до горизонту:

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{f}{0,5l} = \frac{16,2}{0,5 \cdot 24} = 1,35 \quad \alpha = 53^\circ 48'.$$

Кут φ_0 нахилу радіусу, який проходить через опору напіварки:

$$\varphi_0 = 90^\circ - \alpha - \varphi/2 = 90^\circ - 53^\circ 47' - 16^\circ 25' = 20^\circ 28'.$$

					НЗНР-21 ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		23

2. Збір навантажень.

На арку діють власна вага покриття арки та транспортної галереї, снігове навантаження, вага тимчасового навантаження галереї, вага навантажувальної тяжи та вітрове навантаження (табл. 2. 2)

Постійно рівномірно розподілене навантаження на 1м^2 горизонтальної проекції покриття визначаємо з введенням коефіцієнту $K = S / 0,5l = 20,42 / 12 = 1,7$, який враховує різницю між довжиною дуги напіварки ті її горизонтальної проекції. Збір приведених навантажень зібраний у таблиці. Для визначення розрахункових зусиль, кожену напіварку ділимо на 5 частин. Довжина дуги та центральний кут, який відповідає одній частині:

$$S_1 = \frac{S}{5} = \frac{20,42}{5} = 4,08; \quad \varphi_1 = \frac{\varphi}{5} = \frac{32^\circ 50'}{5} = 6^\circ 50'.$$

За початок координат приймаємо ліву опору напіварки, тоді координати центру кривизни осі напіварки:

$$x_0 = r \cos \varphi_0 = 36,9 \cdot \cos 20^\circ 28' = 34,6 \text{ м}$$

$$y_0 = r \sin \varphi_0 = 36,9 \cdot \sin 20^\circ 28' = 12,8 \text{ м}$$

Координати розрахункових перерізів арки визначаємо за формулами:

$$x_n = x_0 - r \cos \varphi_n; y_n = r \sin \varphi_n - y_0,$$

де n – номер розрахункового перерізу.

Таблиця 2.2. Збір постійного навантаження на арку.

Вид навантаження	Нормативне навантаження	Коефіцієнт надійності	Розрахункове навантаження
1. Азбестоцементні хвилясті листи	0,15	1,2	0,18
2. Прогони перерізом 7,5×15см.	0,15	1,1	0,165
Решітка (30% від ваги прогонів)	0,05	1,1	0,055
Постійне навантаження	0,35		0,4

Зосереджені навантаження від технологічного обладнання (транспортної галереї), прикладені у точках підвішування її на відстані 2м в обидві сторони конкового шарніру, складаються з власної ваги 4,1кН/м, тимчасової розподіленої на 1м галереї 0,4кН/м та тимчасового навантаження від ваги вантажного візка – 48кН.

Інтенсивність рівномірно розподіленого по всьому прольоту арки навантаження еквівалентна зосередженому навантаженні від ваги галереї, визначаємо з умови тотожності моментів.

$$P_{екв} = \frac{4Pa}{l^2} = \frac{4 \cdot 4,1 \cdot 10}{24^2} = 0,285 \text{ кН/м.}$$

Таблиця 2.3. Зосереджені навантаження на арку

Вид навантаження	Нормативне навантаження, кН	Коефіцієнт надійності	Розрахункове навантаження, кН
Постійна від ваги галереї	9,23	1,2	11,07
Тимчасова від вантажного возу	24	1,2	28,8
Тимчасова від рівномірно розподіленого навантаження на галерею	0,9	1,4	1,26
Сумарне тимчасове навантаження	24,9		30,6

Снігове навантаження з урахуванням коефіцієнту форми:

$$P_{CH}^H = 0,7 \cdot 0,4 = 0,28 \text{ кН/м}^2.$$

Власна вага арки в залежності від нормативної ваги покриття:

$$g_{BB} = \frac{(g_n^H + P_{CH}^H + P_{EKB}^H)}{(1000/K_{BB} \cdot l) - 1} = \frac{0,35 + 0,28 + 0,285}{(1000/4 \cdot 24) - 1} = 0,097 \text{ кН/м}^2.$$

Постійне рівномірно розподілене нормативне навантаження:

$$g_n^H = g_n^H + P_{EKB}^H + g_{BB}^H = 0,35 + 0,285 + 0,097 = 0,732 \text{ кН/м}^2.$$

Відношення власної ваги арки до нормативної ваги снігового навантаження (БДН II-6-14 п. 5. 7):

$$g_n^H / S_0 = 0,731/0,7 = 1,06, \quad n = 1,4.$$

Розрахункове снігове навантаження на 1м^2 горизонтальної поверхні покриття:

$$g_{CH}^p = 0,28 \cdot 1,4 = 0,392 \text{ кН/м}^2.$$

Рівномірно розподілені розрахункові навантаження на 1м горизонтальної проекції арки та постійне навантаження від власної ваги покриття та арки:

$$g_n^p = (0,4 + 0,097 \cdot 1,1)4,5 = 2,28 \text{ кН/м},$$

$$g_{CH}^p = 0,392 \cdot 4,5 = 1,76 \text{ кН/м}.$$

Розрахункове вітрове навантаження визначаємо згідно ДБН ІІ-6-14.

$$\omega_b^p = K C \omega_0^B n,$$

де K – коефіцієнт який залежить від висоту споруди (при висоті більше 10м $K = 0,9$),

C – аеродинамічний коефіцієнт який приймається з навітренної сторони на ділянці активного тиску, $C_1 = 0,7$, від'ємного тиску $C_2 = -1,2$, для нижньої частини $C_4 = -0,4$,

ω_0^B – нормативний швидкісний потік, приймається для ІІІ вітрового району $0,3\text{кН/м}^2$ (т.6.),

$n = 1,4$ – коефіцієнт перенавантаження.

Бокові зони обмежені точками, які мають ординату:

$$y = 0,7 f = 0,7 \cdot 16,2 = 11,3\text{м}.$$

Розрахункове вітрове навантаження на 1м арки за ділянками:

$$\omega_1 = 0,65 \cdot 0,7 \cdot 0,3 \cdot 1,4 \cdot 4,5 = 0,86 \text{ кН/м};$$

$$\omega_2 = \omega_3 = -0,77 \cdot 1,2 \cdot 0,3 \cdot 1,4 \cdot 4,5 = -1,75 \text{ кН/м};$$

$$\omega_4 = -0,65 \cdot 0,4 \cdot 0,3 \cdot 1,4 \cdot 4,5 = -0,49 \text{ кН/м}.$$

Рівнодіючі вітрового тиску:

$$W_1 = \omega_1 3,26 S_1 = 0,86 \cdot 2,26 \cdot 4,08 = 11,44 \text{ кН},$$

$$W_2 = W_3 = \omega_2 \cdot 1,74 S_1 = -1,75 \cdot 1,74 \cdot 4,08 = -12,4 \text{ кН},$$

$$W_4 = \omega_4 3,26 S_1 = -0,49 \cdot 3,26 \cdot 4,08 = 6,52 \text{ кН},$$

					НЗНР-21 ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		26

2.3. Статичний розрахунок.

Навантаження, що діють на арку зводимо в таблиці 2. 4, 2. 5, 2. 6.

Таблиця 2.4. Згинальні моменти, що діють на конструкцію, М(кН·м)

№ п/п	Навантаження, кНм							Поєднання навантажень		
	Від власної ваги	Снігова зліва	Снігова справа	Снігова уся	Вітрова зліва	Вітрова справа	Тимчасова від обкладання	Постійна, сніг чи обкладання	Постійна (сніг+обладнання)*0,9 постійна	Постійна (сніг+вітер+обкладання)*0,9 постійна
1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	12,18	1,55	-2,47	-0,92	12,79	-13,77	-7,27	13,73	7,03	18,54
3	18,13	3,89	-4,89	-1	14,31	-21,31	-9,35	22,02	13,22	26,09
4	26,26	8,88	-4,57	4,31	2,59	-26,11	5,09	35,14	38,83	41,16
5	29,67	8,57	-2,14	6,43	-6,63	-17,92	37,28	66,95	70,94	64,96
6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
7	29,67	8,57	-2,14	6,43	-6,63	-17,92	37,28	66,95	70,94	64,96
8	26,26	8,88	-4,57	4,31	2,59	-26,11	5,09	35,14	38,83	41,16
9	18,13	3,89	-4,89	-1	14,31	-21,31	-9,35	22,02	13,22	26,09
10	12,18	1,55	-2,47	-0,92	12,79	-13,77	-7,27	13,73	7,03	18,54
11	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Таблиця 2.5. Поперечні сили , що діють на конструкцію Q (кН)

№ п/п	Навантаження, кН							Поєднання навантажень		
	Від власної ваги	Снігова зліва	Снігова справа	Снігова уся	Вітрова зліва	Вітрова справа	Тимчасова від обкладання	Постійна, сніг чи обкладання	Постійна (сніг+обладнання)*0,9 постійна	Постійна (сніг+вітер+обкладання)*0,9 постійна
1	4,22	0,34	0,54	0,89	3,71	-1,61	4,82	3,28	0,85	1,12
2	3,93	1,55	-5,47	-0,92	2,79	-13,77	-7,27	13,73	7,03	4,54
3	2,68	3,89	-4,89	-1	4,31	-41,31	-9,35	22,02	13,21	8,09
4	3,71	8,88	-14,57	4,31	2,59	-26,11	5,09	35,14	18,85	11,16
5	3,19	8,57	-2,14	6,43	-6,63	-17,92	37,28	26,95	70,94	-27,96
6	-9,25	-1,94	-0,54	-2,48	0,69	-4,61	-13,5	-22,75	-23,63	15,08
7	11,67	8,57	-2,14	6,43	-6,63	-15,92	17,28	26,95	70,94	64,96
8	1,26	8,88	-12,57	4,31	2,59	-26,11	5,09	35,14	38,83	41,16
9	-0,13	3,89	-4,89	-1	4,31	-21,31	-9,35	22,02	13,42	26,09
10	0,81	1,55	-15,47	-0,92	2,79	-13,77	-7,27	13,73	7,03	18,54
11	-4,61	0,34	0,54	0,89	3,71	3,97	1,34	-3,67	-2,45	1,12

Таблиця 2.6. Поздовжні сили, що діють на конструкцію N(кН)

№ п/п	Навантаження, кН							Поєднання навантажень		
	Від власної ваги	Снігова зліва	Снігова справа	Снігова уся	Вітрова зліва	Вітрова справа	Тимчасова від обкладання	Постійна, сніг чи обкладання	Постійна (сніг+обкладання)*0,9	Постійна (сніг+вітер+обкладання)*0,9
1	-41,66	-5,89	-4,29	-10,18	6,75	4,22	-35,02	-76,68	-82,39	-77,55
2	-37,22	-5,88	-4,29	-10,17	7,4	5,93	-35,04	-43,12	-77,93	-73,9
3	-32,62	-5,78	-4,29	-10,07	7,78	5,68	-35,32	-38,4	-73,08	-68,97
4	-27,82	-5,62	-4,33	-9,95	8,01	5,71	-35,34	-33,44	-67,66	-64,06
5	-14,8	-1,69	-4,3	-5,99	4,1	5,19	-35,52	-49,44	-51,72	-47,33
6	-12,3	-4,27	-4,27	-8,54	3,93	7,25	-35,55	-25,87	-32,2	-28,51
7	-23,15	-4,3	-1,69	-5,99	4,01	5,67	-35,62	-58,4	-59,72	-56,18
8	-28,46	-4,33	-5,62	-9,95	4,57	4,26	-35,68	-32,79	-68,3	64,7
9	-33,31	-4,29	-5,78	-10,08	4,47	5,13	-35,75	-37,6	-73,77	-65,5
10	-37,43	-4,29	-5,28	-10,17	5,2	5,81	-35,06	-41,72	-78,72	-74,1
11	-41,66	-4,29	-5,89	-10,18	5,4	4,61	-35,02	-76,68	-78,27	-77,66

2.4. Підбір перерізу арки

Для виготовлення арок приймаємо пиломатеріали деревини сосни ІІ сорту. Товщиною 3,3см. Коефіцієнт надійності за призначенням $\gamma_n = 0,95$. Найвигідніша висота поперечного перерізу арки знаходиться в межах $(1/40-1/50)l = (1/40-1/50)2400 = 60-48$ см.

Згідно ДБН ІІ-25-20 п. п. 3. 1 та 3. 2 коефіцієнти умов роботи деревини будуть при $h \leq 60$ см; $\delta = 3,3$ см та $r/a = 3690/3,3 = 1118 > 500$; $m_H = 1,2$; $m_\delta = 0,96$; $m_c = 1$; $m_H = 1$; $m_b = 0,9$.

Попереднє визначення розмірів перерізу арки виконуємо з кубічного рівняння за ДБН ІІ-25-20 п. 4. 17(28)

$$\frac{N}{F_{ROC}} + \frac{M_d}{W_{ROC}} \leq R_c, \text{ приймаючи } \frac{h}{b} = \beta \Rightarrow h^3 - \frac{\beta N h}{R_c} - \frac{6 \beta M}{\xi R_c} = 0$$

$$h^3 + 3ph + 2g = 0, \text{ де } B = 5 \div 6, \xi = 0,5 \div 0,8.$$

Розрахунковий переріз 5, $M = 70,94$ кН·м, $N = -59,72$ кН.

Приймаємо $\beta = \frac{h}{b} = 5,5$; $\xi = 0,65$;

$$g = \frac{-3 \cdot 5,5 \cdot 70,94}{0,65 \cdot 14,19} = 126,9 \text{ кН}$$

					НЗНР-21 ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		28

$$P = \frac{-5,5 \cdot 59,72}{0,32 \cdot 14,19} = 7,72 \text{ кН}$$

$$h = \sqrt[3]{g + \sqrt{g^2 + p^3}} = \sqrt[3]{126,9 + \sqrt{126,9^2 + 7,72^3}} = 644 \Rightarrow h = 644 \text{ мм.}$$

$$b = \frac{644}{5,5} = 117 \text{ мм.}$$

Приймаємо поперечний переріз арки 120×660, 20 слоїв товщина 66мм.

Визначаємо гнучкість згідно ДБН II-25-20 п. 4. 4 та п. 6. 25:

$$\lambda = \frac{l_0}{r} = \frac{0,58S}{\sqrt{\frac{I_{BP}}{F_{BP}}}} = \frac{0,58 \cdot 20,42}{\sqrt{\frac{0,29}{0,66}}} = 62.$$

Згідно п. 6. 27 при визначенні коефіцієнту ξ замість N у (30) треба підставляти $N_B = 32,2 \text{ кН}$ стискаюче зусилля у ключовому шарнірі:

$$\xi = \frac{1 - \lambda^2 N_B}{l \cdot R_c \cdot F_{OP}} = \frac{1 - 62^2 \cdot 32,2 \cdot 10^3}{3000 \cdot 14,19 \cdot 120 \cdot 660} = 0,96,$$

МОМЕНТ

$$M_d = \frac{M}{\xi} = \frac{70,94}{0,96} = 74 \text{ кНм.}$$

Розрахунковий момент опору $W_{POC} = bh^2/6 = 120 \cdot 660^2 / 6 = 87,12 \cdot 10^5 \text{ мм}^3$.

$$\frac{N}{F_{POC}} + \frac{M_d}{W_{POC}} = \frac{59,72 \cdot 10^3}{72,9 \cdot 10^3} + \frac{74 \cdot 10^6}{8,715 \cdot 10^6} = 0,819 + 8,49 = 9,4 < 14,19 \text{ МПа.}$$

Перевірка перерізу на стійкість плоскої форми деформування за формулою (33) п. 4. 18 ДБН II-25-20. Верхня частина арки розкріплена прогонами покрівлі з кроком 2,5м, які з'єднуються із в'язями:

$$l_p = 2 \cdot 250 > \frac{140b^2}{hm_B} = \frac{140 \cdot 12^2}{66 \cdot 0,96} = 818 \text{ см.}$$

Попередньо визначаємо коефіцієнти φ_M за формулою (23) п. 4. 14 ДБН II-25-20

$$\varphi_M = \frac{140b^2 K_{CP}}{l_p hm_B} = \frac{140 \cdot 12^2 \cdot 1,13}{2042 \cdot 66 \cdot 0,8} = 0,21.$$

					НЗНР-21 ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		29

Згідно ДБН П-25-20 п. 4. 14 до коефіцієнту φ_M вводимо коефіцієнти $K_{ЖМ}, K_{ПМ}$ при $m > 4; K_{ЖМ} = 1$.

$$K_{ПМ} = \frac{0,142l_p}{n} + \frac{1,76h}{l_p} + 1,4\alpha_p = 0,142 \cdot \frac{2042}{66} + \frac{1,76 \cdot 66}{2042} + 1,4 \cdot 0,702 = 5,43;$$

$$\varphi_M K_{ПМ} = 0,21 \cdot 5,43 = 1,14,$$

коефіцієнт φ за ДБН П-25-20 п. 4. 3. (8) для гнучкості з площини:

$$\varphi = \frac{A}{\lambda^2 y} = 3000(0,5 \cdot \frac{S}{(0,29 \cdot b)^2}) = \frac{3000 \cdot 0,29^2 \cdot 12^2}{(0,5 \cdot 2042)^2} = 0,035.$$

Згідно ДБН п. 4. 18. до коефіцієнту φ вводимо коефіцієнти $K_{ПН}$, який при $m > 4$ становитиме :

$$K_{ПН} = 0,75 + 0,06(\frac{l_p}{h})^2 + \frac{0,6\alpha_p l_p}{h} = 0,75 + 0,06(\frac{2042}{66})^2 + 0,6 \cdot 0,902 \cdot \frac{2042}{66} = 71,21,$$

$$\varphi K_{ПН} = 0,035 \cdot 71,21 = 2,5,$$

$$\frac{N}{F_{БР}\varphi R_C} + \frac{M_d}{W_{БР}\varphi_M R_u} = \frac{59,72 \cdot 10^3}{19,2 \cdot 10^6 \cdot 2,5 \cdot 14,19} + \frac{74 \cdot 10^6}{8,712^6 \cdot 14,19 \cdot 1,14} = 0,02 + 0,53 = 0,55 < 1.$$

Таким чином, умова стійкості виконана та розкріплення внутрішньої кромки в проміжку між п'ятою та конковим шарніром арки не потрібна.

Конковий вузол

На накладки діє поперечна сила від снігового навантаження:

$$Q = \frac{Sl}{8} = \frac{1,76 \cdot 24}{8} = 5,28 \text{ кН},$$

де: $S = 1,76 \text{ кН/м}$ – снігове навантаження.

На кожний з болтів діє зусилля:

$$N_1 = \frac{Ql_2}{l_1} = \frac{5,28 \cdot 35}{2 \cdot 47} = 5,06 \text{ кН},$$

де l_1 – відстань між болтами та ригелем напіврами,

l_2 – відстань між крайніми болтами та віссю симетрії рами.

На крайній болт передається зусилля

$$N_2 = 2N_1 - Q - 2 \cdot 5,06 - 5,28 = 4,84 \text{ кН} < 5,06 \text{ кН}.$$

					НЗНР-21 ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		30

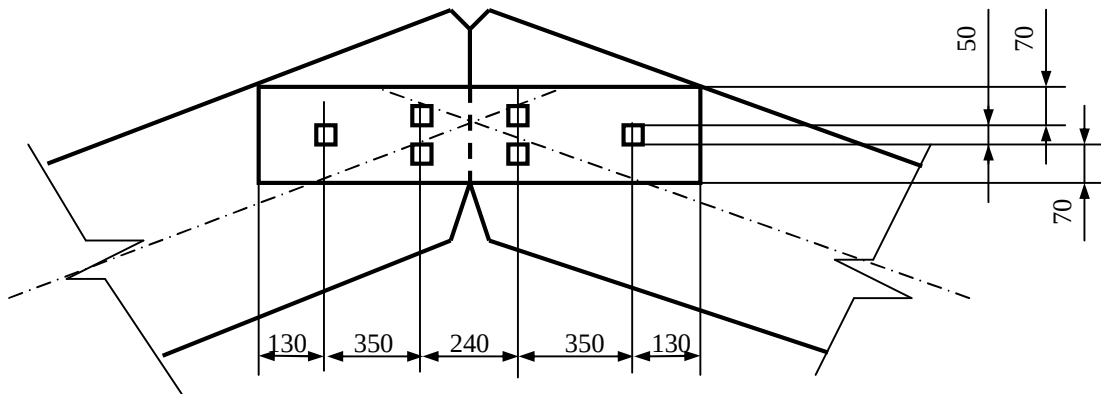


Рис. 2.4. Конструкція конькового вузла.

Знаходимо коефіцієнт $K_\alpha = 0,6$ для розрахунку сталених циліндричних панелей $\varnothing 16\text{мм}$ при напрямку зусиль 90° .

$$T_{cp} = \frac{N_1}{n} = \frac{5,06}{2} = 2,53 \text{ кН} - \text{зусилля яке приходить на один зріз болту}$$

($n=2$ кількість зрізів). Із умови згину болтів:

$$T_H = 250d^2 \sqrt{K_\alpha} = 194d_2 = 4,86 \text{ кН},$$

звідки

$$d = \sqrt{\frac{4,86}{194}} = 1,58.$$

Приймаємо болти $\varnothing 16\text{мм}$.

Перевірку бічних накладок на згин не проводимо з виду наявного запасу міцності.

