

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ  
ЛЬВІВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ  
ПРИРОДОКОРИСТУВАННЯ

Навчально-науковий інститут  
заочної та післядипломної освіти

Кафедра будівельних  
конструкцій



**КВАЛІФІКАЦІЙНА МАГІСТЕРСЬКА РОБОТА**  
ОПП «Будівництво та цивільна інженерія»

на тему: **Підприємство з виготовлення столярних виробів та офісних меблів виробничою площею 1300м<sup>2</sup> у місті Сокалі Львівської області з організацією робіт з нормальної технічної експлуатації фундаментів і підвальних приміщень**

Студент \_\_\_\_\_  
(підпис)

Глуховецький Л. Ю.  
(прізвище та ініціали)

Керівник роботи \_\_\_\_\_  
(підпис)

Гнатюк О. Т.  
(прізвище та ініціали)

Консультанти: \_\_\_\_\_  
(підпис)

Степанюк А. В.  
(прізвище та ініціали)

\_\_\_\_\_  
(підпис)

Гнатюк О. Т.  
(прізвище та ініціали)

\_\_\_\_\_  
(підпис)

Фамуляк Ю. Є.  
(прізвище та ініціали)

\_\_\_\_\_  
(підпис)

Матвійшин Є. Г.  
(прізвище та ініціали)

\_\_\_\_\_  
(підпис)

Мазур І. Б.  
(прізвище та ініціали)

\_\_\_\_\_  
(підпис)

Гнатюк О. Т.  
(прізвище та ініціали)

**ЛЬВІВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ  
ПРИРОДОКОРИСТУВАННЯ**

Навчально-науковий інститут  
заочної та післядипломної освіти

«Затверджую»

Зав. кафедрою

\_\_\_\_\_  
(підпис)

**З А В Д А Н Н Я**  
на кваліфікаційну магістерську роботу  
спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія»  
ОПП «Будівництво та цивільна інженерія»

Студенту Глуховецькому Левку Юрійовичу

Тема роботи: Підприємство з виготовлення столярних виробів та офісних меблів виробничою площею 1300м<sup>2</sup> у місті Сокалі Львівської області з організацією робіт з нормальної технічної експлуатації фундаментів і підвальних приміщень

Керівник магістерської роботи

Гнатюк Олександр Терентійович, к.т.н., доцент

(прізвище, ім'я, по-батькові, науковий ступінь, вчене звання)

Затверджена наказом ЛНУП від «17» лютого 2023 року №33/к-с

1. Строк здачі студентом закінченої роботи: до «12» січня 2024 р.

2. Вихідні дані для роботи: Будівля – запроєктована у складі виробничого підприємства у передмісті м. Сокаля, одноповерхова, розміром 30×51 м в осях, крок колон – 6 м, проліт – 12 м, з неповним з/б каркасом. Перекриття і покриття – збірні залізобетонні плити. Фундаменти – збірні монолітні залізобетонні стаканного типу.

3. Перелік питань, які необхідно розробити: Арх-буд розділ – генплан, основні об'ємно-планувальні та конструктивні рішення; розр-конс розділ – розрахунок і конструювання з/б балки і плити покриття; тех-орг розділ – розрахунок параметрів технологічної карти на влаштування бетонної підлоги, календарного графіка та бюджету; розділ економіки будівництва - об'єктний та зведений кошториси; науковий розділ – за індивідуальним завданням; охорона праці та довкілля – основні рішення.

4. Перелік графічного матеріалу: Арх-буд розділ – генплан, плани, фасади, розрізи, вузли, деталі, специфікації (2 аркуші); розр-конс розділ – виконавчі

креслення конструкцій з/б балки і плити покриття (2 аркуші); тех-орг розділ – технологічна карта на влаштування бетонної підлоги, календарний графік, будгетплан (3 аркуші); науковий розділ (1 аркуш)

---



---

5. Консультанти розділів магістерської роботи:

Розділ	Прізвище, ініціали, вчена ступінь та наукове звання консультанта	Підпис
1	<i>Степанюк А. В., к. арх., доцент</i>	
2	<i>Гнатюк О. Т., к.т.н., доцент</i>	
3	<i>Фамуляк Ю. Є., к.т.н., доцент</i>	
4	<i>Матвійшин Є. Г., д.е.н., професор</i>	
5	<i>Мазур І. Б., к.с-г.н, доцент</i>	
6	<i>Гнатюк О. Т., к.т.н., доцент</i>	

6. Дата видачі завдання: «15» червня 2023 р.

Календарний план виконання магістерської роботи

№ з/п	Назва етапів магістерської роботи	Термін виконання етапів роботи	Відмітка про виконання
1	Архітектурно-планувальний розділ	<i>02.10.2023 р.</i>	<i>виконано</i>
2	Розрахунково-конструктивний розділ	<i>10.11.2023 р.</i>	<i>виконано</i>
3	Технологія та організація будівництва	<i>04.12.2023 р.</i>	<i>виконано</i>
4	Економіка будівництва	<i>18.12.2023 р.</i>	<i>виконано</i>
5	Охорона праці та довкілля	<i>08.01.2024 р.</i>	<i>виконано</i>
6	Наукова робота	<i>08.01.2024 р.</i>	<i>виконано</i>

Студент

\_\_\_\_\_

(підпис)

*Глуховецький Л. Ю.*  
(прізвище та ініціали)

Керівник  
магістерської роботи

\_\_\_\_\_

(підпис)

*Гнатюк О.Т.*  
(прізвище та ініціали)

## ЗМІСТ

	<b>Реферат</b>	4
	<b>Вступ</b>	5
<b>1</b>	<b>Архітектурно-будівельний розділ</b>	7
1.1	Загальні дані	7
1.2	Розміщення, забудова та благоустрій території будівництва	8
1.3	Генеральний план	11
1.4	Архітектурно-композиційне та планувальне вирішення будівлі	13
1.5	Конструктивне вирішення будівлі	14
1.6	Опоряджувальні роботи	16
1.7	Теплотехнічний розрахунок	17
1.8	Інженерні санітарно-технічні системи будівлі	21
<b>2</b>	<b>Розрахунково-конструктивний розділ</b>	25
2.1	Розрахунок збірної залізобетонної попередньо напруженої балки двотаврового перерізу	25
2.2	Розрахунок та конструювання ребристої попередньо напруженої плити покриття	49
<b>3</b>	<b>Технологічно-організаційний розділ</b>	78
3.1	Технологічна карта на бетонні покриття	78
3.2	Будівельний генеральний план	84
<b>4</b>	<b>Розділ економіки будівництва</b>	88
4.1	Об'єктний кошторис	89
4.2	Зведений кошторис	92
<b>5</b>	<b>Науковий розділ</b>	95
5.1	Технічна експлуатація фундаментів	95
5.2	Можливі дефекти фундаментів	98
<b>6</b>	<b>Охорона праці та довкілля</b>	102
	<b>Загальні висновки</b>	110
	<b>Бібліографічний список</b>	111

## РЕФЕРАТ

Дипломна робота: 110 сторінок тексту, 14 рисунків, 21 таблиця, 7 аркушів граф. част., 40 джерел літератури.

“Підприємство з виготовлення столярних виробів та офісних меблів виробничою площею 1300м<sup>2</sup> у місті Сокалі Львівської області з організацією робіт з нормальної технічної експлуатації фундаментів і підвальних приміщень” – Глуховецький Левко Юрійович – Кваліфікаційна магістерська робота. Кафедра будівельних конструкцій. – Дубляни, ЛНУП, 2024 р.

Розроблено проект виробничої будівлі цеху з виготовлення столярних виробів та офісних меблів з необхідними обґрунтуваннями, розрахунками, висновками, кресленнями. Об’ємно-планувальне рішення забезпечує зручність експлуатації будинку.