2.5. Розрахунок клеєної фанерної арки

Приймаємо переріз прямокутним коробчастим висотою $h = 75\text{ см}$, стінки з фанери товщиною 12мм , яку ставимо волокнами сорочок паралельно поясам, пояси з чотирьох слоїв дошок товщиною (після обстругування) 33мм , шириною 115мм .

$$\delta_{mp} = \frac{h_{CT}}{130} = \frac{75 - 26,4}{130} = 0,37 < 1,2 \text{ см}.$$

Площа поясу:

$$F_n = 11,5 \cdot 3,3 \cdot 4 = 152 \text{ см}^2.$$

Приведені до деревини площа поперечного перерізу та момент інерції:

$$F_{\text{III}} = F_{\text{д}} + F_{\phi} \frac{E_{\phi}}{E_{\text{д}}} = 152 \cdot 2 + 1,22 \cdot 75 \frac{85000}{100000} = 457 \text{ см}^2.$$

$$I_{\text{х}}^{\text{III}} = I_{\text{д}} + I_{\phi} \frac{E_{\phi}}{E_{\text{д}}} = \frac{11,5 \cdot 13,2}{12} \cdot 2 + 152 \cdot 28,4^2 \cdot 2 + \frac{1,2 \cdot 2 \cdot 75 \cdot 10^3}{12} = 307913 \text{ см}^4.$$

$$W_{\text{х}}^{\text{III}} = \frac{307913}{75} = 8211 \text{ см}^3.$$

Гнучкість арки у площині згину при сніговому навантаженні:

$$\lambda_{\text{х}} = \frac{0,5S}{\sqrt{\frac{I_{\text{III}}}{F_{\text{III}}}}} = \frac{2042}{\sqrt{\frac{307913}{457}}} = 76,6.$$

Прийнятий поперечний переріз перевіряємо за формулою:

$$\xi = 1 - \frac{\lambda^2 N}{3000 \cdot F_{\text{III}} \cdot R_{\text{с}}}; M_5 = 70,94 \text{ кНм}; N_5 = 59,72 \text{ кН}.$$

$$\xi = 1 - \frac{76,6^2 \cdot 59,75}{3000 \cdot 457 \cdot 1,419} = 0,82$$

$$R_{\text{с}} = R_{\text{у}} = 1,2 \cdot 0,96 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,9 \cdot \frac{13}{0,95} = 14,19 \text{ МПа} = 1,419 \text{ кН/см}$$

$$\tau = \frac{N}{F_{\text{III}}} + \frac{M}{\xi W_{\text{III}}} = \frac{59,72 \cdot 10^3}{457 \cdot 10^2} + \frac{70,94 \cdot 10^6}{0,82 \cdot 8,211 \cdot 10^3} = 11,53 < 14,19 \text{ МПа}.$$

Перевіряємо стійкість арки у площині, перпендикулярній площині акри. Для забезпечення стійкості прикріплюємо до арки прогони через 250см, звідки $2 \cdot 250 = 500 \text{ см}$, у цих же точках кріпимо вертикальні в'язі:

$$I_{\text{у}}^{\text{III}} = I_{\text{д}} + I_{\phi} \frac{E_{\phi}}{E_{\text{д}}} = \frac{13,2 \cdot 11,5^2}{12} \cdot 2 + 1,2 \cdot 75 \cdot 6,35^2 \cdot 2 \cdot 0,85 = 64610 \text{ см}^4.$$

$$r_{\text{у}} = \sqrt{\frac{I_{\text{III}}^2}{F_{\text{III}}}} = \sqrt{\frac{64610}{457}} = 11,8 \text{ см}.$$

$$\text{Гнучкість } \lambda_{\text{у}} = \frac{l_{\text{у}}}{r_{\text{у}}} = \frac{500}{11,8} = 42, \text{ За графіком (5) визначаємо } \varphi_{\text{у}} = 0,83$$

$$\tau_{\text{с}} = \frac{Q_{\text{max}} \cdot S_{\text{оп}} \cdot \frac{E_{\phi}}{E_{\text{д}}}}{I_{\text{III}} \cdot \sum h_{\text{м}}} < R^{\phi}; \text{ де } Q_{\text{max}} = 7,71 \text{ кН (переріз 5).}$$

					НЗНР-21 ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		32

$$\xi = 1 - \frac{\lambda^2 N}{3000 \cdot F_{\text{IIIP}} R_C} = 1 - \frac{76,6^2 \cdot 59,72}{3000 \cdot 457 \cdot 1,419} = 0,88$$

$$I_y^\phi = I_\phi + I_\phi \frac{E_d}{E_\phi} = \frac{1,2 \cdot 2 \cdot 75^2}{12} + \frac{11,5 \cdot 13,2 \cdot 10^3}{12} 2 \cdot 2 \cdot 28,4^2 \cdot 2 \cdot 152 \frac{1}{0,85} = 378025 \text{ см}^4.$$

$$S_n = 152 \cdot 28,4 \frac{1}{0,85} = 5076 \text{ см}^3.$$

Фанерну стінку на зріз перевіряємо за формулою:

$$\bar{t}_\phi = \frac{QS_{\text{IIIP}}}{I_{\text{IIIP}} \sum \delta_\phi} \leq R_{\text{зріз}}^\phi,$$

$$S_{\text{IIIP}} = 152 \cdot 28,4 + \frac{2 \cdot 1,2 \cdot 37,5^2}{8} \cdot 0,85 = 4675 \text{ см}^3.$$

$$\bar{t}_\phi = \frac{7710 \cdot 4675}{307913 \cdot 2 \cdot 1,2 \cdot 0,85} = 5,8 < R_{\text{зріз}}^\phi = 6 \text{ МПа}.$$

Ребра жорсткості ставимо на стінках фанери та між ними, тобто через 750мм < h_{CT} . Відношення $\frac{h_{\text{CT}}}{\delta} = \frac{92}{1,2} = 76 < 80$ звідси слідує, що стінку на місцеву стійкість можна не перевіряти.

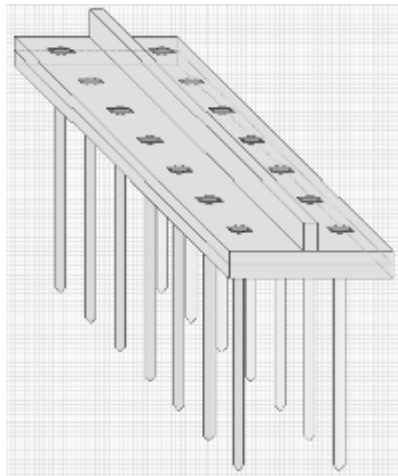
3. ДОСЛІДЖЕННЯ НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ РОСТВЕРКУ

Характер і величина впливу ростверку на природу передачі навантаження на ґрунтове підніжжя пальового фундаменту та в результаті на його осідання, залежить не тільки від його форматів, але й від жорсткості. Виконання експериментальних досліджень на натурних зразках для виявлення такого впливу є складним і дорогим. Тому альтернативою для розв'язання цього питання є застосування способу комп'ютерного моделювання, котрий ґрунтується на програмах, які окреслюють нелінійне поведіння ґрунту.

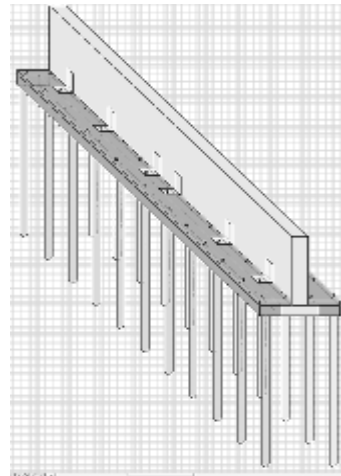
Аналіз попередніх досліджень несучої здатності ростверку у складі пальових фундаментів з низьким ростверком показав, що, по перше, частина зовнішнього навантаження передається ґрунту основи через підшву ростверку, по друге, при зміні кроку і довжини паль частина навантаження, що сприймається ростверком, змінюється, по третє, виконані експериментальні дослідження не висвітлили в повній мірі сумісну роботу ростверку і паль та залежність частки несучої здатності ростверку у складі пальового фундаменту від інженерно-геологічних умов, геометричних характеристик пальового фундаменту, характеру прикладання навантаження, по четверте, відсутні дослідження впливу типу паль (утворюються з вийманням чи без виймання ґрунту) на роботу пальового фундаменту. Крім того, проведені дослідження поки ще недостатні для практичних рекомендацій щодо визначення кількісного співвідношення між сумою несучих здатностей поодиноких паль і несучою здатністю групи паль з низьким ростверком.

З метою дослідження роботи ростверку в складі підсиленого палями стрічкового фундаменту мілкового закладання та нового пальового фундаменту розроблено мало масштабні моделі пальових фундаментів, які дозволяють моделювати роботу пальового фундаменту, фундаменту мілкового закладання до та після підсилення, враховувати технологію влаштування паль

підсилення, а також варіювати довжиною та кроком паль (рис. 3. 1). Складено програму та методику фізичного моделювання роботи новоствореного пальового фундаменту на мало масштабних моделях (табл. 3. 1).



модель №1



модель №2

Рисунок 3.1 – Мало масштабні моделі пальових фундаментів

Таблиця 3.1

Програма модельних випробувань

Група дослідів	Крок паль у поздовжньому напрямку (а)	Відстань між рядами паль (b)	Модель фундаменту	Довжина паль, мм
1	3d	7d	1	200
				300
				400
		5d	2	200
				300
				400
2	6d	7d	1	200
				300
				400
		5d	2	200
				300
				400

Проведені дослідження на мало масштабних моделях на піщаному ґрунті показали, що частка, яку складає несуча здатність ростверку у складі підсиленого фундаменту, перевищує 38% і залежить від довжини і кроку паль та технології їх влаштування. Частка, яку складає несуча здатність ростверку у складі новоствореного пальового фундаменту, перевищує 29% і залежить від довжини і кроку паль. Для підсилених фундаментів із

збільшенням відносної довжини паль частка, котру складає несуча здатність ростверку, зменшується. Із збільшенням приведеної довжини паль від 10 до 20 частка, котру складає несуча здатність ростверку, зменшується від 75 до 38%. Із збільшенням кроку паль уздовж ряду (від $3 \cdot d$ до $6 \cdot d$) частка, котру складає несуча здатність ростверку, збільшується. Із збільшенням відстані між палями в поперечному напрямку (для стрічкових фундаментів) частка, котру складає несуча здатність ростверку, також збільшується. Частка ростверку у несучій здатності підсиленого фундаменту при влаштуванні паль підсилення крізь тіло існуючого фундаменту більша ніж у випадку застосування виносних паль.

Оскільки відсоток участі ростверку у розподіленні загального навантаження значний, то це означає, що врахування ростверку дасть змогу економити значну частину коштів.

Результати фізичного моделювання роботи підсиленого палями стрічкового фундаменту мілкого закладання та новоствореного пальового фундаменту на мало масштабних моделях свідчать про необхідність та доцільність врахування роботи ростверку.

На основі чисельного моделювання виконано аналіз впливу кроку паль в поздовжньому напрямку на частку навантаження, що сприймає ростверк у складі підсиленого палями стрічкового фундаменту мілкого закладання чи новоствореного пальового фундаменту. Виявлено, що із збільшенням кроку паль частка навантаження, що сприймає ростверк підсиленого палями фундаменту чи новоствореного пальового, зростає.

Величина частки навантаження, що сприймає ростверк стрічкового пальового фундаменту, менша ніж для підсиленого. У стрічковому пальовому фундаменті ростверк починає сприймати навантаження одночасно з палями, а в підсиленому фундаменті роль ростверку виконує існуючий фундамент, який до підсилення сприймає навантаження, тобто характер розподілення навантаження між палями підсилення і ростверком інший.

					НЗНР-21 ПЗ	Арк.
						36
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

З метою достовірності наслідків обчисленню на ЕОМ моделювалась робота буро набивної палі, котра випробувалась статичним навантаженням на будівельному майдані. Ґрунтуючись на результатах випробувань була створена розрахункова модель у програмному комплекті Plaxis 3D foundation. Вибрана паля в натурі має наступні геометричні параметри: довжина палі має 24,5м, її діаметр складає 0,82м. Паля влаштовується здебільшого в алювіальних пісках а_{III-IV}, над ними має місце шар намивного піску завтовшки два метри. На щаблі 3,5 метри перебувають ґрунтові води.

Фізико-механічні характеристики ґрунтів наступні: для пісків алювіальних модуль деформації $E=25\text{МПа}$, кут внутрішнього тертя $\varphi=33^\circ$, зчеплення $c=2\text{кН/м}^2$; для пісків намивних: $E=22\text{МПа}$, $\varphi=33^\circ$, $c=3\text{кН/м}^2$.

Як логіко-математичний опис задачі використовувалась модель скінчених елементів ґрунтового підмуру та корпусу палі. Паля завдавалась за підтримки команди Massive circular pile як лінійно-пружній не пористе середовище.

Ґрунтовий підмур представляє собою куб, який має наступні розміри $44\times44\times35\text{м}$ ($a\times b\times h$). У цьому випадку в якості середовища, котре вибрано для моделювання обрана модель ґрунту, котра має можливість для зміцнення. Така пружно-пластична модель типу гіперболи дає можливість враховувати ефект зміцнення як у випадку стиснення, так і при зсуві, а також враховувати те, як залежать характеристики жорсткості від напруження.

За допомогою програми виконано низку розрахунків різновиду «навантаження-осадка» в спектрі навантажень до 5600кН; при цьому навантажування палі виконувалось ступінчато відповідно до статичного випробування натурної палі. У результаті побудовані графіки осадки на основі даних статичного випробування й за результатами розрахунків (рис. 3. 2).

					НЗНР-21 ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		37

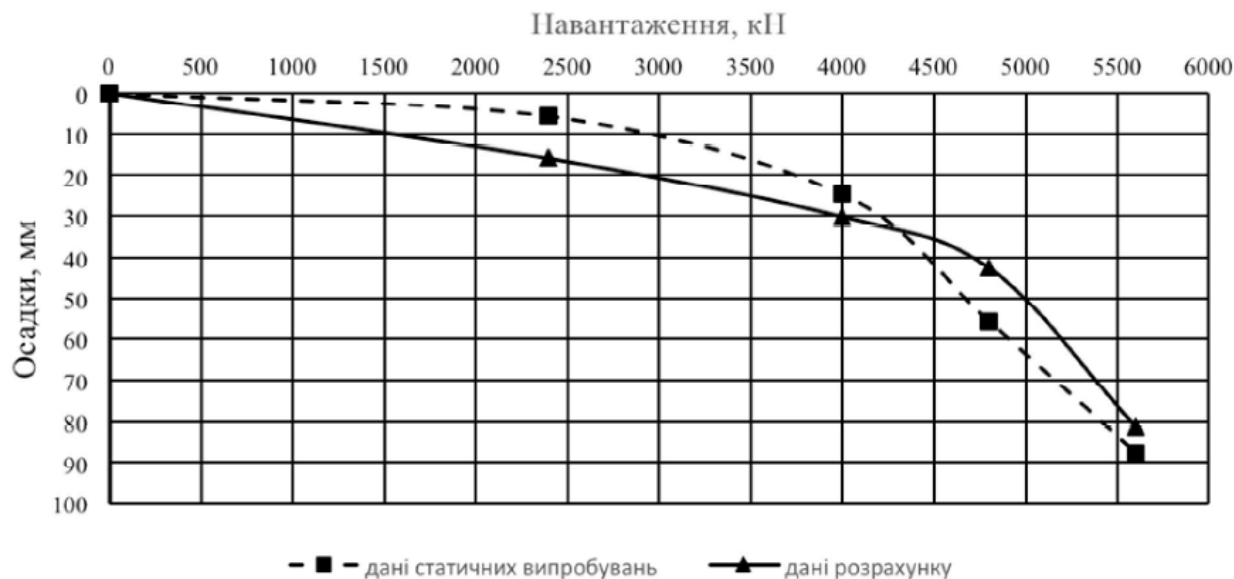


Рис. 3.2. Залежності осадки палі за даними комп'ютерного розрахунку та статичного випробування

Як видно з графіків, вибрана модель доволі точно передбачає роботу палі в ґрунті, і в результаті вона була прийнята для наступного моделювання куща паль.

Розрахунок виконувався для групи в п'ять паль (рис. 3. 3) для двійки випадків відстаней між палями у $3 \cdot d$ і $6 \cdot d$.

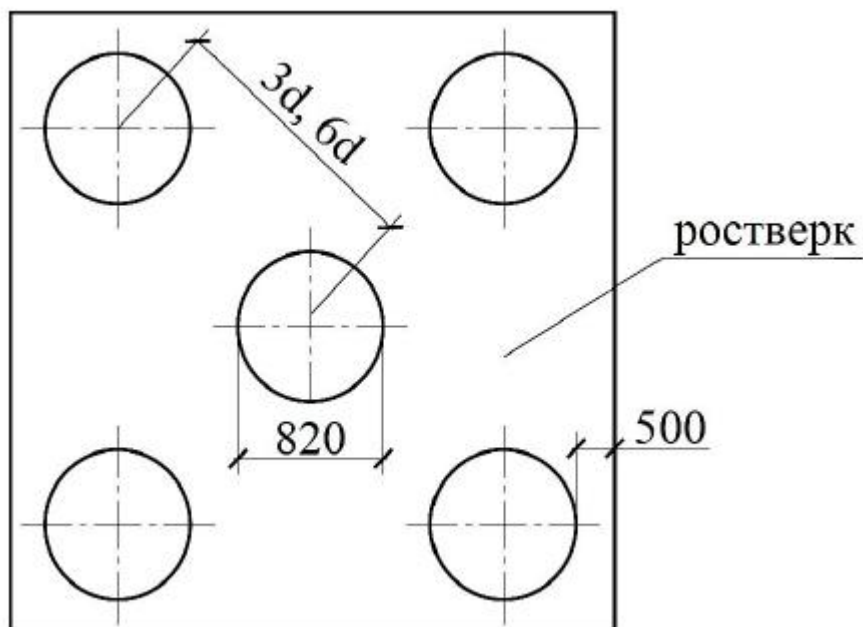


Рис. 3.3. Розміщення групи паль, об'єднаних ростверком

Декілька варіантів розрахунку було виконано для кожного з випадків:

1) куц палъ не об'єднаних ростверком, кожна паля навантажується ступінчасто в чотири етапи навантаженням у 2400кН, 4000кН, 4800кН, 5600кН;

2) куц палъ, який об'єднаний жорстким ростверком, який має модуль деформації $E=2,1 \times 10^8 \text{кН/м}^2$, група палъ навантажувалась ступінчасто зосередженим навантаженням центрально в 12000кН, 20000кН, 24000кН, 28000кН. Вагомість навантаження розраховувалося з урахуванням навантаження на одну палю, котре прийняте для першого варіанту розрахунку, при цьому врахувалася кількість палъ, яка дорівнює п'яти;

3) куц палъ, який об'єднаний жорстким ростверком, який має модуль деформації $E=2,1 \times 10^8 \text{кН/м}^2$, група палъ навантажується розподіленою завантаженістю ступінчасто, котра визначалась залежно від площі ростверку, виходячи з навантаження на одну палю, котре було прийнято в першому варіанті розрахунку з урахуванням кількості палъ;

4) куц палъ, який об'єднаний гнучким ростверком, який має модуль деформації $E=1 \times 10^6 \text{кН/м}^2$, група палъ ступінчасто навантажувалась розподіленим навантаженням, так як це виконувалося в попередньому варіанті.

На рисунках 3. 4 і 3. 5 наведено залежності величин осадок у відповідності до розглянутих варіантів розрахунків для тих випадків, коли відстані між палями становлять $3 \cdot d$ і $6 \cdot d$ відповідно. На осі абсцис відкладалися значення навантажень, які по прогнозу приходяться на одну палю.

					НЗНР-21 ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		39

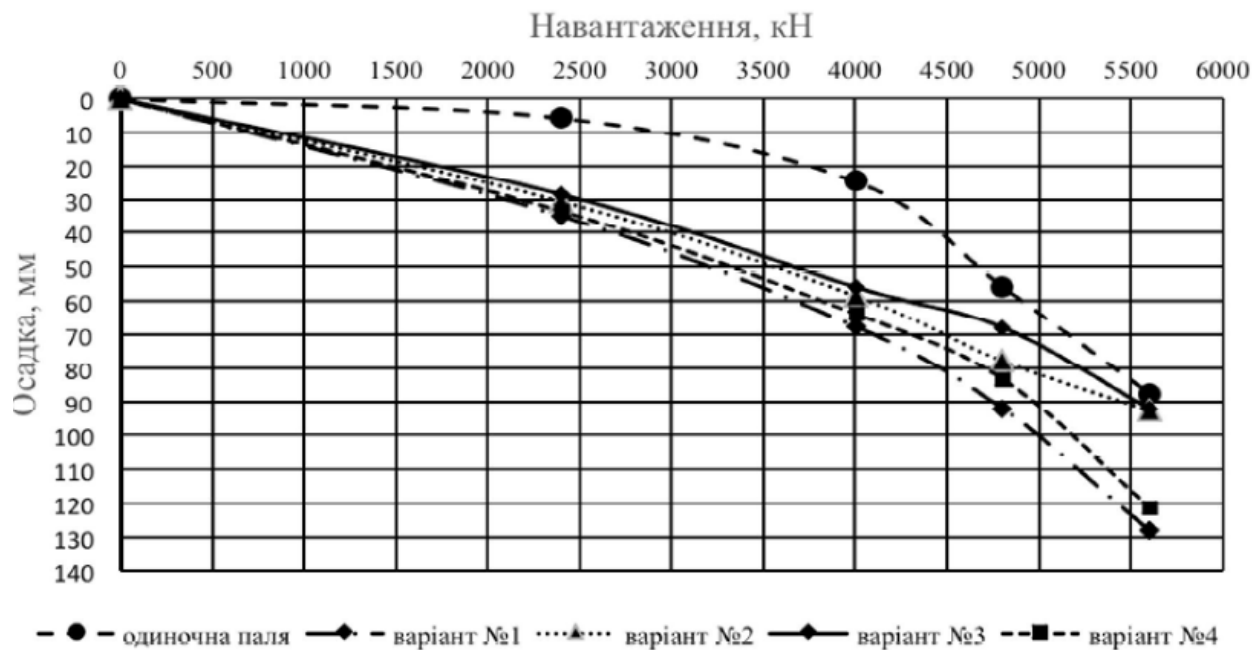


Рис. 3.4. Залежності осадки групи паль за конкретними варіантами розрахунку для відстані між палями $3 \cdot d$

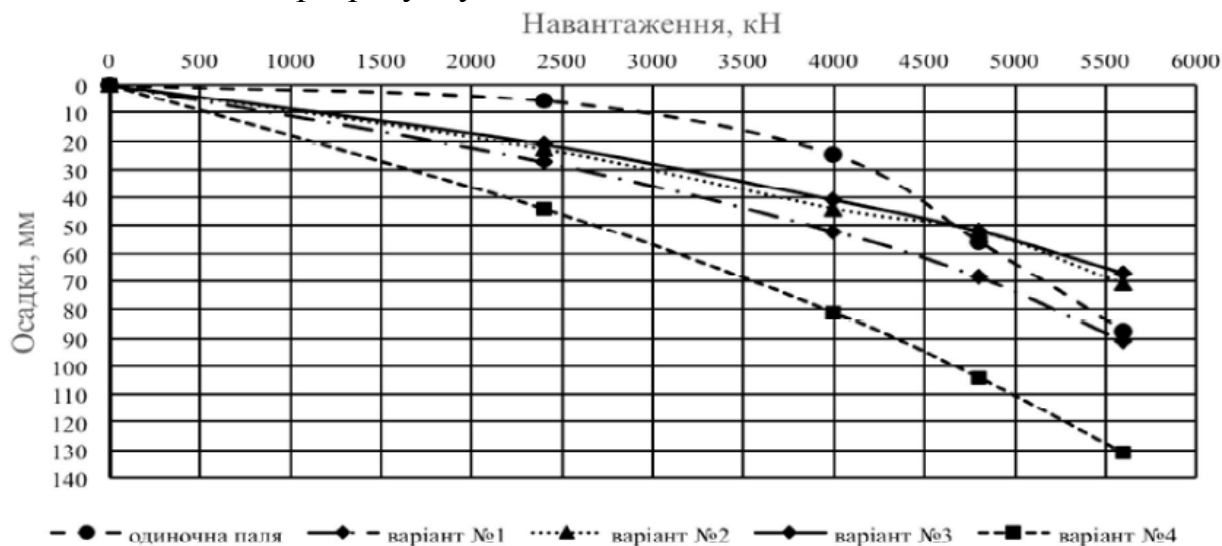


Рис. 3.5. Залежності осадки групи паль за варіантами розрахунку, котрі визначені для відстані між палями $6 \cdot d$

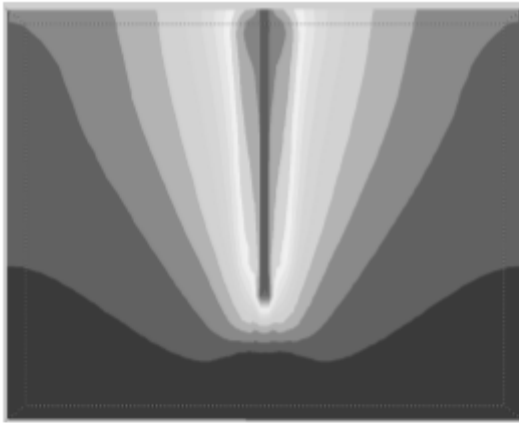
Графіки на рис. 3. 4 і 3. 5 показують, що ростверк суттєво впливає на осадку куца паль, а характер такого впливу знаходиться в залежності від його жорсткості. Загалом, куц паль, які об'єднані ростверком, має менші величини осадок. Це відбувається внаслідок передачі навантаження на підмурок не тільки самими палями, але й ростверком на верхні пласти ґрунту. Це особливо характерно для використання жорсткого ростверку. Його присутність зменшує величину осадки паль на 28% і 26% при віддалі між ними в $3 \cdot d$ і $6 \cdot d$ відповідно.

На рисунку 3. 6 показаний характер, за яким передається навантаження на ґрунтовий підмуток для різних випадків навантаження групи паль.