У конструктивному відношенні будинок – із збірним залізобетонним каркасом. У конструктивному розділі проведено розрахунок і конструювання залізобетонної балки і плити покриття. Розроблено технологічну карту на влаштування бетонної підлоги, календарний графік ведення будівництва, бюджетплан, об’єктний та зведений кошториси, міроприємства з охорони праці та довкілля, а також науковий розділ з розробкою заходів з організації робіт з нормальної технічної експлуатації фундаментів і підвальних приміщень. Після деталізації проект повністю або частково може бути застосований для реального будівництва.

## ВСТУП

Архітектурне проектування у будівництві виконується у відповідності з функціональним призначенням будівель і споруд, генеральним планом кварталу та природніми законами краси.

Дипломне проектування є результатом і завершальним етапом навчання студента-дипломника. Воно дає можливість систематизувати набуті знання з навчальних дисциплін, дає можливість оцінити ступінь підготовки дипломника, як інженера-будівельника.

Базою успішної роботи у будівництві є розвиток галузевої матеріально технічної бази. У розвитку науково-технічного прогресу є надзвичайна роль будівельної індустрії. В Україні тепер створюється декілька науково-технічних об'єднань. Важливо виконувати цю роботу планомірно, з напрямком на досягнення економічного ефекту.

Успішне вирішення поставлених завдань суттєвого економічного, промислового і соціального розвитку нашої держави загалом залежить від будівельної індустрії. Це вимагає мобілізації всіх наявних резервів на базі нової системи управління господарством, переходом до у більшості інноваційних методів менеджменту, підвищення ролі людського фактору, пришвидшення науково-технічного зростання.

Для того щоб впоратись із наміченими завданнями потрібно відлагодити господарську систему, максимально оновити матеріально-технічну базу.

Будівництво виробничого цеху допоможе частково розв'язати і соціальну проблему – надати додаткові робочі місця в районі. Проектоване підприємство повинне мати власні гаражі, складські приміщення, ремонтні майстерні, побутові приміщення для робітників і управлінців.

Дипломна робота передбачає проект виробничого цеху такого підприємства з виготовлення столярних виробів. Згідно планувального рішення у виробничому комплексі поєднуються адміністративно-господарські, виробничі та інші спеціалізовані приміщення для забезпечення виробництва.

# 1 АРХІТЕКТУРНО–БУДІВЕЛЬНИЙ РОЗДІЛ

## 1.1 Загальні дані

Згідно завдання до дипломної проекту, виданого кафедрою будівельних конструкцій, виробничий цех підприємства з виготовлення столярних виробів та офісних меблів виробничою площею 1300м<sup>2</sup> розроблений для наступних кліматичних умов:

- район будівництва – місто Сокаль Червоноградського району Львівської області;
- рельєф місцевості – рівнинний, горизонтальний; .
- основою фундаментів є непросадкові і ненабухаючі ґрунти;
- ґрунтові води на розвіданій глибині не виявлені;
- розрахункова температура повітря назовні приміщення –  $t_3 = -25^\circ\text{C}$  [4];
- швидкість напірного тиску вітру – для IV р-ну рівна 550Па [6];
- вага покриття від снігового килима для III району-1300 Па;
- будівництво проектується в районі з достатньо сухим кліматом;
- категорія підприємства за рівнем пожежної безпеки – Д [9];
- ступінь стійкості споруди до вогневої дії – 2;
- виконується постачання будівлі електричною енергією, теплом, водою а також проектується санітарно-технічне обладнання і засоби гасіння пожежі.

## **1.2. Розміщення, забудова та благоустрій території будівництва**

### **1.2.1 Планування території**

Згідно генерального плану території планувальне рішення виробничого цеху проєктованого підприємства з виготовлення столярних виробів прийняте на основі завдання для дипломної роботи [1,2,3].

Згідно рішень, прийнятих для генерального плану передбачений поділ усієї території підприємства на наступні зони:

основна виробнича зона;

зона для розташування допоміжних будівель;

допоміжна зона перед виробничим цехом;

Для будівництва головного виробничого цеху підприємства визначена площадка розміром 72×24 м. Окрім виробничих приміщень, на ділянці запроектовано головний корпус, допоміжні будівлі, логістичний центр, котельня, складські майданчика і навіси, насосна, гараж для обслуговування 10 автомобілів.

На проходах, проїздах і тротуарах запроектоване покриття з асфальтобетону, що має таку конструкцію: покриття асфальтобетонне (8 см), підстилаюча основа – щебінчато-гравійна підсипка – 18 см, підсипка з піску – 20см. По зовнішньому периметру цеху проєктується асфальтове вимощення з мінімальною шириною 1м. Конструкція вимощення: асфальтове покриття – 5см, щебінчато-гравійний шар – 12см.

Територія виробництва огорожується по всьому контуру парканом: металевою секційною огорожею по інвентарних металевих стовбцях.

Під час проведення будівництва об'єкту енергопостачання виконується з трансформаторної підстанції, що розташовується поблизу території будівництва.

Водопровідні комунікації для водопостачання будівництва підключаються до загальноміської мережі. Постачання цеху тепловою енергією здійснюється від теплотраси, що проходить від існуючої котельні на загальній території виробництва.



### **1.2.2 Міроприємства з благоустрою і озеленення**

Для забезпечення вимог нормальних санітарно-гігієнічних умов для проведення усіх виробничих процесів і створення належного мікроклімату на будівельному майданчику передбачаються заходи з благоустрою та озеленення. З боку основного заїзду на територію будівлі передбачається передоб'єктна площадка на якій розміщений головний вхід і безпосередній заїзд на територію виробництва, а також передбачається автомобільна стоянка для індивідуального транспорту [7].

По правій стороні від будівлі адміністративно-побутового корпусу передбачено рекреаційну зону із спортивними майданчиками, альтанками, трав'яними газонами, квітковими клумбами, місцями для відпочинку і невеликим водоймищем.

На незабудованих ділянках території засіваються трави і засаджуються дерева і кущі. Всі проїзди, майданчики і тротуари запроектовані з твердим покриттям з асфальтобетону.

### **1.2.3 Заходи із забезпечення по вибухо-пожежної безпеки**

До проєктованих будівель і споруд з двох сторін заплановані проїзди для пожежних автомашин та іншої аварійної техніки. Для виконання заходів з пожежогасіння влаштовані два пожежні резервуари з загальною ємкістю 150 кубічних метрів кожний [8,9].

Всі будівлі і споруди запроектовані на генеральному плані з дотриманням нормативних протипожежних та санітарних розривів між ними.

Всі дерев'яні конструктивні елементи, які контактують з цегляною кладкою та бетонними та залізобетонними поверхнями конструкцій, необхідно обробити антисептиком.

#### **1.2.4. Антикорозійний захист будівельних конструкцій**

Захист будівельних конструкцій від корозії запроєктовано відповідно із ДСТУ Б В.2.6-193:2013 “Захист металевих конструкцій від корозії. Вимоги до проектування” [22].

Всі закладні деталі і з’єднувальні елементи мають бути забезпеченими заводським оцинкованим покриттям.

Конструктивні та монтажні зварювальні шви і зовнішні закладні деталі при зварюванні пластин закладних і з’єднуваних елементів будівельних та огорожувальних конструкцій повинні бути ретельно зачищені від ржавчини, пилу і бруду і покриті оцинкованим протекторним ґрунтовим шаром товщиною 1,5 мм, після чого в конструкціях зовнішніх огорожень вони покриваються спеціальним емалевим покриттям.

#### **1.2.5. Оздоблювальні роботи для зовнішніх і внутрішніх поверхонь стін.**

Для головного виробничого корпусу прийняти такі оздоблювальні рішення: для зовнішніх поверхонь стінових конструкцій проводиться їх фарбування полівенілацетатними покриттями проектованого кольору. Для отримання поверхонь шорсткої структури до компонентів складу фарб крім плівкоутворювачів, пігментів, пластифікаторів і розчинників потрібно додавати твердий наповнювач з додаванням мінеральних частинок фракції до 20мм. Поверхні цегляних ділянок стін тинькуються розчином на основі цементу, розмиваються і малюються під загальний проектований колір поверхонь стін [10].