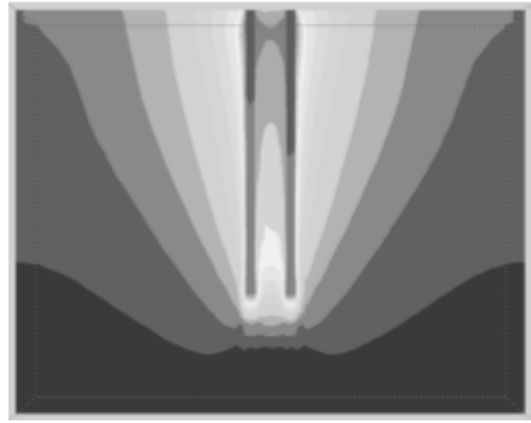
Отже, при групі паль, не об'єднаних ростверком (рисунок 3. 6, а) найбільші деформації основи виникають вздовж тіла палі за її довжиною, а ґрунт в просторі між палями й самі палі осідають як не одне ціле. За наявності жорсткого ростверку (рисунок 3. 6, б) найбільші за величиною деформації виникають у верхній частині підмурку, причому вони розподіляються рівномірно під усією довжиною ростверку. За гнучкої конструкції ростверку помітно, що він передає також навантаження на підмуток (рисунок 3. 6, в). При цьому виникають прогини та найбільші деформації в інтервалах між палями, так як ростверк не може забезпечити необхідну передачу навантажень на палю, а переобтяжує горішні пласти основи.

					НЗНР-21 ПЗ	Арк.
						41
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

а)

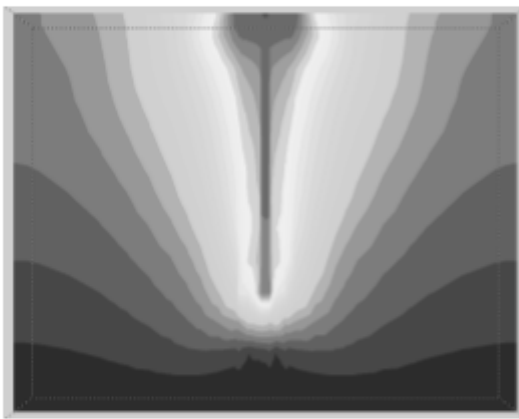


центральна паля

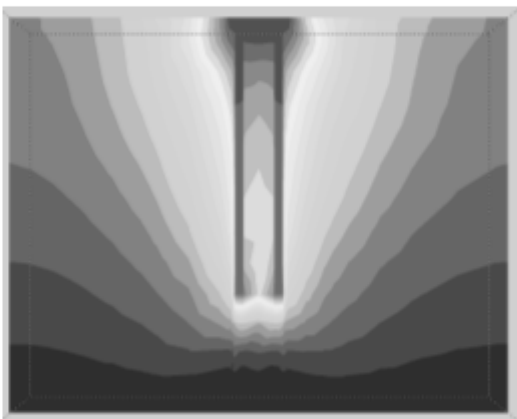


палі по контуру

б)

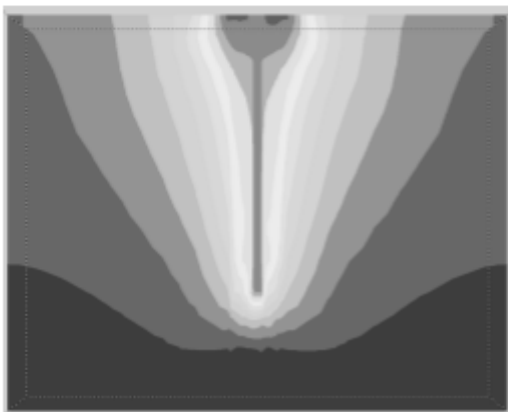


центральна паля

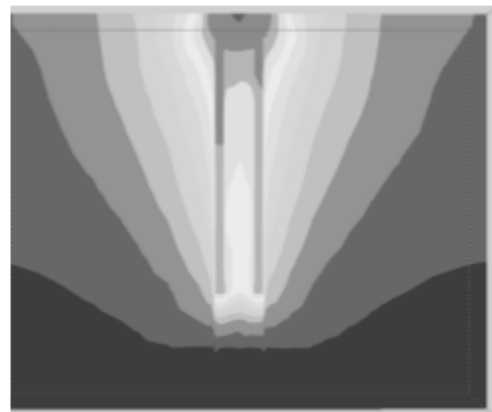


палі по контуру

в)



центральна паля



палі по контуру

Рис. 3.6. Якісна картина деформацій ґрунтового підмурку в залежності від присутності та виду ростверку: а) група палей без ростверку; б) група палей, які об'єднані жорстким ростверком; в) група палей, які об'єднані гнучким ростверком

З метою дослідження якісної картини роботи пальі разом з низьким ростверком у складі наявного фундаменту мілкого закладання та паль, які його підсилюють під дією вертикального навантаження залежно від геометричних характеристик і технології улаштування паль підсилення (через тіло наявного фундаменту чи виносні пальі) у роботі [8] виконано фізичне моделювання на маломасштабних моделях у лабораторних умовах.

Фізичне маломасштабне моделювання роботи фундаментів є приступним і, як свідчить досвід, дає можливість отримати доволі достовірну якісну картину, як себе поведуть пальові фундаменти під навантаженням. Перевагою такого моделювання є можливість повторювати його багато разів і широко змінювати розміри та розташування паль.

В цій роботі виконано дослідження якісної картини спільної роботи паль і низького ростверку у складі новітнього пальового фундаменту під впливом вертикального навантаження у залежності від геометричних характеристик, а також порівняно наслідки фізичного моделювання пальового фундаменту та стрічкового фундаменту мілкого закладання, котрий підсилений палями [8]. Серії дослідів проводились таким чином, аби геометричні характеристики запропонованих і підсилених пальових фундаментів були рівними, що дає можливість оцінити несхожість у їх роботі.

У ході планування модельного експерименту як незалежні змінні приймалися основні геометричні і конструктивні характеристики, котрі описують стрічковий пальовий фундамент:

L/d – приведена довжина паль;

a – крок паль (у повздовжньому напрямку);

b – віддаль між рядами паль.

Модельні дослідження виконувалися в лотку з розмірами $1800 \times 1200 \times 1000$ мм. Як ґрунт використовувався пісок середньої крупності. Масштаб моделювання обрано 1:15 на основі аналізу розмірів лотка для того,

щоб зберегти незмінною картину напруженого стану в ґрунтовому підмурку навколо пальового фундаменту, а також характеристик опорної рами, котра передає навантаження.

У ході досліджень вимірювали деформації та навантаження на кожну з паль. До моделі фундаменту прикладалося навантаження, величина котрого контролювалася динамометром чи при застосуванні гідравлічних домкратів - манометром. За допомогою прогиномірів визначалося переміщення паль. Для визначення навантаження, котре припадає на кожну палю, були виготовлені спеціальні наголовники.

Були використані моделі паль з деревини квадратного перетину 20×20 мм, які мають довжину 200, 300, 400 мм і моделі ростверку для існуючого фундаменту – металеві жорсткі ростверки.

Для досліджень роботи модернізованого пальового фундаменту було використані ті ж самі дві металеві моделі, котрі використовувалися й для досліджень роботи фундаменту мілкового закладання, котрий підсилювався палями [8]. Модель №1 віддзеркалює роботу фундаменту при підсиленні палями через його тіло, а модель №2 – при улаштуванні виносних паль. Модель №1 представляє собою жорстку металеву плиту з отворами, котрі розташовані на відстані $3 \cdot d$. Таке положення дає можливість використовувати плити при кроці паль $3 \cdot d$ і $6 \cdot d$.

Модель №2 дає можливість представити роботу підсиленого стрічкового фундаменту неглибокого закладання у варіанті улаштування виносних паль і роботу заново створеного стрічкового пальового фундаменту. Ця модель зроблена збірною металевою. Модель складається з головної частини, котра моделює роботу наявного фундаменту до підсилення, й елементів ростверку для моделювання роботи після того, як його підсилено палями.

Було реалізовано три серії експериментів при неоднаковому кроці паль в ростверку, а також при перемінній довжині паль для будь-якої моделі стрічкового пальового фундаменту.

Для того, щоб передати та розподілити навантаження на плиту ростверку, наверху установлюється жорстка балка.

Усі випробування моделей виконувалися з такою послідовністю:

1) укладання піску у лоток шар за шаром ($\delta=15\text{см}$) з ущільненням кожного шару і контролюванням щільності, котра отримана;

2) установлення ростверку в лотку;

3) занурювання паль разом з тензометричними рурками відповідно до прийнятої послідовності;

4) для того, щоб забезпечити їх сумісну роботу, палі закріплюються в ростверку;

5) передавання статичного навантаження на пальовий фундамент ступенево з витримкою кожного ступеня до відносної стабілізації деформацій (до 0,25мм за 15хв. спостереження) до поступу навантаженням максимальної величини для пальового фундаменту (навантаженість підвищувалася до настання руйнування підмурку, зверхньою ознакою котрого вважається поява тріщин підмурку).

Для передавання та вимірювання навантаженості використовувалися відповідно автомобільний домкрат та динамометр (стосовно моделі №1), котрі розраховані на найбільше навантаження 5т, і гідравлічні домкрати та манометр (стосовно моделі №2), котрі розраховані на найбільше навантаження 10т. Як упорну систему для домкрату використовувалася металева рама.

У результаті виконаного фізичного моделювання отримано несучу здатність фундаменту неглибокого закладання до того, як його підсилили (модель №1 – 15кН, модель №2 – 16кН) і після його осідання, а також

					НЗНР-21 ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		45

зокрема навантаження, котрі сприймають палі та ростверк, які входять до складу підсиленого фундаменту [8].

Несуча спроможність фундаменту, котрий підсилено, при кроці 3·d склала 32, 38 і 44кН при протяжності паль відповідно 20, 30 і 40 см; при кроці 6·d – 30, 32 і 38кН. Несуча спроможність модернізованого пальового фундаменту при кроці 3·d склала 18, 22 і 26кН при протяжності паль відповідно 20, 30 і 40см; при кроці 6·d – 20, 24 і 26кН.

При кроці паль 3·d несуча спроможність ростверку підсиленого фундаменту склала 24÷24,15кН, при кроці паль 6·d – 24,7÷24,9кН [8]. При кроці паль 3·d несуча спроможність ростверку модернізованого фундаменту склала 6,8; 8 та 9,6кН, при кроці паль 6·d – 13,6; 17 та 18,4кН відповідно при протяжності паль 20, 30 та 40 см.

На рисунках 3. 7 та 3. 9 зображено графіки залежності осідання – навантаження при кроці 3·d і 6·d для моделей №1 та моделі №2 при моделюванні роботи підсиленого палями фундаменту мілкового закладання та нового пальового фундаменту при різних довжинах паль 20, 30 і 40см. Як видно з графіків, при однакових значеннях навантаження осідання підсиленого фундаменту менше за осідання новоствореного пальового фундаменту.

На рисунку 3. 9 показано графіки залежності несучої спроможності від протяжності паль при кроці 3·d і 6·d для підсиленого фундаменту та модернізованого фундаменту для моделі №1.

На рисунку 3. 10 показано графік залежності несучої спроможності ростверку від протяжності паль при кроці 3·d і 6·d для підсиленого фундаменту (а) та заново створеного (б) для моделі №1.

На рисунку 3. 11 показано графік залежності частки, котру складає несуча спроможність ростверку в складі підсиленого фундаменту, від протяжності паль для двох моделей [8]. З графіку очевидно, що зі

збільшенням кроку (від 3·d до 6·d) збільшується частка, котру складає несуча спроможність ростверку.

З рис. 3. 11 помітно, що частина ростверку в несучій спроможності фундаменту при улаштуванні паль підсилення через тіло наявного фундаменту (для моделі №1) більша, ніж в випадку використання виносних паль (для моделі №2) [8].

На рис. 3. 12 показано графік залежності частини, котру складає несуча спроможність ростверку в складі модернізованого й підсиленого фундаменту, від протяжності паль для моделі 1. З графіку очевидно, що зі збільшенням кроку (від 3·d до 6·d) збільшується частина, котру складає несуча спроможність ростверку.

Зі збільшенням протяжності паль частина, котру складає несуча спроможність ростверку в складі підсиленого фундаменту, знижується (таблиця 3. 2). При збільшенні приведеної протяжності паль (відношення протяжності палі до розміру поперечного перетину) від 10 до 20 частина, котру складає несуча спроможність ростверку, знижується від 75 до 38% [8].

Зі зростанням кроку паль у поздовжньому напрямі несуча спроможність ростверку підвищується.

Також збільшення частини, котру складає несуча спроможність ростверку в складі підсиленого фундаменту, відбувається при підвищенні відстані між палями у поперечному напрямі для стрічкових фундаментів. Для моделі №1 відстань між палями у поперечному напрямі має величину 13см, а для моделі №2 – 9,4см. З таблиці 3. 2 та рисунку 3. 10 помітно, що частина ростверку в несучій спроможності фундаменту для моделі №1 має більше значення ніж для моделі №2 при рівних кроках і протяжності паль [8].

Також збільшення частини, котру складає несуча спроможність ростверку в складі підсиленого фундаменту, має місце при підвищенні відстані між палями у поперечному напрямі для стрічкових фундаментів. Для моделі №1 проміжок між палями у поперечному напрямі має величину 13см,

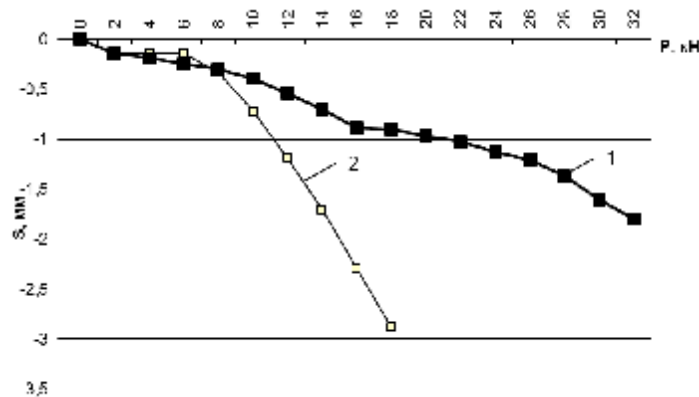
					НЗНР-21 ПЗ	Арк.
						47
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

а для моделі №2 – 9,4см. З таблиці 3. 2 і рисунку 3. 7 очевидно, що частина ростверку у несучій спроможності фундаменту для моделі №1 має більшу величину, ніж для моделі №2 при рівних кроках і протяжності паль [8].

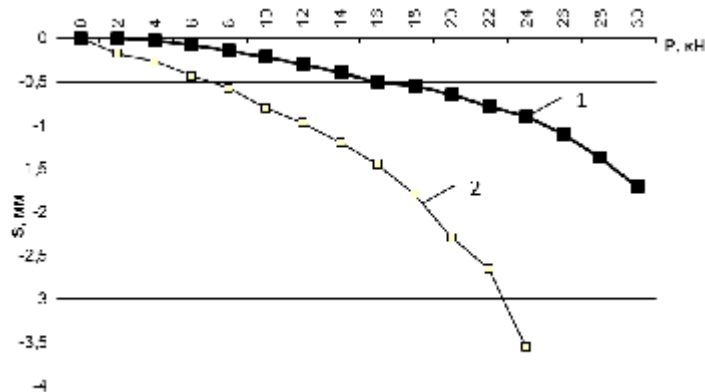
З підвищенням протяжності паль від 20 до 30см частина, котру складає несуча спроможність ростверку у складі нового пальового фундаменту, зростає. Зі зростанням протяжності паль від 30 до 40см частина залишається практично незмінною.

Частина ростверку в складі модернізованого пальового фундаменту менша порівняно з частиною ростверку в складі підсиленого фундаменту.

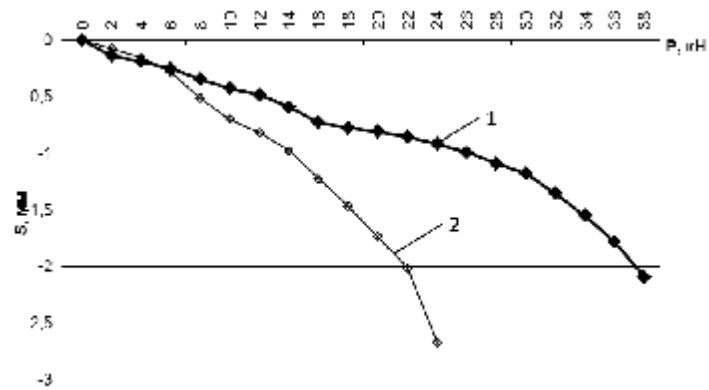
а) для паль протяжністю 20 см при кроці 3·d:



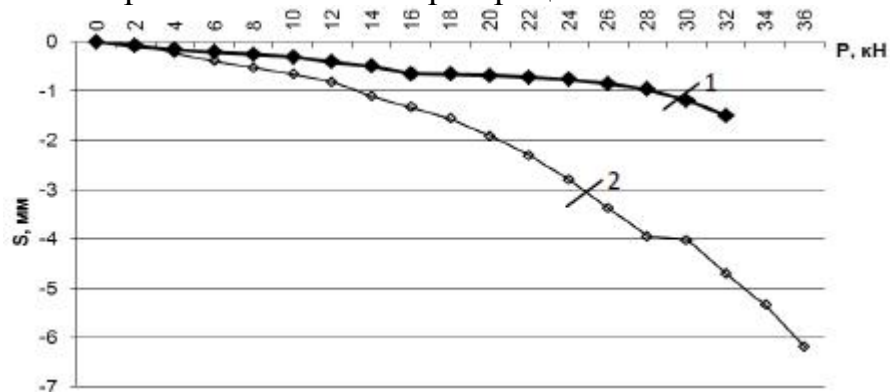
б) для паль протяжністю 20см при кроці 6·d:



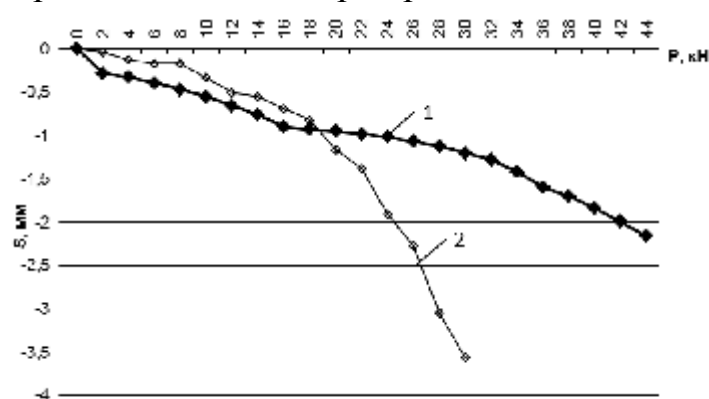
в) для паль протяжністю 30см при кроці 3·d:



г) для паль протяжністю 30см при кроці 6·d:



д) для паль протяжністю 40см при кроці 3·d:



е) для паль протяжністю 40см при кроці 6·d:

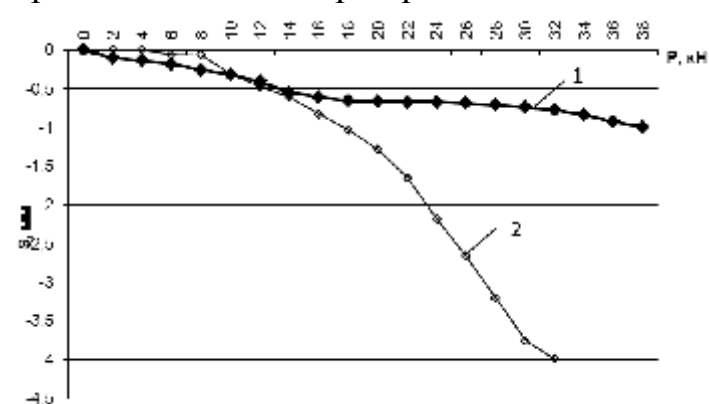
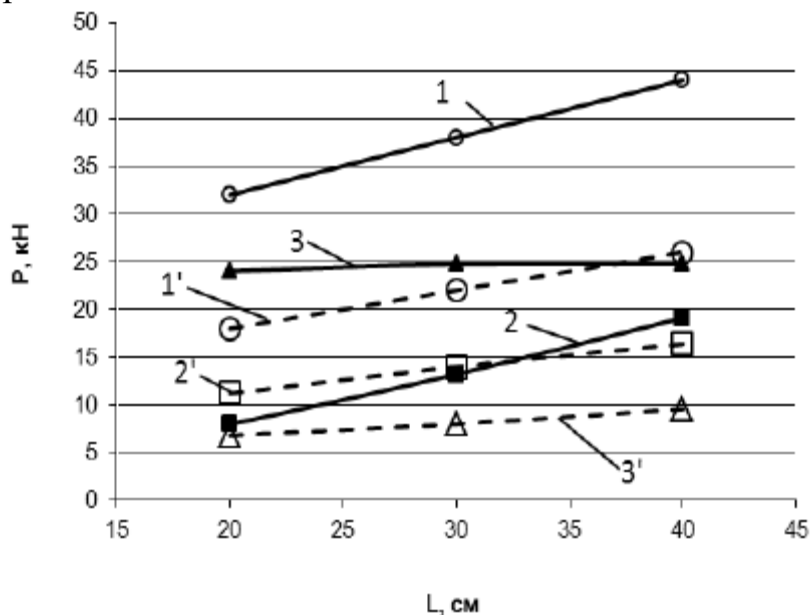


Рисунок 3 – Залежності осідання – навантаженість для моделі №1 при різних протяжності та кроці паль: 1 – підсилений палями стрічковий фундамент неглибокого закладання, 2 – модернізований пальовий фундамент

а) при кроці паль 3·d:



б) при кроці паль 6·d:

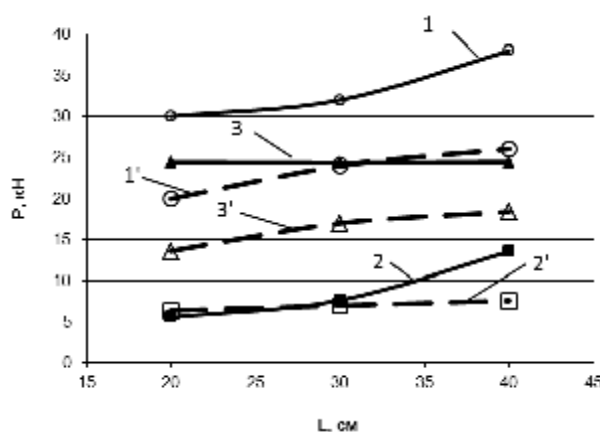
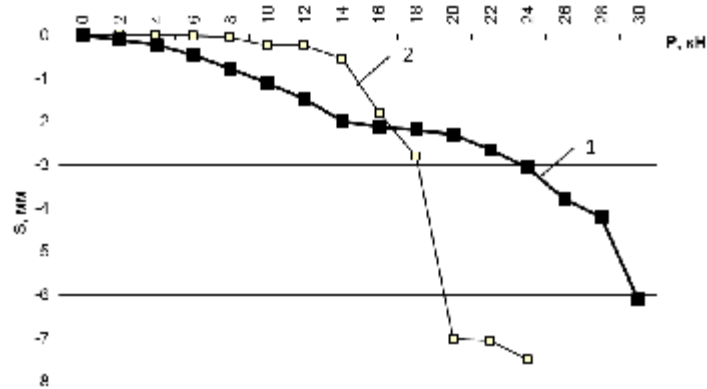
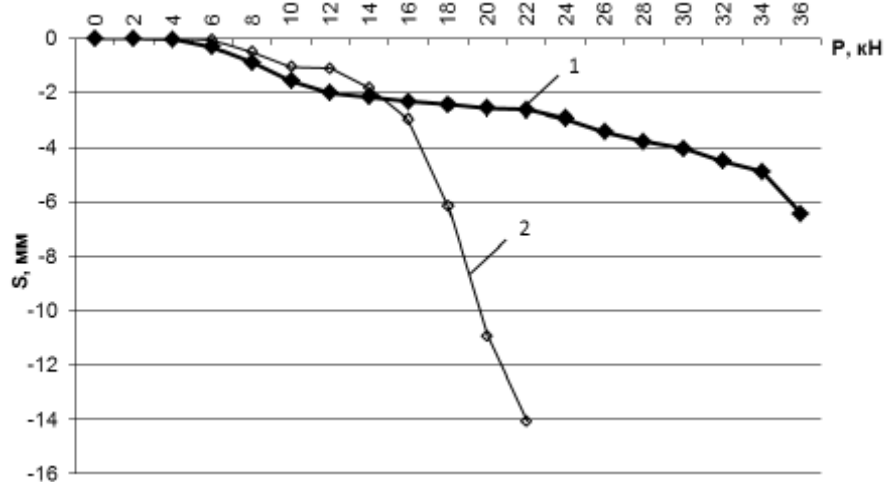


Рисунок 4 – Залежності несучої спроможності фундаменту для моделі №1 від протяжності паль: 1 та 1' – несуча спроможність фундаменту в цілому підсиленого та модернізованого відповідно; 2 та 2' – несуча спроможність паль у складі підсиленого та модернізованого фундаментів; 3 та 3' – несуча спроможність ростверку підсиленого та модернізованого фундаменту відповідно

а) для паль довжиною 20см:



б) для паль довжиною 30см:



в) для паль довжиною 40см:

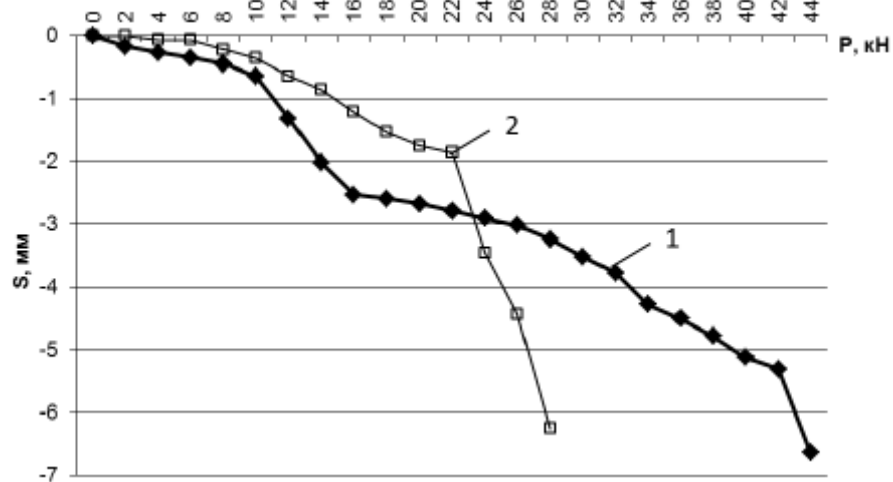
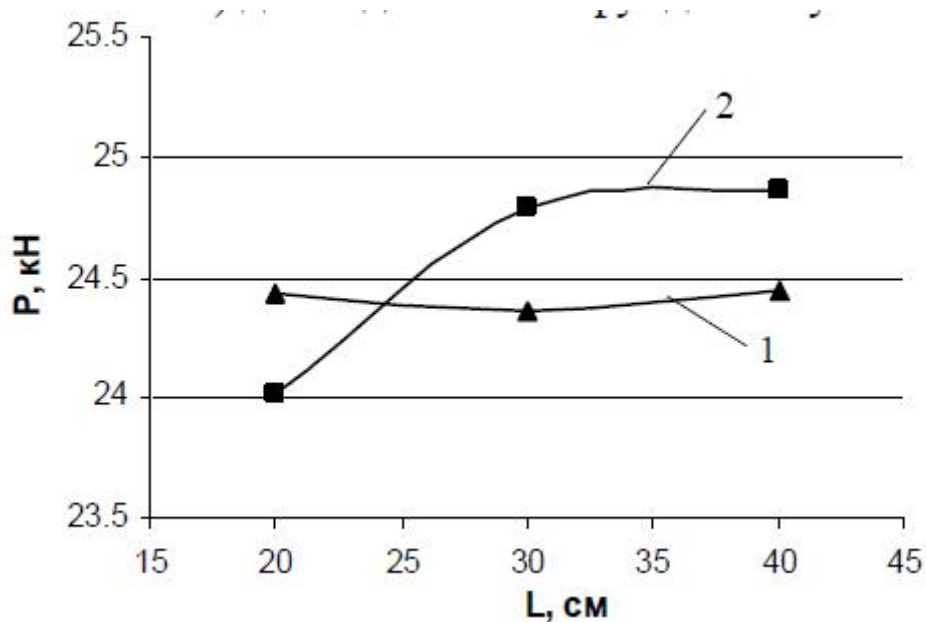


Рисунок 5 – Залежності осідання – навантаження для моделі №2 при кроці 6·d: 1 – підсилений палями стрічковий фундамент неглибокого закладання, 2 – модернізований пальовий фундамент

а) для підсиленого фундаменту:



б) для модернізованого пальового фундаменту:

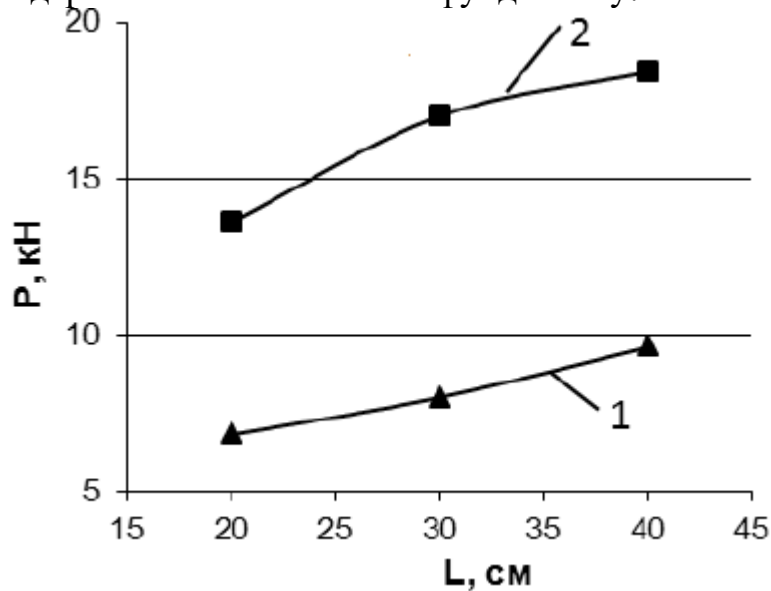


Рисунок 6 – Графіки залежності несучої спроможності ростверку для моделі №1 від кроку та протяжності паль: 1– при кроці 3·d; 2 – при кроці 6·d

Таблиця 3.2 – Частина ростверку в несучій спроможності підсиленого фундаменту, %

Крок паль		Довжина паль, см		
		20	30	40
Модель №1	3d	75,06	65,24	56,5
	6d	81,4	76,13	64,34
Модель №2	3d	52	45	38,5
	6d	63,3	55,6	45,45

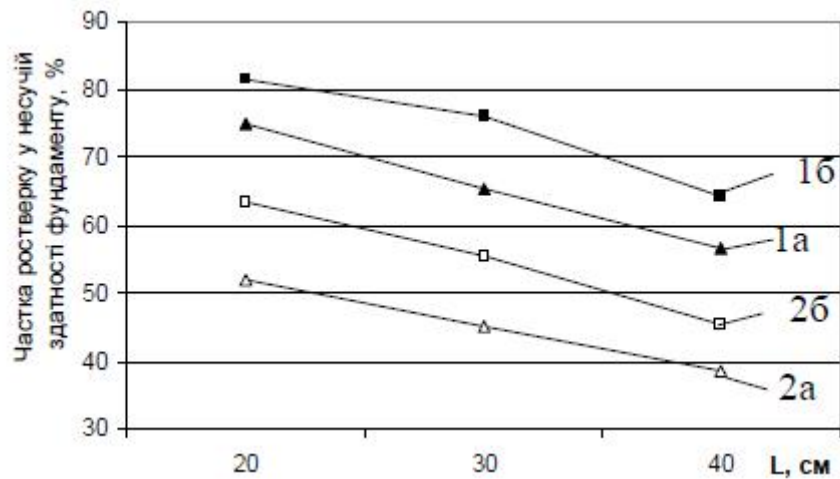


Рисунок 7 – Залежності частини, котру складає несуча спроможність ростверку у складі підсиленого фундаменту, від протяжності паль [1]: 1а і 1б – модель №1 при кроці паль 3·d і 6·d відповідно; 2а і 2б – модель №2 при кроці паль 3·d і 6·d відповідно

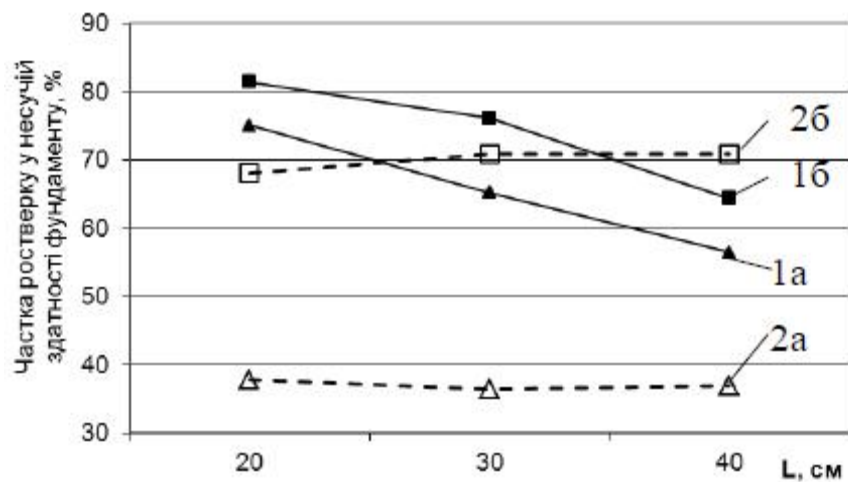


Рисунок 8 – Залежності частини, котру складає несуча спроможність ростверку, від протяжності паль (модель 1): 1а і 1б – підсилений фундамент при кроці паль 3·d і 6·d відповідно; 2а і 2б – модернізований фундамент при кроці паль 3·d і 6·d відповідно

Таблиця 3.3 – Частина ростверку у несучій спроможності підсиленого фундаменту та модернізованого фундаменту (модель 1), %

Крок паль		Довжина паль, см		
		20	30	40
Модель №1	3d	75,06	65,24	56,5
	6d	81,4	76,13	64,34
Модель №2	3d	37,8	36,4	36,9
	6d	68	70,8	70,8

Висновки

1. При розв'язанні геотехнічних задач, які пов'язані з прогнозуванням роботи куща паль можна користуватися спеціальними програмними комплексами, котрі показують нелінійне поводження ґрунту.

2. Низький ростверк здійснює суттєвий вплив на природу роботи пальового фундаменту та деформації підмурку, причому даний вплив має залежність від жорсткості самого ростверку.

3. На основі комп'ютерного моделювання встановлено, що найбільш ефективним є жорсткий ростверк, який рівномірно здійснює передачу навантаженості не тільки на палі, але і на його певну частину на верхні прошарки ґрунтового підмурку, що в цілому веде до зменшення до 28% осадок пальового фундаменту.

4. При улаштуванні гнучкого ростверку не досягається потрібна передача навантажень на палі, в результаті чого під ростверком у інтервалах між палями з'являється перевантаження поверхневих пластів ґрунту й pojawiaються прогини.

5. Підготовлено мало масштабні моделі пальових фундаментів, котрі дають можливість моделювати роботу пальового фундаменту, фундаменту неглибокого закладання до та після підсилення, враховувати технологію улаштування паль підсилення, а також змінювати протяжність і кроки паль. Розроблено програму й методику фізичного моделювання роботи модернізованого пальового фундаменту на мало масштабних моделях.

6. Виконані дослідження на моделях невеликого масштабу на піщаному ґрунті дають можливість зробити наступні висновки:

- частина, котру складає несуча спроможність ростверку в складі підсиленого фундаменту, перевищує 38% і залежить від протяжності та кроку паль та технології їх улаштування;

- частина, котру складає несуча спроможність ростверку у складі модернізованого пальового фундаменту, перевищує 29% й залежить від протяжності та кроку паль;

- для підсилених фундаментів із зростанням відносної протяжності паль частина, котру складає несуча спроможність ростверку, зменшується. Із зростанням приведеної протяжності паль від 10 до 20 частина, котру складає несуча спроможність ростверку, знижується від 75 до 38%;

- із зростанням кроку паль вздовж ряду (від 3·d до 6·d) частина, котру складає несуча спроможність ростверку, зростає;

- із зростанням відстані між палями у поперечному напрямі (для стрічкових фундаментів) частина, котру складає несуча спроможність ростверку, також зростає;

- частина ростверку в несучій спроможності підсиленого фундаменту при улаштуванні паль підсилення через тіло наявного фундаменту більша, ніж в випадку використання виносних паль.

7. Так як відсоток участі ростверку у розподілі сумарного навантаження досить великий, то це означає, що враховування ростверку надасть можливість економити помітну частку коштів.

8. Аналіз результатів фізичного моделювання роботи підсиленого палями стрічкового фундаменту неглибокого закладання та модернізованого пальового фундаменту на мало масштабних моделях вказує на необхідність та доцільність урахування роботи ростверку.

ДОДАТОК А

2.6. Гнutoклесна трьохшарнірна рама

Гнutoклесна трьохшарнірна рама прольотом 24м, при кроці 4,5м, стрела під'йому рами $f = 16,2$ м.

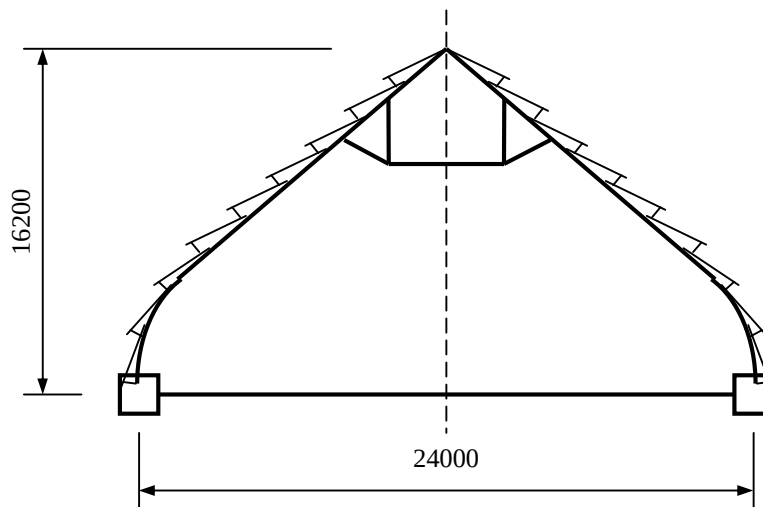


Рис. 2.5. Розрахункова схема гнutoклесної трьохшарнірної рами

Геометричний розрахунок.

Довжина напівпролету $l/2 = 24/2 = 12$ м. Висота в коньку 16,2м. Радіус вигибу приймаємо рівним $r = 3$ м. Це більше мінімального радіусу вигибу, визначаємого з виразу $r_{\min} = 150 \cdot 1,4 = 210$ см, де δ – дорівнює товщині склеювальних дощок.

Кут нахилу рігеля $\operatorname{tg} \alpha = 0,88$; $\alpha = 41^{\circ}38'$, $\sin \alpha = 0,661$, $\cos \alpha = 0,75$.

Кути між вісями стійки та рігеля та касательною до середньої точки вишибу:

$$\alpha_1 = \frac{(90 + \alpha)}{2} = \frac{(90^{\circ} + 41^{\circ}38')}{2} = 66^{\circ}09', \sin \alpha_1 = 0,915; \cos \alpha_1 = 0,404; \operatorname{tg} \alpha_1 = 2,26.$$

Центральний кут вигину у градусах та радіанах:

$$2\beta = 90 - \alpha = 90 - 41^{\circ}38' = 49^{\circ}02' = \frac{\pi\beta}{180^{\circ}} = \frac{3,14 \cdot 49^{\circ}02'}{180^{\circ}} = 0,505.$$

Довжина вигину:

$$L_{BG} = r2\beta = 3 \cdot 2 \cdot 0,805 = 4,83 \text{ м.}$$

Умовна довжина стійки:

$$l_{CT} = f - \left(\frac{l}{2}\right)\operatorname{tg} \alpha = 16,2 - \frac{24}{2} \cdot 0,881 = 5,6 \text{ м.}$$

Довжина напіврами: $l_{np} = l_{CT} + l_{BG} + l_p = 4,15 + 4,83 + 13,5 = 22,48 \text{ м.}$

Довжина напіврігелю:

$$l_p = \frac{\left(\frac{l}{2} - r + \tau \sin \alpha\right)}{\cos \alpha} = \frac{(12 - 3 + 3 \cdot 0,661)}{0,75} = 13,5 \text{ м.}$$

Вісь напіврами розбивається на 8 перерізів включаючи перерізи, де суміщуються прямі ділянки з гнутими.

Збір навантажень

На раму діє власна вага покриття рами та транспортної гелереї, снігове навантаження, вага тимчасового навантаження транспортної галереї, вага візку та вітрове навантаження. Збір постійних навантажень від ваги покриття та постійні та тимчасові навантаження приведені в таблицях при розрахунку арки. Інтенсивність рівномірно розподіленого по всьому прогину рами навантаження, еквівалентна зосередженію навантаженню від власної ваги галереї, визначаємо з умови рівності моментів по середині прольоту звичайної балки прольотом 24м від обох видів завантаження.

$$P_{EKB} = \frac{4Pa}{l^2} = \frac{4 \cdot 4,1 \cdot 10}{24^2} = 0,285 \text{ кНм,}$$

де $P = 4,1 \text{ кН}$ зосереджене навантаження;

a – відстані від опори – 10м.

Нормативне снігове навантаження:

$$P_{CH}^H = 0,7 \cdot 0,4 = 0,28 \text{ кНм}^2.$$

Власна вага арки в залежності від нормативної ваги покриття:

$$g_{BB} = \frac{(g_n^H + P_{CH}^H + P_{EKB})}{(1000/K_{BB} \cdot l) - 1} = \frac{0,35 + 0,28 + 0,285}{(1000/6 \cdot 24) - 1} = 0,154 \text{ кН/м}^2.$$

Постійне рівномірно розподілене нормативне навантаження:

$$g_n^H = g_n^H + P_{EKB} + g_{BB}^H = 0,35 + 0,285 + 0,154 = 0,789 \text{ кН/м}^2.$$

Відношення власної ваги арки до нормативної ваги снігового навантаження (СНиП II-6-74 п.5.7):

$$g_n^H / S_0 = 0,789 / 0,7 = 1,13, \quad n = 1,4.$$

					НЗНР-21 ПЗ	Арк.
						57
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

Розрахункове снігове навантаження на 1м^2 горизонтальної поверхні покриття: $g_{CH}^P = 0,28 \cdot 1,4 = 0,392 \text{ кН/м}^2$.

Рівномірно розподілені розрахункові навантаження на 1м горизонтальної проекції арки та постійне навантаження від власної ваги покриття та арки:

$$g_n^P = (0,4 + 0,154 \cdot 1,1)4,5 = 2,56 \text{ кН/м},$$

$$g_{CH}^P = 0,392 \cdot 4,5 = 1,76 \text{ кН/м}.$$

Розрахункове вітрове навантаження визначаємо згідно СНиП II-6-74.

$$\omega_b^P = K C \omega_o^B n,$$

де K – коефіцієнт який залежить від висоту споруди (при висоті більше 10м $K = 0,9$),

C – аеродинамічний коефіцієнт який приймається з навітренної сторони на ділянці активного тиску, $C_1 = 0,7$, від'ємного тиску $C_2 = -1,2$, для нижньої частини $C_4 = -0,4$,

ω_o^B – нормативний швідкістний потік приймаємий для III вітрового району $0,3 \text{ кН/м}^2$ (т.6.),

$n = 1,4$ – коефіцієнт перенавантаження.

Бокові зони обмежені точками, які мають ординату :

$$y = 0,7 f = 0,7 \cdot 16,2 = 11,3 \text{ м}.$$

Розрахункове вітрове навантаження на 1м арки за ділянками:

$$\omega_1 = 0,65 \cdot 0,7 \cdot 0,3 \cdot 1,4 \cdot 4,5 = 0,86 \text{ кН/м};$$

$$\omega_2 = \omega_3 = -0,77 \cdot 1,2 \cdot 0,3 \cdot 1,4 \cdot 4,5 = -1,75 \text{ кН/м};$$

$$\omega_4 = -0,65 \cdot 0,4 \cdot 0,3 \cdot 1,4 \cdot 4,5 = -0,49 \text{ кН/м}.$$

Рівнодіючі вітрового тиску:

$$W_1 = \omega_1 3,26 S_1 = 0,86 \cdot 2,26 \cdot 4,08 = 11,44 \text{ кН},$$

$$W_2 = W_3 = \omega_2 \cdot 1,74 S_1 = -1,75 \cdot 1,74 \cdot 4,08 = -12,4 \text{ кН},$$

$$W_4 = \omega_4 3,26 S_1 = -0,49 \cdot 3,26 \cdot 4,08 = 6,52 \text{ кН},$$

Статичний розрахунок трьохшарнірної рами

Визначаємо розрахункове зусилля в перерізах рами від постійного навантаження по всьому прольоту.

Опорні реакції:

$$R_g = R_{g'} = \frac{ql}{2} = \frac{2,56 \cdot 24}{2} = 30,3 \text{ кН.}$$

Розпір:

$$H_g = \frac{ql^2}{8f} = \frac{2,56 \cdot 24^2}{8 \cdot 16,2} = 11,37 \text{ кН.}$$

Згинальні моменти знаходимо за формулою:

$$M_g = R_x - \frac{gx^2}{2} - H_{gy},$$

де x та y – координати перерізів.