Для адміністративно-побутових приміщень – оштукатурені зовнішні поверхні цегляних і бетонних простінків фарбуються у фірмовий блідо-жовтий (беж) колір. Оздоблення цегляних ділянок зовнішніх і внутрішніх стін також виконуються як і в головному корпусі. Стіни входу виконуються із кам’яної кладки з використанням облицювальної цегли. Пройми вікон, дверей і технічних отворів тинькуються з використанням цементно-пісчаного

розчину. Елементи металевих віконних блоків і воріт підфарбовуються суриковими оздоблювальними сумішами в яскравий колір. На дерев'яні столярні вироби наносяться покриття на основі масляних фарб за два рази.

### **1.3. Генеральний план**

Окрема будівля адміністративно-виробничого корпусу запроектована у складі виробничого підприємства у передмісті м. Сокаль біля кільцевої об'їзної дороги. Розташування проєктованого об'єкту обумовлено прив'язкою до квартального генерального плану забудови території [1,2

На проєктованій ділянці виробничого підприємства розміщені такі будівлі та споруди:

1. Виробничо-адміністративна споруда;
2. Службові гаражі;
3. Навіси для техніки;
4. Відкритий майданчик службового транспорту;
5. Прохідна;
6. Рекреаційна ділянка;
7. Автозаправна станція;
8. Майданчик для розміщення виробничих і промислових відходів.

Рельєф ділянки забудови – спокійний з південно-західним ухилом. При розробці генерального плану враховується функціональний процес, що проходить на території підприємства.

Під'їзди для службового транспорту та автостоянки мають наступні характеристики: мають належні міцнісні характеристики для руху автомашин і іншої техніки; мають достатню ширину і радіус повороту, навіть для найбільш великогабаритних транспортних засобів; ухил доріг не перевищує 5%. Пішохідні тротуари виконують шириною до 2 м, по периметру будівлі, що проєктується, заплановане вимощення шириною 80 мм.

Розміщення споруд на генеральному плані узгоджене з рельєфом будівельного майданчика, можливістю влаштування комунікацій для відводу

з ділянки будівництва атмосферних вод і, звичайно, прокладки ливневої каналізації. Враховується також дотримання протипожежних та санітарних розривів між проєктованими та існуючими будівлями і спорудами, а також перспективою прокладання інженерних комунікацій і доріг.

Рівні підлог будівель та зовнішніх проїздів і проходів приймаємо після оцінки прийнятої у генеральному плані схеми організації рельєфу, та результатом врізки ливневої каналізації до квартальної мережі.

Вертикальне планування виконується методами розробки і насипання ґрунту на площадці будівництва. Атмосферні води від будівель відводяться за ухилом доріг з наступним випуском у зовнішні квартальні дощові виведення на ділянці будівництва і їх врізкою через існуючі колекторні споруди. Проєктовані заходи з благоустрою на генеральному плані заплановані згідно проєктних рішень щодо озеленення території. Трав'яні газони, насадження дерев і кущів влаштовуються на вільних від будівництва ділянках.

На території забудови розробленого ґрунту рослинного шару не вистачає, тому для планування території буде використовуватись відповідний завезений ґрунт. Перший від поверхні ґрунтовий шар (насипний ґрунт) – в основній масі складений із супісків пластичних світлосірих використовується для влаштування земляних споруд. Рішення, прийняті у генеральному плані, враховують вимоги функціонального зонування усієї території, напрямку вітрів, та з дотриманням вимог будівельних норм [1,4,11]. Пануючий напрямок вітрів - північно-західні. Проєктована виробнича споруда розташована на дистанції більше 200 м від існуючої забудови сусідніх кварталів.

ТЕП для генерального плану:

- загальна площа ділянки – 27090 м<sup>2</sup>;
- площа будівель – 8340 м<sup>2</sup>;
- площа автопроїздів, тротуарів і площадок – 13348 м<sup>2</sup>;
- площа зелених насаджень – 5400 м<sup>2</sup>;
- відсоток забудови території – 31%;
- відсоток зелених насаджень - 20%;

- довжина огороження території – 650м.

#### **1.4. Архітектурно-композиційне та планувальне вирішення будівлі**

Будівля головного корпусу – одноповерхова, прямокутна в плані розміром 30×51м в осях. Крок колон - 6м. Проліт шириною 12 м. Висота до низу несучих конструкцій становить 3 м. Проектована висота будинку - 6 м. У конструктивному відношенні - будинок каркасний з розміщенням ферм покриття вздовж прольоту. Товщина стін з кам'яної кладки - 340мм. Перегородки – цегляні та з піноблоків товщиною 120мм.

У будівлі розміщені виробничі, допоміжні та технічні приміщення. Незважаючи на достатньо велику різноманітність виробничих приміщень, вони мають багато спільного і мають відповідати однаковим вимогам. Зокрема, незалежно від виду виробництва об'єм спеціалізованих приміщень на одного робітника повинен бути не менше 15 м<sup>3</sup>, а площа, відповідно, – не менше 4,5м<sup>2</sup>. Висота приміщень повинна бути не меншою ніж 3м, а також повинна відповідати габаритам усього проектованого технологічного і підіймально-транспортного обладнання. Будівля запроектована у згідно вимогам відповідних нормативних документів. Окрім виробничих приміщень передбачено також гардероби, санвузли і інші приміщення.

Однією з найбільших проблем планування виробничої будівлі є взаємне погодження вантажних і людських потоків. Для виробничих процесів з рухом вантажів і створення нормальних умов праці для працюючих у середній частині будівлі створена логічно послідовна система поздовжніх і поперечних проїздів і проходів, що поділяє загальну площу на панелі і квартали, особлива увага приділяється безпеці руху робітників.

У проектованій будівлі запланована ділянка обслуговування та ділянка інженерного обладнання. Загалом приміщення будівлі відповідають вимогам норм, які створюються метеорологічними умовами довкілля. Будівля має II ступень вогнезахисту.

По осях А-Г та 1-3 розташовані службові, побутові та допоміжні приміщення. По осях 2-10 та Б-Е знаходяться виробничі ділянки, та приміщення для ремонту та технічного обслуговування обладнання. Усі ці приміщення обладнані підвісним електричним краном та оглядовими приямками. Проектування душових кабін та приміщень туалетів ведеться відповідно до [12]. Для розробленої у дипломній роботі будівлі потрібно передбачити 1 душову для 7 чоловіків-робітників, або 6 робітників жіночої статі. Загальна кількість працюючих – 46 чоловік. Туалети віддалені не більше ніж на 75 м від місць виробничого циклу з розрахунку не більше 15 робітників на 1 унітаз:  $n = 46/15 = 3$  унітази.

Просторова жорсткість і стійкість будівлі забезпечується надійним з'єднанням плит покриття із несучими їх кроквяними фермами, шви в яких замонолічуються за допомогою цементно-піщаного розчину, а закладні деталі – зварюються між собою. Усі конструкції збірного залізобетонного покриття об'єднуються у надійний горизонтальний диск, який забезпечує сумісну роботу всіх несучих конструкцій.

### **1.5. Конструктивне вирішення будівлі**

У конструктивному відношенні запроектована споруда має схему з неповним каркасом. Фундаменти під зовнішні і внутрішні стіни – монолітні залізобетонні стрічкові. Фундамент під колони – збірні монолітні стаканного типу залізобетонні фундаменти під колони, по серії 1.412-1, марки 1Ф перерізом 1,5×1,5м. Фундаментні балки – збірні залізобетонні довжиною 5,95м по серії 1.415.1-1. Колони – збірні залізобетонні по серії К 1.424.1-5 довжиною 7,2 м з розмірами поперечного перерізу 300×300мм. Стіни – кам'яна кладка товщиною 250, 380, 510мм та стінові панелі товщиною 300мм серії 1.456.1-20. Перегородки – із цегли товщиною 120 мм, з армуванням через кожні 5 рядів. Перекриття – збірні багатопорожнисті залізобетонні плити розмірами 1,2×6м. Покриття – збірні ребристі залізобетонні плити загальною висотою 300 мм

двох типорозмірів : 3×6м і 1,5×6 по збірних залізобетонних балках довжиною 18м та конструктивною висотою 1,0 м за серією 3.015-2/82.