Таблиця 2.7 Згинальні моменти

№ п/п	Навантаження, кНм							Пос'єднання навантажень		
	Від власної ваги	Снігова зліва	Снігова зправа	Снігова уся	Вітрова зліва	Вітрова зправа	Тимчасова від обладнання	Постійна, сніг чи обладнання	Постійна (сніг+обладнання)*0,9 постійна	Постійна (сніг+вітер+обладнання)*0,9 постійна
1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	12,18	1,55	-2,47	-0,92	12,79	-13,77	-7,27	13,73	7,03	18,54
3	18,13	3,89	-4,89	-1	14,31	-21,31	-9,35	22,02	13,22	26,09
4	26,26	8,88	-4,57	4,31	2,59	-26,11	5,09	35,14	38,83	41,16
5	29,67	8,57	-2,14	6,43	-6,63	-17,92	37,28	66,95	70,94	64,96
6	13,19	8,57	-2,14	6,43	-6,63	-17,92	37,28	26,95	70,94	-27,96
7	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Таблиця 2.8. Згинальні моменти від снігового навантаження

№ п/п	Навантаження, кНм							Пос'єднання навантажень		
	Від власної ваги	Снігова зліва	Снігова зправа	Снігова уся	Вітрова зліва	Вітрова зправа	Тимчасова від обладнання	Постійна, сніг чи обладнання	Постійна (сніг+обладнання)*0,9 постійна	Постійна (сніг+вітер+обладнання)*0,9 постійна
1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	3,93	1,55	-5,47	-0,92	2,79	-13,77	-7,27	13,73	7,03	4,54
3	2,68	3,89	-4,89	-1	4,31	-41,31	-9,35	22,02	13,21	8,09
4	3,71	8,88	-14,57	4,31	2,59	-26,11	5,09	35,14	18,85	11,16

5	3,19	8,57	-2.14	6,43	-6,63	-17,92	37,28	26,95	70,94	-27,96
6	-9,25	-1,94	-0,54	-2,48	0,69	-4,61	-13,5	-22,75	-23,63	15,08
7	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
6'	1,26	8,88	-12,57	4,31	2,59	-26,11	5,09	35,14	38,83	41,16
5'	-0,13	3,89	-4,89	-1	4,31	-21,31	-9,35	22,02	13,42	26,09
4'	0,81	1,55	-15,47	-0,92	2,79	-13,77	-7,27	13,73	7,03	18,54
3'	-4,61	0,34	0,54	0,89	3,71	3,97	1,34	-3,67	-2,45	1,12
2'	3,19	8,57	-2.14	6,43	-6,63	-17,92	37,28	26,95	70,94	-27,96
1'	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Таблиця 2.9. Розрахункові згинальні моменти від технологічного обладнання

№ п/п	Навантаження, кНм							Посидання навантажень		
	Від власної ваги	Снігова зліва	Снігова зправа	Снігова уся	Вітрова зліва	Вітрова зправа	Тимчасова від обладнання	Постійна, сніг чи обладнання	Постійна (сніг+обладнання)*0,9 постійна	Постійна (сніг+вітер+обладнання)*0,9 постійна
1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	-37,22	-5,88	-4,29	-10,17	7,4	5,93	-35,04	-43,12	-77,93	-73,9
3	-32,62	-5,78	-4,29	-10,07	7,78	5,68	-35,32	-38,4	-73,08	-68,97
4	-27,82	-5,62	-4,33	-9,95	8,01	5,71	-35,34	-33,44	-67,66	-64,06
5	-14,8	-1,69	-4,3	-5,99	4,1	5,19	-35,52	-49,44	-51,72	-47,33
6	-12,3	-4,27	-4,27	-8,54	3,93	7,25	-35,55	-25,87	-32,2	-28,51
7	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Таблиця 2.10. Розрахункові згинальні моменти в перерізах рами

№ п/п	Навантаження, кНм							Посидання навантажень		
	Від власної ваги	Снігова зліва	Снігова зправа	Снігова уся	Вітрова зліва	Вітрова зправа	Тимчасова від обладнання	Постійна, сніг чи обладнання	Постійна (сніг+обладнання)*0,9 постійна	Постійна (сніг+вітер+обладнання)*0,9 постійна
1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	-37,43	-4,29	-5,28	-10,17	5,2	5,81	-35,06	-41,72	-78,72	-74,1
3	-41,66	-4,29	-5,89	-10,18	5,4	4,61	-35,02	-76,68	-78,27	-77,66
4	-33,31	-4,29	-5,78	-10,08	4,47	5,13	-35,75	-37,6	-73,77	-65,5
5	-28,46	-4,33	-5,62	-9,95	4,57	4,26	-35,68	-32,79	-68,3	64,7
6	-9,25	-1,94	-0,54	-2,48	0,69	-4,61	-13,5	-22,75	-23,63	15,08
7	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
6'	1,26	8,88	-12,57	4,31	2,59	-26,11	5,09	35,14	38,83	41,16
5'	-28,46	-4,33	-5,62	-9,95	4,57	4,26	-35,68	-32,79	-68,3	64,7
4'	-33,31	-4,29	-5,78	-10,08	4,47	5,13	-35,75	-37,6	-73,77	-65,5
3'	-41,66	-4,29	-5,89	-10,18	5,4	4,61	-35,02	-76,68	-78,27	-77,66
2'	-37,43	-4,29	-5,28	-10,17	5,2	5,81	-35,06	-41,72	-78,72	-74,1
1'	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Підбір перерізу рами

1. Переріз вигину.

Згинальний момент $M = M_2 = 205,8 \text{ кНм}$, позовжня сила $N = N_2 = 89,32 \text{ кН}$. Розрахунковий опір стиску та згину при ширині перерізу $b = 16 \text{ см}$, $R_c = R_u = 15 \text{ МПа}$. Потрібна величина перерізу h_{TP} визначається за величиною згинального моменту:

$$h_{TP} = \sqrt{\frac{6M}{0,2bR_u}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 2058}{0,8 \cdot 0,16 \cdot 15}} = 0,802 \text{ м.}$$

Приймаємо висоту перерізу з 53 слоїв товщиною 1,6 см $h = 54\delta = 54 \cdot 1,6 = 86 \text{ см}$, переріз $b \times h = 16 \times 86 \text{ см}$.

2. Опорний переріз.

Приймаємо $\beta = \frac{h}{b} = 5,5$; $\xi = 0,65$;

$$g = \frac{-3 \cdot 5,5 \cdot 70,94}{0,65 \cdot 14,19} = 126,9 \text{ кН}$$

$$P = \frac{-5,5 \cdot 59,72}{0,32 \cdot 14,19} = 7,72 \text{ кН}$$

$$h = \sqrt[3]{g + \sqrt{g^2 + p^3}} = \sqrt[3]{126,9 + \sqrt{126,9^2 + 7,72^3}} = 644 \Rightarrow h = 644 \text{ мм.}$$

$$b = \frac{644}{5,5} = 117 \text{ мм.}$$

Приймаємо поперечний переріз рами 120×840 , 54 слоїв товщина 16 мм.

Визначаємо гнучкість згідно СНиП II-25-80 п.4.4 та п.6.25:

$$\lambda = \frac{l_0}{r} = \frac{0,58S}{\sqrt{\frac{I_{BP}}{F_{BP}}}} = \frac{0,58 \cdot 20,42}{\sqrt{\frac{0,29}{0,66}}} = 62.$$

Згідно п.6.27 при визначенні коефіцієнту ξ замість N у (30) треба підставляти $N_B = 32,2 \text{ кН}$ стискаюче зусилля у ключовому шарнірі:

$$\xi = \frac{1 - \lambda^2 N_B}{l \cdot R_c \cdot F_{OP}} = \frac{1 - 62^2 \cdot 32,2 \cdot 10^3}{3000 \cdot 14,19 \cdot 120 \cdot 660} = 0,96,$$

МОМЕНТ

					НЗНР-21 ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		61

$$M_d = \frac{M}{\xi} = \frac{70,94}{0,96} = 74 \text{ кНм.}$$

Розрахунковий момент опору

$$W_{POC} = bh^2/6 = 120 \cdot 660^2 / 6 = 87,12 \cdot 10^5 \text{ мм}^3.$$

$$\frac{N}{F_{POC}} + \frac{M_d}{W_{POC}} = \frac{59,72 \cdot 10^3}{72,9 \cdot 10^3} + \frac{74 \cdot 10^6}{8,715 \cdot 10^6} = 0,819 + 8,49 = 9,4 < 14,19 \text{ МПа.}$$

Перевірка перерізу на стійкість плоскої форми деформування за формулою (33) п.4.18 СНиП II-25-80. Верхня частина арки розкріплена прогонами покрівлі з кроком 2,5м, які з'єднуються із в'язями:

$$l_p = 2 \cdot 250 > \frac{140b^2}{hm_B} = \frac{140 \cdot 12^2}{66 \cdot 0,96} = 818 \text{ см.}$$

Попередньо визначаємо коефіцієнти φ_M за формулою (23) п.4.14 СНиП II-25-80

$$\varphi_M = \frac{140b^2 K_{CP}}{l_p hm_B} = \frac{140 \cdot 12^2 \cdot 1,13}{2042 \cdot 66 \cdot 0,8} = 0,21.$$

Згідно СНиП II-25-80 п.4.14 до коефіцієнту φ_M вводимо коефіцієнти $K_{ЖМ}, K_{ПМ}$ при $m > 4; K_{ЖМ} = 1.$

$$K_{ПМ} = \frac{0,142l_p}{n} + \frac{1,76h}{l_p} + 1,4\alpha_p = 0,142 \cdot \frac{2042}{66} + \frac{1,76 \cdot 66}{2042} + 1,4 \cdot 0,702 = 5,43;$$

$\varphi_M K_{ПМ} = 0,21 \cdot 5,43 = 1,14$, коефіцієнт φ за СНиП II-25-80 п.4.3. (8) для гнучкості з площини:

$$\varphi = \frac{A}{\lambda^2 y} = 3000(0,5 \cdot \frac{S}{(0,29 \cdot b)^2}) = \frac{3000 \cdot 0,29^2 \cdot 12^2}{(0,5 \cdot 2042)^2} = 0,035.$$

Згідно СНиП п.4.18. до коефіцієнту φ вводимо коефіцієнти $K_{ПН}$, який при $m > 4$ становитиме :

$$K_{ПН} = 0,75 + 0,06(\frac{l_p}{h})^2 + \frac{0,6\alpha_p l_p}{h} = 0,75 + 0,06(\frac{2042}{66})^2 + 0,6 \cdot 0,902 \cdot \frac{2042}{66} = 71,21,$$

$$\varphi K_{ПН} = 0,035 \cdot 71,21 = 2,5,$$

$$\frac{N}{F_{БР} \varphi R_C} + \frac{M_d}{W_{БР} \varphi_M R_u} = \frac{59,72 \cdot 10^3}{19,2 \cdot 10^6 \cdot 2,5 \cdot 14,19} + \frac{74 \cdot 10^6}{8,712^6 \cdot 14,19 \cdot 1,14} = 0,02 + 0,53 = 0,55 < 1.$$

					НЗНР-21 ПЗ	Арк.
						62
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

Перевірка стійкості

Рама закріплена з площини покриття по наружним кромкам перерізів. Внутрішня кромка її перерізів не закріплена. У перерізах діють від'ємні згинальні моменти, максимальні по середині вигину.

Перевірка перерізу на стійкість плоскої форми деформування за формулою (33) п. 4. 18 СНиП II-25-80. Верхня частина арки розкріплена прогонами покрівлі з кроком 2,5м, які з'єднуються із в'язями:

$$l_p = 2 \cdot 250 > \frac{140b^2}{hm_B} = \frac{140 \cdot 12^2}{66 \cdot 0,96} = 818 \text{ см.}$$

Попередньо визначаємо коефіцієнти φ_M за формулою (23) п.4.14 СНиП II-25-80

$$\varphi_M = \frac{140b^2 K_{CP}}{l_p h m_B} = \frac{140 \cdot 12^2 \cdot 1,13}{2042 \cdot 66 \cdot 0,8} = 0,21.$$

Згідно СНиП II-25-80 п.4.14 до коефіцієнту φ_M вводимо коефіцієнти $K_{ЖМ}$, $K_{ПМ}$ при $m > 4$; $K_{ЖМ} = 1$.

$$K_{ПМ} = \frac{0,142l_p}{n} + \frac{1,76h}{l_p} + 1,4\alpha_p = 0,142 \cdot \frac{2042}{66} + \frac{1,76 \cdot 66}{2042} + 1,4 \cdot 0,702 = 5,43;$$

$\varphi_M K_{ПМ} = 0,21 \cdot 5,43 = 1,14$, коефіцієнт φ за СНиП II-25-80 п.4.3. (8) для гнучкості з площини:

$$\varphi = \frac{A}{\lambda^2 y} = 3000 \left(0,5 \cdot \frac{S}{(0,29 \cdot b)^2} \right) = \frac{3000 \cdot 0,29^2 \cdot 12^2}{(0,5 \cdot 2042)^2} = 0,035.$$

Згідно СНиП п.4.18. до коефіцієнту φ вводимо коефіцієнти $K_{ПН}$, який при $m > 4$ становитиме :

$$K_{ПН} = 0,75 + 0,06 \left(\frac{l_p}{h} \right)^2 + \frac{0,6\alpha_p l_p}{h} = 0,75 + 0,06 \left(\frac{2042}{66} \right)^2 + 0,6 \cdot 0,902 \cdot \frac{2042}{66} = 71,21,$$

$$\varphi K_{ПН} = 0,035 \cdot 71,21 = 2,5,$$

$$\frac{N}{F_{БР} \varphi R_C} + \frac{M_d}{W_{БР} \varphi_M R_u} = \frac{59,72 \cdot 10^3}{19,2 \cdot 10^6 \cdot 2,5 \cdot 14,19} + \frac{74 \cdot 10^6}{8,712^6 \cdot 14,19 \cdot 1,14} = 0,02 + 0,53 = 0,55 < 1.$$

Стійкість плоскої форми напіврами забезпечена.

					НЗНР-21 ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		63

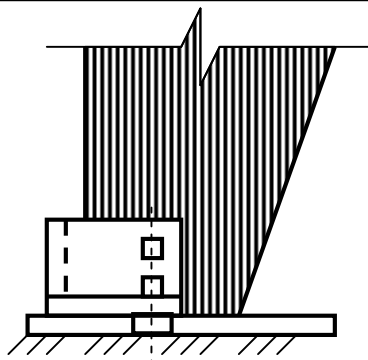


Рис. 2.6. Опорний вузол

Стійка рами перевіряється у п'яті на сколювання за клеєним швом,
 $Q = 77 \text{ кН}$.

$$t = \frac{1,5Q}{bh_{CT}} = \frac{1,5 \cdot 77 \cdot 10^2}{0,6 \cdot 16 \cdot 40} = 2,25 < 2,4 \text{ МПа}$$

При розрахунку опорного башмаку його висота визначається з умови змяття стійки під дією розпору:

$$h_B = \frac{H}{bR_{CM}} = \frac{77}{16 \cdot 24} = 20 \text{ м}$$

Вертикальну пластинку, розраховуємо на згин, як балку, частково закріпленню на опорах:

$$M = \frac{Hl}{16} = \frac{77 \cdot 16}{16} = 77 \text{ кНм}$$

$$W = \frac{M}{R_U} = \frac{77}{13,5} = 5,7 \text{ см}^3.$$

Зусилля розтягування:

$$N = \frac{Q}{2} = \frac{77}{2} = 38,5 \text{ кН},$$

$$\tau = \frac{N}{F_{БП}} + \frac{N}{W} = \frac{38,5}{26} + \frac{77}{5,7} = 13,1 < 13,5 \text{ МПа}$$

Башмак кріпимо до фундаменту 2-а болтами які пряцюють на зріз та розтягування. Стускаюче зусилля передаємо на фундамент.

Згинаючий момент: $M = 77 \cdot 10 = 770 \text{ кНм}$

$$W = \frac{2bl^2}{6} = \frac{2 \cdot 9 \cdot 28^2}{6} = 2340 \text{ см}^3.$$

Розтягуюче зусилля на 1 болт:

					НЗНР-21 ПЗ	Арк.
						64
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

$$N_p = \frac{M}{\frac{2}{3}l \cdot 2} = \frac{77 \cdot 10^2}{4 \cdot 28} = 20,6 \text{ кН};$$

на зріз:

$$N_{зр} = \frac{Q}{2} = \frac{77}{2} = 38,5 \text{ кН}$$

$$\text{Напруження розтягування: } \tau_p = \frac{N_p}{F_H} = \frac{2066}{218} = 9,4 < 0,8R_p = 0,8 \cdot 12 = 9,6 \text{ МПа}$$

Напруження розтягування за цілим перерізом:

$$\tau_p' = \frac{N_p}{F_{BP}} = \frac{2066}{3,14} = 65,6 \text{ МПа.}$$

$$\text{Напруження зрізу: } \tau_p = \frac{N_{CP}}{F_H} = \frac{3850}{3,14} = 12,2 < R_p = 13 \text{ МПа}$$

Конковий вузол

На накладки діє поперечна сила від снігового навантаження:

$$Q = \frac{Sl}{8} = \frac{1,76 \cdot 24}{8} = 5,28 \text{ кН},$$

де: $S = 1,76 \text{ кН/м}$ – снігове навантаження.

На кожний з болтів діє зусилля:

$$N_1 = \frac{Ql_2}{l_1} = \frac{5,28 \cdot 35}{2 \cdot 47} = 5,06 \text{ кН},$$

де l_1 – відстань між болтами та ригелем напіврами, l_2 – відстань між крайніми болтами та віссю симетрії рами.

На крайній болт передається зусилля

$$N_2 = 2N_1 - Q - 2 \cdot 5,06 - 5,28 = 4,84 \text{ кН} < 5,06 \text{ кН}.$$

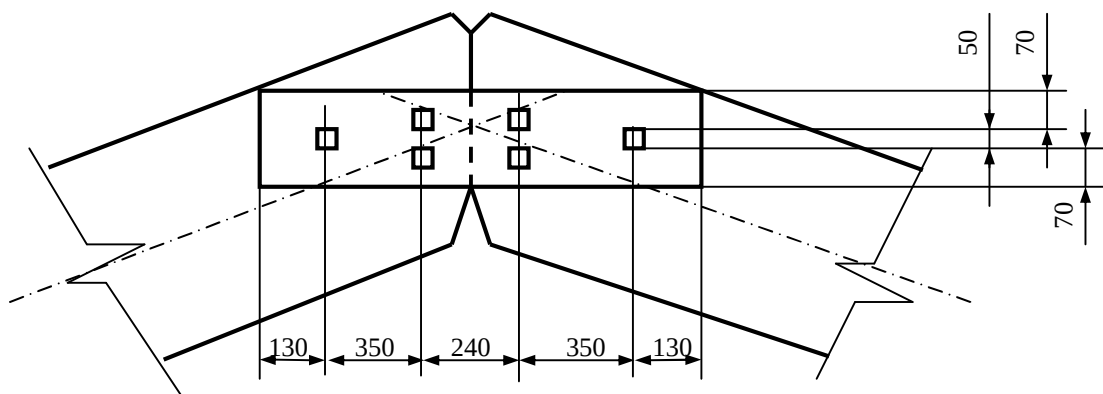


Рис. 2.7. Конковий вузол

					НЗНР-21 ПЗ	Арк.
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		65

Знаходимо коефіцієнт $K_\alpha = 0,6$ для розрахунку сталених циліндричних панелей $\varnothing 16\text{мм}$ при напрямку зусиль 90° .

$T_{CP} = \frac{N_1}{n} = \frac{5,06}{2} = 2,53 \text{ кН}$ – зусилля яке приходить на один зріз болту ($n = 2$ кількість зрізів). Із умови згину болтів:

$$T_H = 250d^2 \sqrt{K_\alpha} = 194d_2 = 4,86 \text{ кН},$$

звідки $d = \sqrt{\frac{4,86}{194}} = 1,58$. Приймаємо болти $\varnothing 16\text{мм}$.

Перевірку бічних накладок на згин не проводимо з виду наявного запасу міцності.

2.7. Розрахунок стійки фахверку

Розрахункове зусилля $V_1 = 13,7 \text{ кН}$, розрахункова довжина – $82,4 \text{ см}$.

Приймаємо стійку з деревини сосни третього сорту перерізом $100 \times 66 \text{ мм}$ із шарів товщиною 33 мм . Розрахунковий опір стиску вздовж волокон:

$$R_C = \frac{\bar{R}_C \cdot m_B \cdot m_{CL}}{\gamma_n} = \frac{8,5 \cdot 0,9 \cdot 1}{0,95} = 8,05 \text{ МПа}.$$

Максимальна гнучкість стійки:

$$\lambda = \frac{\ell_{ВД}}{0,289 \cdot b} = \frac{82,4}{0,289 \cdot 6,6} = 43,2$$

Коефіцієнт поздовжнього згину:

$$\varphi = 1 - 0,8 \cdot \left(\frac{\lambda}{100} \right)^2 = 1 - 0,8 \cdot \left(\frac{43,2}{100} \right)^2 = 0,85.$$

Напруження в перерізі:

$$\sigma = \frac{V_1}{\varphi \cdot A} = \frac{13,7}{0,85 \cdot 10 \cdot 6,6} = 0,25 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} = 2,4 \text{ МПа} < R_C = 8,05 \text{ МПа}$$

Розрахунок вузла кріплення до основної несучої конструкції.

Визначаємо необхідну кількість болтів діаметром 12мм які прикріплюють кутики до стійки.

Несуча здатність болту по зім'яттю деревини:

$$T_C = 0,5 \cdot 11,5 \cdot 1,2 \cdot 1,2 \cdot 0,9 \cdot 0,7 = 5,2 \text{ кН}$$

по центру болта:

					НЗНР-21 ПЗ	Арк.
						66
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

$$T_U = 2,5d^2 \sqrt{m_H m_B K_\alpha} = 2,5 \cdot 1,2^2 \sqrt{1,2 \cdot 0,9 \cdot 0,7} = 3,1 \text{ кН.}$$

Потрібна кількість болтів:

$$n = \frac{Q \gamma_n}{2T_{\text{РОС}}} = \frac{3,86 \cdot 1}{2 \cdot 3,1} = 0,63$$

Конструктивно приймаємо 2 болта.

Шайби під смежні болти приймаємо розміром 50×50мм.

Напруження зім'яттю упоперек волокон:

$$\tau_{CM} = \frac{R}{2_{\text{АШ}}} \leq \frac{R_{CM} m_H m_B}{\gamma_n}; \quad \tau_{CM} = \frac{3,86}{2 \cdot 5 \cdot 5} = 0,01 \leq \frac{0,4 \cdot 1,2 \cdot 0,9}{1} = 0,43 \text{ кН/см}^2.$$

2.8. Порівняння техніко-економічних показників варіантів несучих конструкцій

Провести вибір несучих конструкцій будівлі складу мінеральних добрив прольотом 24м шляхом порівняння техніко-економічних показників. Район будівництва –Кіровоградська область. Крок несучих конструкцій 4.5м. Відстань від заводу-виробника до будівельної площадки 350км (дороги шосейні).

Для порівняння приймаємо такі варіанти:

1. Клеєфанерна арка
2. Клеєдоштата арка.
3. ГНУтоклеєна трьохшарнірна рама.

1. Витрати матеріалів на виготовлення конструкцій.

Витрати дощок для виготовлення клеєних елементів конструкцій визначається за формулою:

$$V_n = \frac{1,1 \delta_n \cdot b_n (l_{CT} + 2,5 \cdot n)}{\delta_0 \cdot B_0 \cdot l_d} V_0;$$

де: δ_n, b_n – товщина та ширина дощок до обстругування,

δ_0, b_0 – товщина і ширина дощок після остругування,

l_0, W_0 – довжина та об'єм елементу, n – кількість місць торцовки.

$$V_{m1} = 1,1 \frac{40_n \cdot 120(2042 + 2,5 \cdot 4)}{33 \cdot 115 \cdot 2042} 1,82 = 2,09 \text{ м}^3,$$

					НЗНР-21 ПЗ	Арк.
						67
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

$$V_{n2} = 1,1 \frac{40_n \cdot 120(2042 + 2,5 \cdot 4)}{33 \cdot 115 \cdot 2042} 6,32 = 7,3 \text{ м}^3,$$

$$V_{n1} = 1,1 \frac{40_n \cdot 165(2042 + 2,5 \cdot 4)}{33 \cdot 115 \cdot 2042} 4 = 4,7 \text{ м}^3.$$

Витрати клею:

$$P_{KЛn} = P_{кл} \cdot V_0,$$

де $P_{KЛ}$ – витрати клею на 1м³ об'єму блоку, V_0 – об'єм деревини.

$$P_{KЛ2} = 17,5 \cdot 6,32 = 110 \text{ кг}$$

$$P_{KЛ3} = 17 \cdot 4 = 63 \text{ кг}$$

Витрати клею у клеєфанерних конструкціях:

$$P_{KЛЗ} = P_{KЛ} \cdot V_d + P_{KЛ} \cdot V_\phi = 11 \cdot 1,82 + 30 \cdot 1,62 = 68,6 \text{ кг}.$$

2. Трудомісткість виготовлення конструкцій.