Покрівля – чотирьохшарова рулонна з утеплювачем з пінобетону  $\gamma = 500\text{кг/м}^3$ :

1. Захисний шар – у єндовах шар гравію товщиною 10мм (ДСТУ Б В.2.7-75-98) на антисептуючій мастиці на основі бітуму.
2. Килим водоізоляційний – 3 шари бітумного покрівельного матеріалу Бікроеласт з еластичним верхнім покрівельним шаром і з грубозернистою посипкою марки Р-420 (ДСТУ Б В.2.7-265:2011) на антисептиковій бітумно-емульсійній мастиці.
3. Вирівнюючий шар – бетонна стяжка товщиною 30 мм.
4. Утеплювач – мінераловатні плити Rockwool товщиною 150 мм .
5. Пароізоляція- один шар руберойду (ТУ 59482)

Основний водоізоляційний покрівельний килим у місцях перегинів і стиків посилюється за допомогою допоміжних шарів руберойду, у місцях перепуску через покрівлю назовні анкерних деталей – двома шарами руберойду.

Підлога : у допоміжних, службових і побутових приміщеннях – лінолеум; в душових і туалетах – керамічна плитка; у виробничих цехах – цементно-піщані та з керамічної плитки на цементному розчині. Експлікація підлог подана у табл.1.2. Специфікація вікон і дверей подана у табл.1.1.

Вікна – металопластикові, індивідуальні. Двері - дерев'яні внутрішні, за ДСТ 6629-88 та ДСТ 24698-81 і металеві у місцях протипожежних бар'єрів. Ворота – металеві зварні, індивідуальні шириною 4,0 м та висотою 3,7м із механізмом автовідкривання. Водовідвід з покрівлі даху - внутрішній.

Перемички - залізобетонні брускові збірні 3 типорозмірів за серією 1038.1-1В15.

Техніко-економічні показники споруди:

- площа забудови – 1730м<sup>2</sup>;
- загальна корисна площа – 1100м<sup>2</sup>;

- будівельний об'єм – 10550,8м<sup>3</sup>.

Табл.1.1. Специфікація вікон і дверей.

Позначення за проектом	Марка	Розміри прорізів
Вк1	ВОС12-12	1200×1200
Вк2	ВОС12-18	1800×1200
Дв1	ДО24-15Б	1470×2360
Дв2	ДГ24-10А	985×2360
Дв3	ДГ24-13Б	1275×2365
Дв4	ДГ21-15Б	1475×2085
Дв5	ДГ21-9	885×2085

Табл. 1.2. Експлікація підлог.

Тип	Конструкція підлоги	Товщина, мм	Площа, м <sup>2</sup>
1	Цементно-піщана підлога Бетонна підготовка під підлогу Ущільнений ґрунт зі щебнем	30 200	865,0
2	Лінолеум на холодній бітумній мастиці Цементно-піщана стяжка Бетонна підготовка Ущільнений ґрунт із щебнем	20 200	115,8
3	Керамічна плитка підлоги Цементно-піщаний розчин Цементно-піщана стяжка Бетонна підготовка Ущільнений ґрунт із щебнем	20 20 200	69,2

### 1.6. Опоряджувальні роботи

На металеві конструкції наносять покриття антикорозійними фарбами за 2 рази, внутрішні поверхні плит перекриттів білять вапном за 2 рази.. Внутрішня обробка стін у виробничих ділянках і лініях – піщано-вапняне тинькування і побілка вапном за 2 рази. Із зовнішньої сторони стіни по всьому периметру оздоблюються декоративним тинькуванням. У кабінетах - клеять



шпалери. Обличкування стін у санвузлах, умивальниках і душових виконується керамічною плиткою. Фарбування вікон і дверей проводиться олійними фарбами.

Для отримання нерівної шорсткої структури до складу фарб необхідно вводити композитний наповнювач фракції до 20мм. Ділянки стін з кам'яної кладки тинькуються цементним розчином, після попередньої підготовки фарбуються під загальний колір стін.