Трудомісткість виготовлення конструкцій визначаємо за формулою:

$$T_{Bn} = (t_1 \cdot K_1 \cdot l_\phi \cdot n_c + t_2 V_n) \psi_0;$$

де: t_1 – питома трудомісткість остругування дощок з 4-х сторін склеювання по довжині на «зуб» та нанесення клею, $t_1 = 0,17$ люд/год – для криволінійних клеєфанерних елементів, K_1 – коефіцієнт питомої трудомісткості, для клеєфанерних елементів $K_1 = \frac{10}{n_c}$, для клеєдощатих елементів $K_1 = 1$;

l_ϕ – довжина заготовленого блоку;

n_c – кількість слоїв у блоці;

t_2 – питома трудомісткість транспортних операцій;

ψ_0 – коефіцієнт, який враховує трудовитрати на допоміжні операції.

$$T_{B1} = (0,17 \cdot 2,67 \cdot 20,52 \cdot 6 + 2,45 \cdot 2,09) 1,15 = 71 \text{ люд-год},$$

$$T_{B2} = (0,112 \cdot 20,52 \cdot 20 + 2,45 \cdot 7,3) 1,05 = 61 \text{ люд-год},$$

$$T_{B3} = (0,112 \cdot 20,52 \cdot 25 + 2,45 \cdot 4,7) 1,05 = 70 \text{ люд-год}.$$

Трудомісткість збирання конструкцій.

Трудомісткість збирання конструкцій визначаємо за формулою:

					НЗНР-21 ПЗ	Арк.
						68
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

$$T_{CBn} = 4,4Q_{CT} + 1,54V_d + \sum t_{\delta} \cdot n_{\delta} + 0,165L_{op},$$

де: Q_{CT} – вага сталених елементів;

V_0 – об'єм деревини;

t_{δ} – витрати на свердління отворів та постановку 100 болтів;

n_{δ} – кількість болтів.

$$T_{CB1} = 4,4 \cdot 0,068 + 1,54 \cdot 1,82 + \frac{8 \cdot 12}{100} + \frac{18 \cdot 6}{100} + \frac{25 \cdot 2}{100} + \frac{15 \cdot 12}{100} + 0,165 \cdot 2042 = 10,8 \text{ люд-год},$$

$$T_{CB2} = 4,4 \cdot 0,068 + 1,54 \cdot 6,32 + \frac{8 \cdot 12}{100} + \frac{17 \cdot 6}{100} + \frac{22 \cdot 2}{100} + \frac{14 \cdot 12}{100} + 0,165 \cdot 2042 = 11,5 \text{ люд-год},$$

$$T_{CB3} = 4,4 \cdot 0,121 + 1,54 \cdot 4 + \frac{9 \cdot 4}{100} + \frac{8 \cdot 4}{100} + \frac{19 \cdot 6}{100} + \frac{17 \cdot 12}{100} + 0,165 \cdot 2025 = 11,7 \text{ люд-год},$$

Загальна трудомісткість

$$T_{U1} = 71,0 + 10,8 = 81,8 \text{ люд-год},$$

$$T_{U2} = 61,0 + 11,5 = 72,5 \text{ люд-год},$$

$$T_{U3} = 70,0 + 11,7 = 81,7 \text{ люд-год}.$$

3. Собівартість заводського виготовлення.

Собівартість заводського виготовлення визначаємо за формулою:

$$C_u = ((C_{OM} + C_z T_u (1 + K_u)) K_p);$$

де: C_{OM} – вартість основних матеріалів;

C_z – середньогодинна заробітна плата робітника;

K_u – коефіцієнт який враховує заводські витрати;

K_p – коефіцієнт який враховує поза заводські витрати.

$$C_{u1} = ((482 + 0,6 \cdot 86,6(1 + 1,4)) 1,03 = 629 \text{ грн.}$$

$$C_{u2} = ((412 + 0,6 \cdot 74,2(1 + 1,4)) 1,03 = 555 \text{ грн.}$$

$$C_{u3} = ((405,7 + 0,6 \cdot 84,8(1 + 1,4)) 1,03 = 590 \text{ грн.}$$

4. Вартість транспортування.

Вартість транспортування визначаємо за формулою:

$$C_{TP} = C_{II} (l_1 + 1,5l_2) Q + A + B;$$

де: C_{II} – вартість перевезення 1т вантажу;

					НЗНР-21 ПЗ	Арк.
						69
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

l_1, l_2 – питома довжина доріг;

Q – вага конструкцій що транспортуються;

B – затрати на тару та реквізити.

$$C_{TP1} = 18,96 \cdot 2,384 + 2,16 \cdot 2,384 + 0,2 \cdot 6,25 = 51,6 \text{ грн},$$

$$C_{TP2} = 18,96 \cdot 3,5 + 2,16 \cdot 3,5 + 0,2 \cdot 6,25 = 57,28 \text{ грн},$$

$$C_{TP3} = 18,96 \cdot 2,34 + 2,16 \cdot 2,34 + 0,2 \cdot 6,25 = 57,28 \text{ грн}.$$

5. Приведені затрати на заводське виготовлення конструкцій з урахуванням транспортування до будівельного майданчика.

$$Z_U = C_U + C_{TP} + E_H K,$$

де C_u – собівартість заводського виготовлення будівельних конструкцій;

C_{TP} – собівартість транспортування конструкцій від заводу до будівельного майданчика;

K – капіталовкладення у основні виробничі фонди.

$$Z_{U1} = 629 + 51,6 + 0,15 \cdot 798 = 800 \text{ грн},$$

$$Z_{U2} = 555 + 57,28 + 0,15 \cdot 1148 = 785 \text{ грн},$$

$$Z_{U1} = 590 + 50,57 + 0,15 \cdot 812,3 = 791 \text{ грн}.$$

6. Собівартість будівельно-монтажних робіт.

$$C_{БМР} = ПЗ + НР^{ОЗ} + НР^T ;$$

де: $ПЗ$ – прямі витрати по зведенню конструкцій на будівельному майданчику;

$НР^{ОЗ}$ – накладні витрати, які залежать від основної заробітної плати;

$НР^T$ – накладні витрати, які залежать від затрат праці.

$$C_{БМР} = 21,56 + 0,15 \cdot 16,9 + 0,6 \cdot 5,37 = 27,32 \text{ грн}.$$

7. Капіталовкладення в оборотні засоби у сфері будівництва.

Капіталовкладення в оборотні засоби у сфері будівництва визначаємо за формулою:

$$K_C^{OC} = \frac{(C_U + C_{TP} + ПЗ) \cdot \left(\frac{100 \cdot H_{но}}{100} \right) K_n}{K_{OB}}.$$

					НЗНР-21 ПЗ	Арк.
						70
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

$$K_1^{oc} = \frac{(629 + 51,6 + 21,56) \cdot 1,198 \cdot 1,08}{4} = 220,6 \text{ грн},$$

$$K_2^{oc} = \frac{(555 + 57,28 + 21,56) \cdot 1,198 \cdot 1,08}{4} = 210,0 \text{ грн},$$

$$K_3^{oc} = \frac{(590 + 50,67 + 21,56) \cdot 1,198 \cdot 1,08}{4} = 217,7 \text{ грн}.$$

8. Приведені витрати на стадії монтажу.

Визначаємо за формулою:

$$3_C = C_{БМР} + B_M \cdot K_C ,$$

де: $C_{БМР}$ – собівартість будівельно-монтажних робіт;

K_C – капітальні вкладення у виробничі фонди.

$$3_{C1} = 27,32 + 0,15 \cdot 220,6 = 60,4 \text{ грн},$$

$$3_{C2} = 27,32 + 0,15 \cdot 210 = 58 \text{ грн},$$

$$3_{C3} = 27,32 + 0,15 \cdot 217,7 = 59,5 \text{ грн}.$$

9. Приведені витрати у сфері експлуатації.

$$3_{ЕКC1} = 0,025(629 + 51,6 + 21,56) = 17 \text{ грн},$$

$$3_{ЕКC2} = 0,025(555 + 57,28 + 21,56) = 16,13 \text{ грн},$$

$$3_{ЕКC3} = 0,025(590 + 50,67 + 21,56) = 16,25 \text{ грн}.$$

10. Сумарні приведені витрати.

Визначаємо за формулою:

$$3 = 3_u + 3_c + \frac{3_{ЕКC}}{P_Z + E_H} ;$$

$$3_1 = 800 + 60,4 + 17 \cdot 6,41 = 970 \text{ грн},$$

$$3_2 = 800 + 60,4 + 17 \cdot 6,41 = 970 \text{ грн},$$

$$3_3 = 800 + 60,4 + 17 \cdot 6,41 = 970 \text{ грн}.$$

За приведені витрати найбільш економічний є 2-ий варіант:
клеєна дерев'яна арка.

					НЗНР-21 ПЗ	Арк.
						71
Змн.	Арк.	№ докум.	Підпис	Дата		

ДОДАТОК Б

4. ОРГАНІЗАЦІЙНО-ТЕХНОЛОГІЧНИЙ РОЗДІЛ

4.1. Технологія будівельного виробництва

Розробка питань технології, організації й економіки будівництва, а також охорони праці здійснюється на основі вихідних положень архітектурно-будівельних і конструктивних рішень.

Склад вугілля будується на станції Павлиш Онуфріївського району Кіровоградської області.

Будівництво ведеться потоковим методом у 2 етапи: підготовчий період і основний.

У підготовчий період виконуються роботи з освоєння території будівельного майданчика, пристрою опорної геодезичної сітки, зовнішніх інженерних, мереж, доріг, виробляється розбивка і закріплення осей будинку.

В основний період робіт виконуються усі види робіт зі зведення будинку: земляні роботи, забивання паль, улаштування ростверків, монтаж каркаса будинку, монтаж підкранових колій і фахверкових колон, монтаж конструкцій, що обгороджують, і перегородок, покрівельні й опоряджувальні роботи, паралельно цим роботам виконуються роботи внутрішнього електромонтажу, монтаж технологічного устаткування, благоустрій території.

Технологічна карта виконується на монтаж колон.

Розділ економіки містить: локальні кошториси на усі види робіт, об'єктний кошторис і зведений кошторисний розрахунок.

У розділі охорона праці є розрахунки: освітленості цеху, вогнестійкості конструкції, і розрахунок вантажозахватного пристрою.

					НЗНР-21 ПЗ	Аркуш
Зміни	Арк.	№ документа	Підпис	Дата		72

4.2. Вибір методів монтажу і монтажних кранів

Монтаж колон здійснюється методом повороту і методом ковзання.

Вибір вантажозахватного пристрою.

Монтаж колон ведемо траверсою з пристроєм для розструповки з землі.

ВНИИ Промстальконструкція 10095-р-21 «Довідник по проектуванню організації будівельного виробництва М.С. Канюка», «Технологія будівельного виробництва Лєтвінов» (монтаж металевих конструкцій).

$$A_{\text{зах}}=0,85\text{м}; \quad Q_{\text{зах}}=122\text{кг}$$

Необхідний виліт стріли визначаємо з монтажною схемою (виліт стріли тіл)

Даним параметрам відповідає кран Э-1003 А (гусеничний)

Довжина стріли $L_{\text{стр.}}=20\text{м}$, $H_{\text{кр.}}=18,5\text{м}$; $Q=4,622\text{т}$, $L=8,5\text{м}$.

Вантажопідйомність при найменшому вильоті 9т, теж при найбільшому 2,6 т, виліт стріли найменший 5,6т. Теж найбільший 15,5м,

					НЗНР-21 ПЗ	Аркуш
						73
Зміни	Арк.	№ документа	Підпис	Дата		

висота гака при найменшому вильоті стріли 19,5м, теж при найбільшому 14,5м.

Визначення монтажних ділянок і захваток, тому що споруджуваний цех складається з трьох прольотів, то розбиваємо його на 3 захватки.

Технологічна карта на монтаж колон складу вугілля

1) Область застосування.

Технологічна карта розроблена на монтаж колон каркаса цеху, з застосуванням металевих конструкцій.

Розміри будівлі складаються з трьох прольотів 30х140; 30х144; 30х144м оцінка верха колон 18м маса колон 4,627т.

Роботи виконуються в літньо-осінній період і ведуться 1, 2 зміни.

Монтаж колон здійснюється на першій захватці з наступним переміщенням далі. Монтаж здійснюється краном Э-1003А.

2) Організація і технологія будівельного виробництва.

- До початку монтажу колон повинні бути виконані наступні роботи:
- зведені фундаменти під колони і перевірена правильність їхнього розташування, у плані і по висоті;
- зібрані з окремих елементів колони (укрупнювальне складання);
- зроблена розкладка колон.

Колони піднімають у вертикальне положення методом повороту чи ковзання.

					НЗНР-21 ПЗ	Аркуш
						74
Зміни	Арк.	№ документа	Підпис	Дата		

Процес установки колон складається з таких операцій:

- захоплення колони
- підйом
- надавки на опори чи в стик
- вивірки
- закріплення.

Матеріально-технічні ресурси.

Визначення техніко-економічних показників на технологічній карті.

1. Вироблення одного робітника

$$\text{у зміну} \quad B = \frac{V}{\Sigma_m}$$

2. Собівартість БМР

$$C = 1,5\Sigma_3 + 1,08C_{нсм}^{np} i T_i$$

де Σ_3 - сума заробітної плати по калькуляції

$C_{нсм}$ - виробнича собівартість маш. зм. окремих машин грн. коп.

					НЗНР-21 ПЗ	Аркуш
						75
Зміни	Арк.	№ документа	Підпис	Дата		

Характеристика об'єкту

Склад вугілля складається з трьох прольотів.

Будівля каркасна.

Фундаменти пальові.

Стіни з легких 3-х шарових металоконструкцій.

Колони, підкранові балки і ферми – фахверкові, колони зі збірних металоконструкцій .

Покриття з профільних настилів.

Віконні плетіння зі спарених труб.

Перегородки з металу, цегельні.

Покриття підлог з кислототривкої цегли, торцевих шашок, бетонні, з бетонних плит, асфальтобетонні.

Ворота – розсувні механізовані відкриванням.

					НЗНР-21 ПЗ	Аркуш
Зміни	Арк.	№ документа	Підпис	Дата		76

Об'єктний будівельний генеральний план

Будгенплан проектується на основі ДБНА. 3.1-5-9.

Будгенплан є документом проекту провадження робіт, який координує розміщення основного і допоміжного будівельного господарства на будівельному майданчику.

Об'єктний будгенплан розроблений на період монтажу цеху. Тимчасові будинки і спорудження розташовані на вільних площадках у таких місцях, де можлива їхня експлуатація протягом усього періоду будівництва. Між тимчасовими будинками забезпечені мінімальні інтервали 3м. Тимчасові будівлі та споруди, розташовані на території будівництва відносять від огороження на відстань 3-2,5м.

Майданчикові відкриті склади конструкцій, деталей, матеріалів розташовані в зоні дії монтажного крана. З найменшим видаленням від нього розміщені штабелі плит, плит перекриття. Між штабелями передбачені подовжні і поперечні проходи 0,7м. Штабеля відстоять від краю дороги на 3м. По периметру будинку виділені зони, небезпечні для перебування людей, шириною 7м.

Ширина тимчасової дороги 6 м, проїздів 11, під'їздів 3,5м. Покриття тимчасових доріг – щебеневе. На будівельному майданчику передбачені пожежні гідранти, що знаходяться згідно норм на відстані 15м друг від друга. Освітлення будмайданчика прожекторне. На території будівництва передбачене розміщення протипожежних щитів.

На об'єктному будгенплані розроблений календарний план підготовчого періоду, у плинні якого виконуються загальмайданчикові, інженерні, геодезичні роботи.

При розробці об'єктного будгенплану виконаний розрахунок потреби в ресурсах, складах, адміністративно-побутових приміщеннях.

					НЗНР-21 ПЗ	Аркуш
Зміни	Арк.	№ документа	Підпис	Дата		77

Розрахунок складів на будівельному майданчику

Створення запасів матеріалів необхідно для забезпечення безперебійної роботи будівельної організації.

При визначенні кількості матеріалів, деталей конструкцій, що підлягають зберіганню, керуються тим, що ж запаси на будмайданчику повинні бути зведені до мінімуму, яким повинно бути забезпечене будівництво. Найбільша денна витрата матеріалу визначається на підставі календарного плану чи сіткового графіка:

$$Q_{\text{дн}} = \frac{Q}{t} K_1 \cdot K_2$$

де Q - кількість матеріалів споживаних у розрахунковий період;

t – тривалість виконання процесу;

DO_1 – коефіцієнт нерівномірності надходження матеріалів,

$DO_1 = 1,1$;

DO_2 – використання матеріалів,

$DO_2 = 1,3$.

Нормативна кількість матеріалів, конструкцій і деталей, що підлягають збереженню на 1м^2 площадки визначаємо по нормативах (додаток 6.[22]), тоді корисна площа складу визначається по формулі , м^2

$$F = \frac{P}{q} .$$

Загальна площа складів включаючи проходи, м^2

$$S = \frac{F}{\alpha}$$

де α - коефіцієнт, враховуючий проходи і характеризуючий відношення корисної площі до загальної, прийнятий для навісів 0,5-0,6: для неопалюваних складів 0,5-0,7

					НЗНР-21 ПЗ	Аркуш
						78
Зміни	Арк.	№ документа	Підпис	Дата		

Зведена відомість потреби в будівельних конструкціях, виробих,
матеріалах

Найменування	Од. вим.	Кількість	Примітка
1	2	3	4
Палі	шт	360	
Колони	шт	52	
Прогони	шт		
Підкранові балки	шт	48	
Ферми 12м.	шт	39	
Панелі покриття з проф. настилів	м ²	12960	
Стінові панелі 3-х шарові типу («сандвіч»)	м ²	17090	
Фахверкові колони	шт	48	
Перегородки металеві	м ²	26400	
Цегла керамічна	тис. шт	12,096	
Бетон	м ³	172975,1	
Розчин цементний	м ³	-	
Блоки віконні	м ²	2976	
Блоки дверні	м ²	7	
Ворота	м ²	52,9	
Скло віконне	м ²	380568	
Щебінь	м ³	50232,96	
Руберойд	м ²	6065280	
Толь	м ²	-	
Бітум	кг		

					НЗНР-21 ПЗ	Аркуш
Зміни	Арк.	№ документа	Підпис	Дата		79

Асфальтова суміш	т	13698	
Цегла кислототривка	т	15012	
Мастика бітумна	т	2912,11	
Пісок	м ³	4832,4	
Шашка торцева	м ²	218160	
Ґрунтовка бітумна	т	275400	
Мастика дьогтева	т	252,3	
Ґрати металеві	т	805,2	
Замазка	кг	691,2	
Ґрунтовка масляна	кг	275400	
Колір масляний	кг	66264	
Фарби терті	кг	1260	
Оліфа	кг	87307,92	
Ґравій	м ³	291,3	
Електроди	кг	18086,4	
Болти	кг	359,4	
Конструкції ліхтарів	т	1,186	

Розрахунок тимчасових будівель і споруд

Номенклатура інвентарних будинків складається з будинків санітарно-побутового призначення: гардеробна, душова, умивальник, сушарка, прийому їжі, медичних кімната, туалет.

Адміністративного призначення: контора, диспетчерська.

Визначення площ тимчасових будинків і споруджень виробляється виходячи з максимальної кількості робітників згідно календарного плану чи будівництва сіткового графіка, $P=108$ чол.

Кількість окремих категорій працюючих визначається відповідно до п. 10,9 [23]

- робітників – 83,9% від загальної кількості людей
- ІТП – 11%
- службовців – 3,6%
- МОП і охорона – 1,5%

Для виконання робіт необхідно робітників 91 чол. ІТП $108 \cdot 0,11 = 12 \text{ чол}$

- службовців $108 \cdot 0,036 = 4 \text{ чол}$
- МОП і охорона $108 \cdot 0,015 = 1 \text{ чол.}$
- працюючих $91 + 12 + 4 + 1 = 108 \text{ чол}$

Будинку санітарно-побутового призначення

Розрахунок ведеться по формулі $S_{\text{тр}} = S_n N n^2$

де S_n – нормативний показник площі (додаток 7, [22])

N – загальна кількість працюючих

Гардеробна $S_{\text{тр}} = 0,5 \cdot 108 = 54 \text{ м}^2$

Душова $S_{\text{тр}} = 0,54 \cdot 104 \cdot 0,5 = 28 \text{ м}^2$

Умивальна $S_{\text{тр}} = 0,07 \cdot 104 \cdot 0,5 = 5,1 \text{ м}^2$

					НЗНР-21 ПЗ	Аркуш
Зміни	Арк.	№ документу	Підпис	Дата		81

Туалет $S_{\text{мр}} = 0,14 \cdot 104 \cdot 0,7 = 10,584 \text{ м}^2$ муж.

$S_{\text{мр}} = 0,14 \cdot 104 \cdot 0,3 = 9,536 \text{ м}^2$ жен.

Приміщення для сушіння

$S_{\text{мр}} = 0,2 \cdot 108 \cdot 0,7 = 15,12$ муж.

$S_{\text{мр}} = 0,2 \cdot 108 \cdot 0,3 = 6,48$ жен.

Приміщення для обігріву

$S_{\text{мр}} = 0,1 \cdot 108 = 10,8 \text{ м}^2$

Їдальня $S_{\text{мр}} = 1 \cdot \frac{108}{2} = \frac{108}{2} \text{ м}^2 = 54 \text{ м}^2$

Здоровпункт $S_{\text{мр}} = 7 \text{ м}^2$

Зведена таблиця площ тимчасових будинків адміністративно-побутового призначення

№ п/п	Найменування будинку	Од. вим.	Потреба
	Санітарно-побутові призначення		
1	Гардеробна	м ²	54 (3×9) · 2
2	Душова	-\\-	28 м ²
3	Умивальна	-\\-	5,2
4	Туалет $\frac{\text{чоловіч.}}{\text{жіночий}}$	-\\-	$\frac{10,58}{4,54}$ (3×6)
5	Приміщення для сушіння $\frac{\text{чоловіч.}}{\text{жіночий}}$	-\\-	$\frac{15,12}{6,48}$ (3×6)
6	Приміщення для обігріву	-\\-	10,8 (3×6)
7	Їдальня	-\\-	$\frac{10,8}{2}$ (9×6)
8	Здравпункт	-\\-	7 м ²
9	Контора	-\\-	40 (3×9)

					НЗНР-21 ПЗ	Аркуш
Зміни	Арк.	№ документа	Підпис	Дата		82

10	Диспетчерська	-\\-	7
----	---------------	------	---

Відомість облікової чисельності працівників

№ п.п	Найменування категорії працівників	%	Чисельність
1	Робітники основного виробництва	83,9	91
2	ІТП	11	12
3	Службовці	3,6	4
4	МОП і охорона	1,5	1
Усього		100	108

Визначення потреби у воді для нестатків будівництва.

Потреба у воді визначаємо по формулі

$$Q_{\text{мр}} = Q_{\text{нр}} + Q_{\text{хоз.}} + Q_{\text{пож}}$$

Витрата води на виробничі нестатки.

$$Q_{\text{нр}} = \frac{q_{\text{л}} \cdot n_{\text{л}} \cdot K_2 \cdot K_{\text{н}}}{t \cdot 3600},$$

де $q_{\text{л}}$ – питома витрата води на виробничі нестатки (додаток 15, [22]);

$n_{\text{л}}$ – число виробничих потреб у найбільш навантажену зміну;

$K_2 = 1,5$ - коефіцієнт вартовий нерівномірності водоспоживання;

t – число годин у зміні;

$K_{\text{н}} = 1,2$ – коефіцієнт на невраховані витрати води.

1. Робота екскаватора $Q = \frac{10 \cdot 282 \cdot 1,3 \cdot 1,2}{8,2 \cdot 3600} = 0,17 \text{ л/с}$

2. Поливання бетону і ж/б $Q_{\text{нр}} = \frac{200 \cdot 184 \cdot 1,5 \cdot 1,2}{8,2 \cdot 3600} = 2,24 \text{ л/с}$

3. Цегельна кладка $Q_{\text{нр}} = \frac{90 \cdot 21 \cdot 1,5 \cdot 1,2}{2,2 \cdot 3600} = 0,44 \text{ л/с}$

					НЗНР-21 ПЗ	Аркуш
						83
Зміни	Арк.	№ документа	Підпис	Дата		

$$4. \text{ Поливання ущільненого щебеню } Q_{np} = \frac{4 \cdot 134 \cdot 1,5 \cdot 1,2}{8,2 \cdot 3600} = 0,1 \text{ л/с}$$

$$5. \text{ Виконання штукатурних робіт } Q_{np} = \frac{7 \cdot 291,5 \cdot 1,2}{8,2 \cdot 3600} = 0,1 \text{ л/с}$$

$$6. \text{ Виконання малярських робіт } Q_{np} = \frac{0,5 \cdot 1734 \cdot 1,5 \cdot 1,2}{8,2 \cdot 3600} = 0,1 \text{ л/с}$$

$$Q_{np} = 0,17 + 2,24 + 0,44 + 0,1 + 0,1 + 0,1 = 3,15 \text{ л/с}$$

Витрата води для забезпечення господарсько-побутових нестатків, л/с

$$Q_{хоз} = \frac{q_x \cdot n_p \cdot \kappa^2}{t_x \cdot 3600} + \frac{q_d \cdot n_d}{t \cdot 60} \text{ де}$$

q_x – питома витрата води на господарські питні нестатки (дод. 16, [22]);

q_d – 30л. витрата води на прийом душу одним працюючим;

n_p – число працюючих у саму навантажену зміну 108 чол.;

n_d – число працюючих, які користуються душем 40% - 43,8 чол.;

t – 45 хв. тривалість роботи душової.

$$Q_{хоз} = \frac{25 \cdot 108 \cdot 1,5}{0,45 \cdot 3600} + \frac{30 \cdot 43}{0,45 \cdot 60} = 1,03 \text{ л/с}$$

Витрата води для зовнішнього пожежегасіння приймають виходячи з тригодинної тривалості гасіння однієї пожежі (дод. П^[22]) і забезпечення розрахункової витрати води на інші виробничо-господарські нестатки $Q_{пож}=15$ л/с.

$$Q_{np} = 3,15 + 1,03 + 15 = 19,31 \text{ л/с}$$

Необхідний діаметр трубопроводу до пожежного гідранта.

$$3 Q_{расч} = w \cdot v = \frac{\pi d^2}{4} v,$$

v – швидкість руху води по трубах

					НЗНР-21 ПЗ	Аркуш
Зміни	Арк.	№ документа	Підпис	Дата		84

$$D = 2 \cdot \sqrt{\frac{Q_{расч}}{\pi d}} = 2 \cdot \sqrt{\frac{19,31}{3,14 \cdot 1,2 \cdot 1000}} = 0,14 м$$

Приймаємо діаметр тимчасового трубопроводу 150 мм

Розрахунок тимчасового електроспоживання

Потрібна потужність джерела електроенергії визначається по формулі:

$$P_{mp} = \left(\frac{K_1 \cdot \Sigma \cdot P_m}{\cos \varphi_1} + \frac{K_2 \Sigma P_m}{\cos \varphi_2} + K_3 \Sigma P_{om} + K_4 \cdot \Sigma P_{ov} + K_5 \Sigma P_{cv} \right)$$

де $\alpha_1 = 1,1$ - коефіцієнт утрати потужності в мережах;

ΣP_m - сума потужностей е/потоків;

ΣP_m - сума потужностей для технологічних нестатків;

ΣP_{on} и ΣP_{ov} - сума потужностей освітлювальних приладів зовнішнього і внутрішнього висвітлення;

ΣP_{cv} - потужність звареного апарата;

$\cos \varphi_1$ и $\cos \varphi_2$ - коефіцієнт потужності.

Норма освітлення на $1 м^2$ – 3 Ут (понт. роботи)

α_1 – коефіцієнт одночасної роботи

$\alpha_2, \alpha_3, \alpha_4, \alpha_5$ – відповідні коефіцієнти

$$\Sigma P_{on} = \frac{(30 \cdot 42 + 36 \cdot 30) \cdot 3}{1000} = 7 кВт$$

Зварювальний апарат ТД-300 $\Sigma P_{cv} = 20 кВт, K_5 = 0,35$

Сумарна потужність електропотоків

розчинонасоси – 5,8кВт

ручний вібратор – 1,2кВт

Автовантажувач продуктивністю $6 м^{3/4}$ – 7кВт

					НЗНР-21 ПЗ	Аркуш
						85
Зміни	Арк.	№ документа	Підпис	Дата		

Електрофарбопульт 3-61-0,27кВт

Машина для прогріву, перемішування і подачі мастики на покрівлю

3-100А-60кВт

Машина для нанесення бітумних мастик

3-122А-4,9кВт

$$\Sigma P_m = 79,17 \text{ кВт}$$

Освітлення внутрішнє:

Контора: $\frac{40 \cdot 15}{1000} = 0,6 \text{ кВт}$

Диспетчерська : $\frac{7 \cdot 15}{1000} = 0,11 \text{ кВт}$

Гардеробна : $\frac{54 \cdot 15}{1000} = 0,81 \text{ кВт}$

Душова : $\frac{62 \cdot 15}{1000} = 0,93 \text{ кВт}$

Умивальна : $\frac{5,2 \cdot 15}{1000} = 0,78 \text{ кВт}$

Туалет : $\frac{15 \cdot 15}{1000} = 0,225 \text{ кВт}$

Приміщення для сушіння : $\frac{21,5 \cdot 15}{1000} = 0,323 \text{ кВт}$

Здоровпункт : $\frac{7 \cdot 15}{1000} = 0,105 \text{ кВт}$

Їдальня : $\frac{108 \cdot 15}{1000} = 1,620 \text{ кВт}$

Склад : $\frac{100 \cdot 0,8}{1000} = 1,650 \text{ кВт}$

					НЗНР-21 ПЗ	Аркуш
Зміни	Арк.	№ документа	Підпис	Дата		86

$$\Sigma P_{od} = 7,153 \text{ кВт}$$

Потрібна потужність джерела електроенергії

$$P_{\text{мр}} = \left(\frac{0,3 \cdot 79,17}{0,7} + 1,7 + 0,8 \cdot 7,153 + 0,35 \cdot 0,09 + 0,35 \cdot 20 \right) = 59,05 \text{ кВт}$$

Розрахунок прожекторного висвітлення

Для освітлення будмайданчика під час роботи в 2 і 3 зміни потрібно прожекторне висвітлення. Визначається кількість і тип освітлювальних приладів.

1) Світловий потік, необхідний для висвітлення будівельного майданчика $F = E_{\text{ср}} \cdot p \cdot S = 20 \cdot 0,25 \cdot 12960 = 64800$

2) Необхідна кількість прожекторів

$$n = \frac{F}{P_{\pi}} = \frac{64800}{1000} = 64,8 \text{ шт} \approx 64 \text{ шт}$$

3) Світловий потік для висвітлення площадок, проходів і проїздів

$$F = 3 \cdot 0,25 = 10500$$

4) Необхідна кількість прожекторів

$$n = \frac{10500}{1000} = 10,5 \approx 11 \text{ шт}$$

Отже для висвітлення всієї площадки необхідно 75 шт. Приймаємо 8 на 4 т висотою $h=20\text{м}$ з 9 прожекторами ПЗС-45 (лампи потужністю 100кВт).

					НЗНР-21 ПЗ	Аркуш
						87
Зміни	Арк.	№ документа	Підпис	Дата		

Забезпечення будівництва стисненим повітрям

Стиснене повітря застосовується на будівництві при виконанні будівельно-монтажних робіт. Постачання відбувається від пересувного компресора.

Потрібна кількість стиснутого повітря визначається по формулі

$$B = K_1 \epsilon_1 n_1 + K_2 \epsilon_2 n_2 + \dots K_n \epsilon_n n_n :$$

де ϵ – нормативну витрату повітря механізмом;

n – число однорідних елементів;

ϵ_0 – коефіцієнт однорідності роботи.

Працюють:

Вібратор ВТ, витрата повітря $0,9 \text{ м}^3/\text{хв}$

$$B = 1 \cdot 0,9 \cdot 1 = 0,9 \text{ м}^3 / \text{мин}$$

Розрахункова продуктивність компресорної установки

$$B_{расч} = \frac{B}{100} \cdot (100 + K_k + K_0 + K_n + K_l);$$

K_k – втрати повітря в процесі;

K_0 – втрати на охолодження;

K_n – втрати на нещільність з'єднання ;

K_l – витрата повітря на продувку (додаток 2.7, [22]).

$$B_{расч} = \frac{99}{100} \cdot (100 + 10 + 20 + 25 + 8) = 1,47 (\text{н} / \text{мин})$$

Довжина повітряводу – 100м, діаметр – 40мм.

Обсяг повітрязабору:

$$v = 0,4 \sqrt{B_{расч}} = 0,4 \sqrt{1,47} = 0,48 \text{ м}^3$$

					НЗНР-21 ПЗ	Аркуш
Зміни	Арк.	№ документа	Підпис	Дата		88

Приймаємо пересувну компресорну станцію обласної філії оргтехбуду, продуктивністю - $3\text{м}^3/\text{хв}$, тиск - 6 атм., ємність повітрязбірника – $1,2\text{м}^3$

ТЕП по проекту

1. Загальна кошторисна вартість по об'єкту

$$CC = 3875 \text{ т.р.}$$

у тому числі загальнобудівельні роботи

$$CC_{\text{спр}} = 1798 \text{ т.р.}$$

2. Будівельний обсяг будинку 272 тис м^3

3. Вартість 1м^3 будинку : $\frac{3875}{272} = 14,24 \text{ т. крб}$

у тому числі загальбудівельні роботи

$$\frac{1798}{272} = 6,62 \text{ тыс.крб.}$$

4. Нормативна трудомісткість 225704 – дні

5. Витрати праці на одиницю будівельного обсягу 0,083 - 4-дні

6. Тривалість будівництва міс. 17

7. Вироблення на 1 чоловіка – день крб. 88,8

8. Механоозброєність праці - 447,14.

9. Енергооснащеність праці.

$$\frac{99,66}{60} = 1,66 \text{ кВт / чел}$$

					НЗНР-21 ПЗ	Аркуш
Зміни	Арк.	№ документа	Підпис	Дата		89

До визначення механоозброєності і енергооснащеності.

Найменування машин	Потужн. двигуна (кВт)	Балансова вартість грн	Тривал. роботи дні	$\overline{CM}$ тис. грн.	$\overline{N}$
Екскаватор Э 515А с ковшом 0,5 м ³	66,88	21200	24	508800	1505,12
Бульдозер ДЗ-356 на базі трактора Т-180	129	21393	24	513432	3096,0
Копер 311-33А універсальний вантажопід.10 т.	120	23840	21	500640	2520
Молот дизельний СЛ-41А трубчастий	5,0	2410	21	50610	105
Установка для зрізання палі	5,5	740	21	15540	115,5
Кран гусеничний МКТ-16м на монт. кіл.	62,7	26700	24	640800	1504,8
-//-/- подкран. балок	62,7	26700	42	1121400	2633,4
-//-/- на монт. констр. ферм	62,7	26700	75	2002500	4702,5
Кран автомоб. КС 1562А на монтаж стін. панелей	96,14	17715	48	850320	4614,72
Установка для готування сумішей ДС-50А	116	37600	60	225600	6960
Агрегат зварювальний однопостовий АСФ-300 н	2443	230043	24	165600	1728
Кран автом. КС 1562 А на пристрій ростверку	96,14	17715	36	637740	3461,04
-//-/- для монтажу подкран. рейки	96,14	17715	45	797175	4326,3
				$\frac{1006057}{375} =$ 26828,15	$\frac{37373,2}{375} =$ 99,66

$$\mathcal{O}_o = \frac{99,66}{60} = 1,66 \text{ кВт / чел.}$$

$$M_o = 447,14 \text{ р / чел.}$$

					НЗНР-21 ПЗ	Аркуш
Зміни	Арк.	№ документа	Підпис	Дата		90

Відомість розрахунку складів

Найменування матеріалів конструкцій і виробів	Одиниця	В матеріал. споживаних у розрахунковий період Q	Добова витрата матеріалів Q	Прийнятий запас на складі t _н дн.	Прийнятий запас у натуральних показниках, Р	Норма збереження матер. на 1м ²	Корисна площа складу F, м ²	Коефіцієнт учитыв. проходи α	Розрахункова площ. складу, S, м ²	Вид складу (відкритий, закритий)	Тип конструкцій (сб., разборн. передв. контейн.)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Пісок, щебінь, гравій, кам'яний дріб'язок	м ³	5129,9	122,25	3	733,6	4	183,375	0,5	366,75	откр. штаб	нас.
Цегла будівельна на піддонах	тис шт.	12,096	804,9	3	2514,7	300	8,649	0,5	17,296	-//-	під.
Палі	шт	360	16	5	80			0,6		-//-	
Каркас Колони	$\frac{m}{шт}$	$\frac{182}{52}$	$\frac{21}{6}$	5	$\frac{105}{30}$	0,8	84	0,5	168	-//-	
Фахверкові колони	$\frac{m}{шт}$	$\frac{120}{48}$	$\frac{10}{4}$	5	$\frac{50}{20}$	0,8	40	0,5	80	-//-	
Підкранові балки	$\frac{m}{шт}$	$\frac{96}{48}$	$\frac{8}{4}$	5	$\frac{40}{20}$	0,8	32	0,5	64	-//-	
Ферми кроквяні	$\frac{m}{шт}$	$\frac{78}{39}$	$\frac{8}{4}$	5	$\frac{40}{20}$	0,8	32	0,5	64	-//-	
Прогони	шт.	360	30	5	150	0,8	187	0,5	374	-//-	
Профільні настили	м ²	12980	411,84	5	2059,2	45	45,76	0,5	91,52	Навіс	

ДОДАТОК В

6. ІНЖЕНЕРНІ РІШЕННЯ З ОХОРОНИ ПРАЦІ

6.1. Вимоги техніки безпеки при виконанні будівельно-монтажних робіт

Транспортні роботи

1. Необхідно своєчасно забезпечити технічне обслуговування та ремонт у відповідності з інструкцією заводу виробника.
2. Транспортування довгомірних або важковагових конструкцій, великогабаритних вантажів повинно виконуватися на спеціальному транспорті.
3. Для запобігання перекочування чи падіння вантажів повинні бути закріплені та розміщені відповідно до технічних умов погрузки та кріплення даного виду погрузки та кріплення даного типу вантажу.
4. Забороняється перевозити людей в кузові автосамоскидів, на причепах, напівпричепах, цистернах.
5. Рух транспорту по льосу річок або водойму допускається тільки по спеціально визначених маршрутах.
6. При розвантаженні самоскидів на носилках або вилках їх слід встановлювати не ближче, ніж за 1 м від бровки природного льосу.

Земляні роботи

1. Перед початком виконання робіт, в місцях розташування діючих підземних комунікацій повинні бути розроблені та узгоджені з організаціями, які експлуатують дані комунікації.
2. Грунт виїнятий з котловану або траншеї, необхідно розміщувати на відстані не менше, ніж 0,5м від бровки виїмки.
3. Риття котлованів та траншей з вертикальними стиками без кріплення в декількох місцях та незамерзлих місцях вище рівня ґрунтових вод допускається на глибині, не більше за:
 - 1,0 – в насипних та піщаних ґрунтах;
 - 1,25 – в супісках;

					НЗНР-21 ПЗ	Аркуш
Зміни	Арк.	№ документу	Підпис	Дата		91

- 1,5 – в суглинках та глинах.

4. Навантаження ґрунту в автосамоскиди повинно проводитися з боку заднього або бокового борту.

5. При розробці виїмок в ґрунті екскаватором з прямою лопатою висоту забою необхідно визначити з урахуванням того, щоб під час роботи не виникли “козирки” з ґрунту.

Бетонні та залізобетонні роботи.

1. Опалубку, що застосовується для зведення монолітних залізобетонних конструкцій, необхідно виготовити та використовувати у відповідності з проектом виконання робіт.

2. При встановленні елементів опалубки в декілька ярусів, кожний наступний ярус необхідно встановлювати тільки після закріплення нижнього ярусу.

3. Розбирати опалубку необхідно тільки після досягнення бетоном необхідної міцності.

4. Заготовка та обробка арматури повинна виконуватися тільки в спеціально обладнаних місцях.

5. Розробка опалубки повинна виконуватися (після досягнення бетоном заданої міцності) з дозволу виконавця робіт, а важливо відповідальних конструкцій (поперечну, установленому проектом) – з дозволу головного інженера.

6. При ущільненні бетонної суміші електровібраторами переміщувати вібратор за струмоведучі шланги забороняється, а при перервах в роботі, та перехід, вібратори необхідно вимикати.

Навантажувально-розвантажувальні роботи

1. Площадки для навантажувально-розвантажувальних робіт повинні бути сплановані і мати нахил не більше 5°.

					НЗНР-21 ПЗ	Аркуш
						92
Зміни	Арк.	№ документа	Підпис	Дата		

2. Строповку вантажів необхідно виконувати інвентарними стропами або спеціальними вантажозахватними пристроями, виготовленими по затвердженому проекту.

3. Встановлення (складання) на транспортні засоби вантажів повинно забезпечувати надійне положення вантажу при транспортуванні та розвантаженні.

4. При виконанні навантажувально-розвантажувальних робіт не допускається строповка вантажу, який знаходиться в нестійкому стані.

5. Перед навантаженням або розвантаженням панелей, блоків та інших залізобетонних конструкцій монтажні петлі повинні бути оглянуті, відчищені від розчину чи бетону, при необхідності виправлені без пошкодження конструкції.

6. При завантаженні автомобілів екскаваторами шоферу та іншим людям забороняється знаходитися в кабіні автомобіля, без козирку.

Монтажні роботи

1. На ділянці, де ведуться монтажні роботи, не допускається виконання інших робіт та присутність зайвих людей.

2. Способи строповки елементів конструкцій та устаткування повинні виконувати їх подачу до місця влаштування в положення, близьке до проектного.

3. Очистку елементів які монтуються треба проводити до монтажу останніх.

4. Під час перерв в роботі не допускається залишати підняті елементи конструкцій та устаткування на висоті.

5. До виконання монтажних робіт необхідно установити порядок обміну умовними сигналами між лицем, яке керує вантажем, та машиністом. Усі сигнали подаються тільки однією людиною (бригадиром, такелажником), крім сигналу "стоп", котрий може бути поданий будь яким робітником, який бачить небезпеку.

6. При переміщенні конструкцій або устаткування відстань між ними та виступаючими частинами змонтованого устаткування повинно бути по горизонталі не менше 1м, по вертикалі-0,5м.

					НЗНР-21 ПЗ	Аркуш
						93
Зміни	Арк.	№ документа	Підпис	Дата		

Кровельні роботи.

1. Допуск робітників до виконання кровельних робіт виконується лише після огляду прорабом, або майстром з бригадиром справності несучих конструкцій даху та огороження.

2. Не допускається виконання кровельних робіт під час ожеледиці, туману, блискавки та вітру швидкістю більше 15 м/с.

3. Елементи та деталі покрівлі, в тому числі компенсатори в швах, захисні фартухи, водостічні труби, зливи, відвіси та ін. Слід подавати на робочі місця в заготовленому виді.

Заготовка вказаних елементів та деталей на даху не дозволяється.

4. Розміщення матеріалів на даху допускається тільки в місцях, призначених проектом виконання робіт, з прийняттям мір проти їх падіння, в тому числі, від дії вітру.

5. При виконанні покрівельних робіт з використанням бітумних мастик, приміщення для обігріву людей, зберігання та приймання їжі, слід розміщувати не ближче 10м від робочих місць.

Оздоблювальні роботи.

1. При виконанні штукатурних робіт з використанням розчинонасосних установок необхідно влаштувати зв'язок оператора з машиністом установки.

2. Не допускається виготовляти малярні розчини використовуючи розчинники, на які немає сертифікату з вказівками про шкідливі речовини.

3. Тару з вибухонебезпечними матеріалами (лаки, нітрофарби) під час перерв роботи слід закривати пробками, а під час відкривання не викликати іскроутворення.

4. Місця, над якими виконуються скляні роботи необхідно огорожувати.

5. До початку скляних робіт треба візуально перевірити міцність віконних перельотів.

6. Під'йом та перенос скла до місця його встановлення треба виконувати з застосуванням запобіжних пристроїв або в спеціальних ємкостях.

					НЗНР-21 ПЗ	Аркуш
Зміни	Арк.	№ документу	Підпис	Дата		94

6.2. Розрахункова перевірка монтажної стійкості металевої ферми

Ферма прольотом $L = 12\text{м}$, $h = 202\text{см}$.

Моменти інерції нижнього та верхнього поясів:

$$I_{H\text{ max}}^y = 1820\text{ см}^2; I_{H\text{ min}}^y = 912\text{ см}^4; I_{B\text{ max}}^y = 2200\text{ см}^4; I_{B\text{ min}}^y = 1630\text{ см}^4.$$

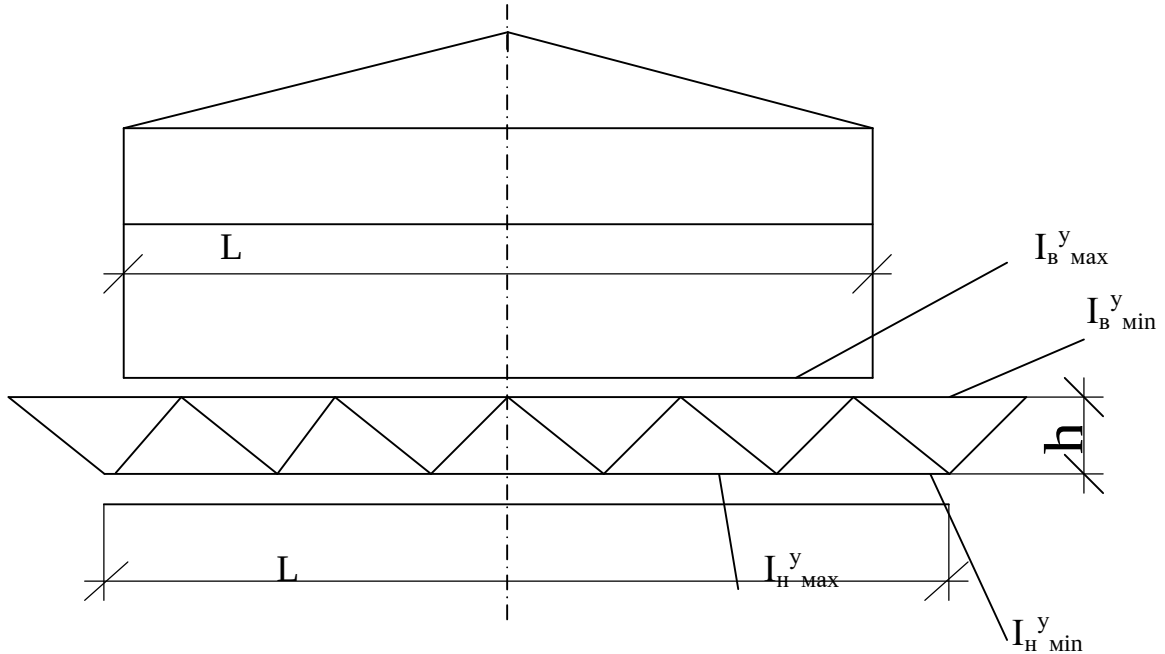


Рисунок 6. 1 - Розрахункова схема металевої ферми.

Маса ферми $Q_{\text{ф}} = 1800\text{кг}$, в тому числі, решітки $Q_{\text{р}} = 392\text{кг}$, верхнього поясу $Q_{\text{в}} = 824\text{кг}$, нижнього $Q_{\text{н}} = 422\text{кг}$.

Рішення.

Визначаємо приведені моменти інерції поясів ферми:

$$\alpha_{\text{м}} = 0,986 ; \quad \alpha_{\text{в}} = 0,872.$$

$$I_{\text{н пр}}^y = I_{\text{н min}}^y \cdot \alpha_{\text{м}} = 1820 \cdot 0,986 = 1960\text{ см}^2;$$

$$I_{\text{в пр}}^y = I_{\text{м max}}^y \cdot \alpha_{\text{в}} = 2200 \cdot 0,972 = 2140\text{ см}^4.$$

Визначаємо приведену масу ферми:

$$Q_{\text{пр}} = Q_{\text{р}} + 8,4 \cdot Q_{\text{ст}}$$

де

$Q_{\text{ст}}$ - маса однієї стінки;

$$Q_{\text{пр}} = 1800 + 8,4 \cdot 54 = 2253,6\text{ кг}.$$

					НЗНР-21 ПЗ	Аркуш
Зміни	Арк.	№ документа	Підпис	Дата		95

Визначаємо центр ваги:

$$\beta = (2 Q_H = Q_B) / Q_F;$$

$$\beta = (2 \cdot 422 + 392) / 2253,6 = 0,55.$$

Коефіцієнт, врахування відстані між точками строповки.

$$\gamma = 6 / (20(1 - \alpha) - 5(1 - \alpha)^4 - D)$$

$$\gamma = (20(1 - 0,33) - 9(1 - 0,33)^4 - 99) = 1,82$$

Визначаємо критичну масу ферми:

$$Q_{кр} = (160 \gamma \beta E h (I_H^y + I_B^y)) / L^3$$

$$Q_{кр} = (160 \cdot 1,82 \cdot 0,55 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \cdot 220 (1690 + 1140)) / 1800^3 = 14300 \text{ кг}$$

Визначаємо коефіцієнт запасу за формулою:

$$R_z = Q_{кр} / Q_{пр} = 14300 / 2253,6 = 6,34 > R_z^H = 1,7$$

Стійкість ферми забезпечена.

6.3 Розрахувати конструктивну схему траверси для монтажу металевої ферми

Траверса працює на згин, підйом ферми вагою 1800 кН, відстань між підвісками

$$L = 6 \text{ м.}$$

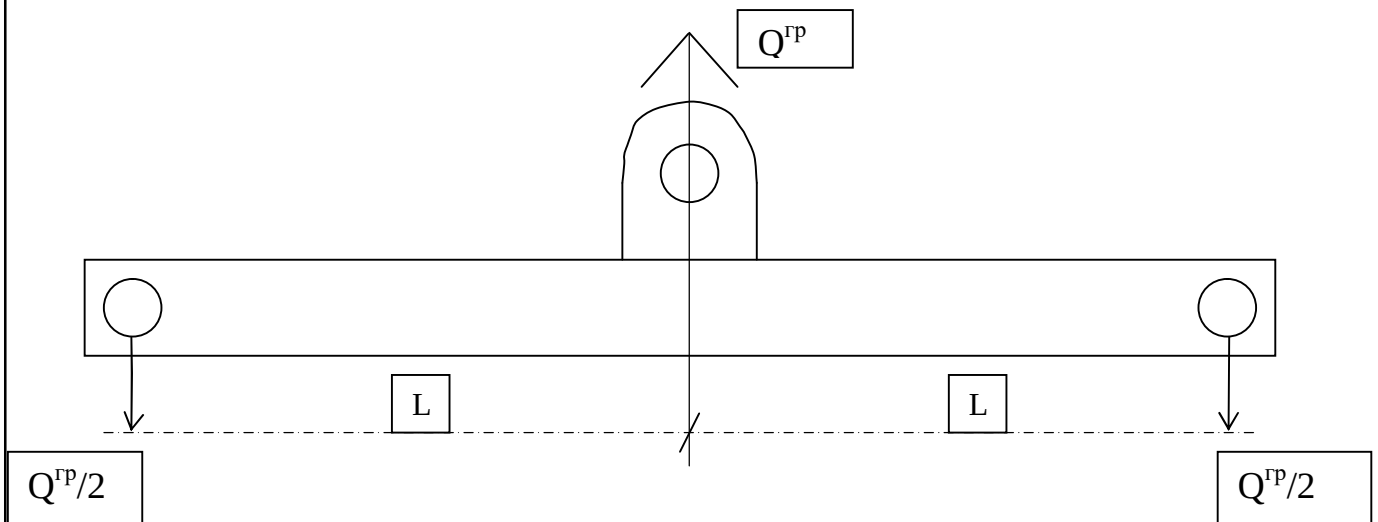


Рисунок 6. 2 - Розрахункова схема траверси.

Визначаємо навантаження на траверсу за формулою:

$$P = Q_{гр} K_H K_d,$$

					НЗНР-21 ПЗ	Аркуш
Зміни	Арк.	№ документа	Підпис	Дата		96

де $Q_{\text{гр}}$ - вага підйомного вантажу;

$K_{\text{н}}$ - коефіцієнт перевантаження, дорівнює 1,1;

$K_{\text{д}}$ - коефіцієнт динамічного навантаження дорівнює 1,2.

$$P = 1800 \cdot 1,1 \cdot 1,2 = 2376 \text{ кН}$$

Визначаємо максимальний згинальний момент в траверсі:

$$M_{\text{max}} = 0,5 P L.$$

L - плече траверси.

$$M_{\text{max}} = 0,5 \cdot 2376 \cdot 6 = 7128 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Потрібний момент опору

$$W_{\text{тр}} = M_{\text{max}} / (n \cdot R_{\text{зн}} \gamma).$$

$$W_{\text{тр}} = 7128 / (0,85 \cdot 21 \cdot 0,9) = 443,7 \text{ см}^3$$

Використовуючи сортамент (ГОСТ26020-83) приймаємо 2 двутавру №2351

$W_x = 234 \text{ см}^2$ момент опору траверси в цілому:

$$W_x^{\text{тр}} = 2 W_x = 2 \cdot 234 = 468 \text{ см}^3 > W_{\text{тр}} = 443,7 \text{ см}^3.$$

					НЗНР-21 ПЗ	Аркуш
						97
Зміни	Арк.	№ документа	Підпис	Дата		

7. ОХОРОНА НАВКОЛИШНЬОГО СЕРЕДОВИЩА

Охорона природи, раціональне використання її ресурсів стали однією з самих актуальних задач на сьогоднішній день.

Охорона навколишнього середовища є найважливішою проблемою нашого часу і розглядається як другий етап науково-технічної революції, який повинен зменшити згубні наслідки екологічної кризи, забезпечити виживання теперішнього та майбутнього поколінь.

Основні задачі для інженера-будівельника:

- збереження природного рельєфу, ґрунту, озеленення всіх поверхонь біля будівель і споруд;

- призначення всіх архітектурно-містобудівних, планувальних конструктивних рішень будівель і споруд з урахуванням виключення негативних дій на природне середовище з урахуванням знань основних положень екології;

- знання матеріалоємності та утилізації відходів для збереження мінерально-сировинних ресурсів; зниження енергоспоживання та виключення тепловитрат для економії енергоресурсів, використання природній або близьких до них властивостей матеріалів;

- проведення постійного еколого-економічного моніторингу з метою виявлення місць та джерел забруднення середовища та прийняття мір до запобігання забруднення.

Характеристика майданчика будівництва.

Проектуємо будівля пивоварний цех будується у місті Полтава.

Фізико-географічна і кліматична характеристика району описані в технологічному розділі.

Ділянка, що відведена для будівництва складається з п'яти шарів ґрунту.

Верхній родючий шар знімають і зберігають на будівельному майданчику щоб потім використати його для засипання клумб.

Рівень ґрунтових вод знаходиться на глибині 8м від поверхні землі. Отже так як рівень на глибині достатній то забруднення не буде.

					НЗНР-21 ПЗ	Аркуш
						98
Зміни	Арк.	№ документа	Підпис	Дата		

Організація будівельного майданчика

Тимчасові дороги на будівельному майданчику повинні співпадати з майбутніми дорогами.

Для того, щоб забезпечити оптимальну організацію виконання робіт, необхідно розпочати роботу з огороження території, яке виконується з дерева. Воно буде сприяти тому, щоб на будівельний майданчик не могли потрапити сторонні особи, діти, воно також може служити в деякій мірі захистом від шуму.

Зняття родючого шару на майданчику здійснюється бульдозером. Родючий шар зберігається на будівельному майданчику, щоб потім відновити природній вигляд землі, а іншу частину використовують для розбивки газонів.

Будівельний майданчик повинен бути спланований так, щоб не допустити рознесення будівельного сміття водами. Для цього в проекті розроблені ухили, що спрямовують потоки води до станції по очищенню води.

На будівельному майданчику спеціально відводяться місця для сміття. Бита цегла може використовуватися для засипання різноманітних ям. Вивіз будівельного сміття на звалище заборонено. Тому що складування сміття на звалищах виявляється зовсім неефективним через те, що займає великі території з повним витісненням їх корисного використання на 5-10 років. Якщо будівельне сміття не повністю використовується, то воно здається по акту споживачу.

На будівельному майданчику відводять спеціальні місця для складування матеріалів та напівфабрикатів. Забруднення навколишнього середовища відбувається при виконанні більшості технологічних процесів, пов'язаних з будівництвом.

Улаштування паль повинно виконуватися в 1 зміну, так щоб цей процес по розробці, переміщенню, укладці, ущільненню ґрунту, а також при влаштуванні паль відбувається забруднення території відпрацьованими газами будівельних машин.

Основні заходи по зменшенню забруднення атмосферного повітря при виконанні більшості технологічних процесів будівництва в першу чергу повинні бути направлені на зменшення токсичності відпрацьованих газів. Токсичність

Зміни	Арк.	№ документу	Підпис	Дата

відпрацьованих газів карбюраторних двигунів обумовлюється головним чином наявністю оксиду вуглецю CO, окисів азоту NO, сажею. Щільні зелені насадження затримують значну кількість шкідливих впливів.

Розрахунок платежів за викиди в атмосферу пересувними джерелами.

Величина платежу за викиди в атмосферу забруднюючих речовин пересувними джерелами забруднення визначається:

$$П_{\text{ап}} = \sum_i \epsilon_i^{\text{н}} = \sum_i (H_i \cdot M_i) \cdot K_T;$$

де H_i - норматив плати за викид забруднюючих речовин, що утворюються в результаті спалення 1тони палива, грн./т;

M_i - річний об'єм використання пального;

K_T - коефіцієнт, що враховує територіальні екологічні особливості, визнач. за таблицею.

Таблиця 7. 1 - Коефіцієнти територіальних екологічних особливостей

Компоненти відпрацьованих газів	Процентний склад відпрацьованих газів по об'єму для дизельних двигунів
Азот	17-76
Кисень	2-18
Пари води	0,4-0,5
Окис вуглецю	0,01-0,5
Окис азоту	0,001-0,4
Альдегіди	0,001-0,009
Сірчаний газ	0-0,03
Сажа в мм/м ³	10-1500
Бензоперин в нкг/м ³	До10
Двоокис вуглецю	0,01-0,5

Кожна будівельна машина під час роботи спалює таку кількість палива:

- бульдозер 10-12 л/год;
- екскаватор 120-140 л/год;
- скрепер 14 л/год;
- кран 20 л/год.

Тривалість роботи машини:

- бульдозер 16 год;

					НЗНР-21 ПЗ	Аркуш
						100
Зміни	Арк.	№ документа	Підпис	Дата		

- екскаватор 8 год;
- скрепер 360 год;
- кран 36 год.

Плата за викиди від пального Ні; грн/т:

Дизельне пальне Ні=6,82 грн/т;

Бензин етиловий 8,4 грн/т;

Бензин не етиловий 5,1 грн/т.

$$\mu_i^{\text{бульд}} = 16 \cdot 12 = 192 \text{ л};$$

$$\mu_i^{\text{екск}} = 8 \cdot 120 = 960 \text{ л};$$

$$\mu_i^{\text{крана}} = 360 \cdot 20 = 7200 \text{ л};$$

$$\mu_i^{\text{тракт}} = 36 \cdot 14 = 504 \text{ л}.$$

Визначаємо величину платежів:

$$P_{\text{оп}} = (6,2 \cdot 0,192 + 6,82 \cdot 0,96 + 6,82 \cdot 7,2 + 6,82 \cdot 0,504) \cdot 1,5 = 90,6 \text{ грн}.$$

Платежі стягуються у тих випадках коли за даними спостережень органів Мінприроди України, Мінздрава України, значення гранично допустимих величин перевищується.

Після закінчення будівництва відбувається остаточне вивезення будівельного сміття. Виконується рекультивация землі навколо будівлі з нанесенням раніше знятого родючого шару. Після рекультиваци виконується благоустрій території.

Значну увагу приділяють озелененню, створюють квітники, чагарники, висаджують дерева. Біля центрального входу висаджені дерева.

Освітлення передбачається ртутними лампами, які після використання по акту передаються підприємству, яке займається регенерацією ртуті з лампи. Якщо є запас ртутних ламп, то на ділянці повинна передбачатися кладова для їх зберігання і спеціального контролю.

Використана вода, поступає в спеціальні відстійники. Попередньо забруднена вода поступає в накопичувачі, де вона підлягає хімічній обробці, а потім скидається в каналізацію.

					НЗНР-21 ПЗ	Аркуш
						101
Зміни	Арк.	№ документа	Підпис	Дата		

Після виконання всіх робіт по будівництву об'єкта складається екологічний паспорт і загальна площа озеленення, кількість дерев їх видовий запас і розміщення, річні потреби в воді і розміщення, річна кількість стічних вод.

За стан екологічного паспорту відповідає інженер по охороні праці та екології.

					НЗНР-21 ПЗ	Аркуш
						102
Зміни	Арк.	№ документа	Підпис	Дата		

ПЕРЕЛІК ВИКОРИСТАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ

1. Маєвська І. В. Вплив виду ґрунту на сумісну роботу паль і ростверку в кущовому пальовому фундаменті / І.В. Маєвська, Н.В. Блащук, К.А. Чобанова // Сучасні технології, матеріали і конструкції в будівництві. – 2013. – №2(15). – С. 40-47.

2. Урахування роботи ростверку у складі стрічкових пальових та підсилених палями фундаментів : монографія / І.В. Маєвська, Н.В. Блащук. – Вінниця : ВНТУ, 2013. – 168 с.

3. ДБН В.2.1-10-2009. Основи та фундаменти споруд Зміна №1 – Київ, 2011.

4. СНиП 2.02.03-85. Свайные фундаменты – М.: 1986 г.

5. Сернов В.А. Исследование напряженно-деформированного состояния грунта в межсвайном пространстве / В.А. Сернов // Геотехника Белоруссии: наука и практика – Минск, БНТУ, 2008 – С. 239-246.

6. Emiliós M. Comodromosa, Christos T. Anagnostopoulosb, Michael K. Georgiadisb Numerical assessment of axial pile group response based on load test - Computers and Geotechnics, Volume 30, Issue 6, September 2003 - Pages 505–515.

7. Сернов В.А. Опыт применения фундаментов из коротких конических свай с несущими ростверками / В.А. Сернов, О.А. Голубкова, К.Н. Макаров // Геотехника Белоруссии: наука и практика – Минск, БНТУ, 2008 – С. 247-253.

8. Урахування роботи ростверку у складі стрічкових пальових та підсилених палями фундаментів : монографія / І.В. Маєвська, Н.В. Блащук. – Вінниця : ВНТУ, 2013. – 168 с.

9. Сернов В.А. Совместная работа свай с ростверками в песчаных и глинистых грунтах: дис. на соискание научной степени канд. техн. наук: 05.23.02 / Сернов Вячеслав Александрович. – Минск, 2010. – 181 с.

10. Бартоломей А.А. Прогноз осадок свайных фундаментов / А.А. Бартоломей, И.М. Омельчак, Б.С. Юшков – М., Стройиздат, 1994. – 377 с. – Библиогр.: с. 374.

					НЗНР-21 ПЗ	Аркуш
Зміни	Арк.	№ документу	Підпис	Дата		103

11. Разница в работе ростверка свайного фундамента и усиленного сваями ленточного фундамента мелкого заложения / Н.В. Блащук, И.В. Маевская // Вестник ПНИПУ. Строительство и архитектура. – 2014. - №3. - С.231-242.

12. Основи та фундаменти будівель та споруд. Основні положення проектування : ДБН В.2.1-10-2009. Зміна 1 – [Чинні від 2011-07-01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011 – 55 с. – (Державні будівельні норми України).

13. Проектирование и устройство свайных фундаментов : СП 50-102-2003. - [Одобрено постановлением Госстроя РФ от 21.06.2003 г. №96]. – М.: ГП ЦПП, 2004. – 94 с.

14. Рекомендации по расчету свайных фундаментов с несущими ростверками : Р 5.01.015.05 – [Срок действия: с 1.01.2006 г. по 1.01.2011г.]. – Минск: Научно-проектно-производственное республиканское унитарное предприятие «СТРОЙТЕХНОРМ», 2005. – 24с.

15. Планировка сельских населенных мест Н.П. Кончуков, В.С. Бойчук, Я.Ф. Миняева. 3-Е издание перераб.и доп. М.: Агропромиздат, 1986 г.

16. ДСТУ Б.А. 2.4-6-95 "Робочі креслення генпланів" К.: 1995 р.

17. ДСТУ БА, 2.4-2-95 "Умовні графічні позначення елементів генпланів споруд та транспорту" Київ. 1995 р.

18. ДБН Б. 2.4-1-94 "Планування і забудова сільських поселень". Київ, 1994р.

19. СНиП 2.01.01-82 Строительная климатология и геофизика. - М.; Стройиздат, 1984 г.

20. СНиП П-3-79* Строительная теплотехника/ Госстрой СССР." М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1986г.

21. СНиП 11-4-79 Естественное и искусственное освещение. -М.: Стройиздат, 1981г.

22. СНиП П-12-77 Защита от шума. Нормы проектирования. -М.: Стройиздат, 1981г.

23. СНиП 2.03.11-85 Защита строительных конструкций от коррозии. - М.:ЦИТП Госстроя СССР, 1986г.

					НЗНР-21 ПЗ	Аркуш
						104
Зміни	Арк.	№ документу	Підпис	Дата		

24. СНиП 2.01.02-85 Противопожарные нормы. - М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1990г.

25. СНиП 2.09.02-85 Производственные здания. - М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1986г.

26. ГОСТ 24022-80 Фундаменту железобетонные сборные под колонны промышленных зданий. Технические условия.

27. Конструирование промышленных зданий и сооружений. Шерешевский И.А. Учебное пособие для ВУЗов. Издание 2-е перер. и доп. Л. Стройиздат, 1975г.

28. СНиП П-23-81* Строительные конструкции / Госстрой СССР. - М.:ЦИТП Госстроя СССР, 1987г.

29. СНиП 2.01.07-85 Нагрузки и воздействия / Госстрой СССР. - М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1985г.

30. ГОСТ 7890-84. Краны мостовые однобалочные электрические подвесные. М.: Стройиздат, 1984г.

31. СНиП П-23-81* Стальные конструкции

32. Справочник конструктора "Стальные конструкции". А.Г.Тахтамышев, Т.П. Невзорова под редакцией Н.П. Мельникова. М.: Стройиздат 1976г.

33. Л.И. Стороженко "Железобетонные конструкции с внешним армированием" Л.И. Стороженко, ЇС: УМК ВО 1989г.

34. "Расчет стальных конструкций" Я.М. Лихтарников. К.: Будівельник, 1984г.

35. П.Г. Буга «Гражданские, промышленные и сельскохозяйственные здания».

36. А.Г. Гаевой, С.А. Усик «Курсовое и дипломное проектирование промышленных и гражданских зданий». М.: Стройиздат, 1987 г.

37. С.В. Демидов «Архитектурное проектирование промышленных зданий». М.: Стройиздат 1987г.

38. Драченко Б.Ф., А.Г. Ерисова «Технология строительного производства».

					НЗНР-21 ПЗ	Аркуш
						105
Зміни	Арк.	№ документу	Підпис	Дата		

39. СНиП 2.01.07-85 Приложение №5 «Карты районирования территории СССР по климатическим характеристикам».
40. СНиП-3-79** «Строительная теплотехника». М.: Стройиздат, 1986г.
41. СНиП 14-2-82 "Сборник ЕРЕР на строительные конструкции". Стройиздат, 1983г.
42. СНиП 1.04-03-85 "Нормы продолжительности й задела в строительстве предприятий, зданий и сооружений".
43. Сборник сметных цен на монтаж строительных материалов для промышленного и гражданского строительства в Харьковской области
44. И.С. Суханов «Организация и планирование строительного производства, управление строительной организацией».
45. СНиП 3.03.01-87 «Несущие и ограждающие конструкции».
46. Расчетные нормативы для составления проектов организации строительства, ч.I.
47. Станевский « Строительные краны » Справочник. К.: Будівельник, 1984р.
48. Зоценко, Яковлев «Примеры расчета оснований фундаментов сельских и гражданских зданий и сооружений». К.: Будівельник, 1986.
49. СНиП 2.02.01-83 « Основания зданий и сооружений ». М.: Стройиздат 1985г.
50. СНиП 11-4-79 « Естественное и искусственное освещение ». М.: Стройиздат, 1980г.

					НЗНР-21 ПЗ	Аркуш
Зміни	Арк.	№ документу	Підпис	Дата		106

ЗМІСТ

	с.
Вступ.....	1
1. Архітектурно–будівельна частина.....	2
1.1. Загальна характеристика району будівництва та місцеві умови будівельного майданчика.....	2
1.2. Генеральний план.....	3
1.3. Об’ємно-планувальне рішення складу вугілля.....	4
1.4. Архітектурно-конструктивне рішення складу мінеральних добрив.....	6
1.5. Санітарно-технічне обладнання.....	10
1.6. Водозабезпечення.....	10
1.7. Енергозабезпечення та електроосвітлення.....	11
1.8. Розрахунок та конструювання фундаментів.....	11
2. Розрахунково-конструктивна частина.....	19
2.1. Розрахунок покриття складу.....	19
2.2. Розрахунок несучих конструкцій.....	23
2.3. Статичний розрахунок.....	27
2.4. Підбір перерізу арки.....	28
2.5. Розрахунок клеєної фанерної арки.....	31
3. Дослідження несучої здатності ростверку.....	34
Додаток А	
2.6. Гнукотклеєна трьохшарнірна рама.....	56
2.7. Розрахунок стійки фахверку.....	66
2.8. Порівняння техніко-економічних показників варіантів несучих конструкцій.....	67
Додаток Б	
4. Організаційно-технологічний розділ.....	72
4.1. Технологія будівельного виробництва.....	72
4.2. Вибір методів монтажу і монтажних кранів.....	73
Додаток В	
6. Інженерні рішення з охорони праці.....	91

					НЗНР-21 ПЗ	Аркуш
Зміни	Арк.	№ документа	Підпис	Дата		107

6.1. Вимоги техніки безпеки при виконанні будівельно-монтажних робіт.....	91
6.2. Розрахункова перевірка монтажної стійкості металевої ферми.....	95
6.3 Розрахувати конструктивну схему траверси для монтажу металевої ферми...	96
7. Охорона навколишнього середовища.....	98
Перелік використаної літератури.....	103
Додатки	

					НЗНР-21 ПЗ	Аркуш
						108
Зміни	Арк.	№ документу	Підпис	Дата		