Конструкції підлог відповідають оздобленню стін, цебто де стіни побілені вапняним розчином, там підлоги бетонні, а у всіх інших випадках - підлоги виконуються з керамічної плитки.

### 1.7 Теплотехнічний розрахунок

А) Вихідні дані:

Необхідно провести теплотехнічний розрахунок огорожуючої стінової конструкції (рис. 1.1):

- місце будівництва – м. Сокаль;
- призначення споруди – виробнича будівля;
- умови експлуатації - А.

Розрахунок ведеться на основі ДБН В.2.6-31:2016 “Теплова ізоляція будівель” [25].

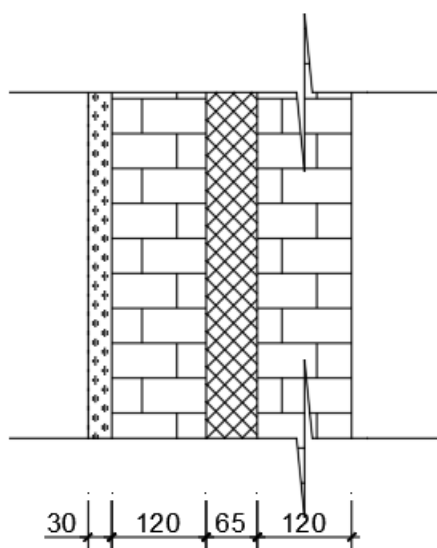


Рис 1.1 Схема стіни.

Конструкція стіни і вихідні дані для розрахунку представлені у таблиці 1.3.

Таблиця 1.3

## Теплотехнічний розрахунок зовнішньої стіни

№ п/п	Найменування елементу	Товщина $\delta$ , (мм)	Теплопровідність $\lambda$ , (Вт/(м°C))	Щільність $\rho$ , (кг/м <sup>3</sup> )
1	Розчин вапняно- піщаний	3	0,81	1600
2	Кам'яна кладка зі звичайної цегли	120	0,70	1800
3	Плита мінераловатна	65	0,064	125
4	Камяна кладка з керамічної облицювальної цегли	120	0,58	1600

$t_{int} = 17^{\circ}\text{C}$  - розрахункова середня температура у приміщенні внутрішнього повітря будівлі ( $^{\circ}\text{C}$ ), прийнята для розрахунків зовнішньої огорожуючої конструкції, для групи будинків по поз. 1 таблиці 4 за мінімальними окремим значенням оптимальної температури для відповідних будинків за ДСТУ (в інтервалі  $20 \div 22^{\circ}\text{C}$ ), для іншої групи будинків по поз. 2 таблиці 4 – відповідно до класифікації приміщень і найменших значень оптимальної температури (в межах  $16 \div 21^{\circ}\text{C}$ ) [6].

Вологісний режим приміщення - нормальний - ухвалюємо по додаткові 3 ДСТУ Б В.2.6-100:2010 “Конструкції будинків і споруд. Методи визначення теплостійкості” у залежності від температурно-вологісного режиму приміщення і розташування зон вологості [13].

$t_{ht} = 3,9^{\circ}\text{C}$  - середня  $t$  опалювального періоду, тобто тривалість добового періоду із значенням середньодобової  $t$  повітря нижче або рівною  $8^{\circ}\text{C}$ .

$z_{ht} = 125$  діб – нормативна тривалість опалювального періоду.

Розрахунки для визначення товщини утеплюючого шару:

1) Визначаємо за формулою градусо-добу опалювального періоду ( $D_d$ )

$$D_d = (t_{int} - t_{ht})z_{ht};$$

$$D_d = (17-3,9)\times 125 = 1637 \text{ доби}$$

2) Визначаємо потрібний опір теплопередачі  $R_{req}$  з вимог енергозбереження з урахуванням обчисленої величини  $D_d$ :

$$R_{req} = aD_d + b$$

$$R_{req} = 0,0002\times 1637+1 = 1,327 \text{ м}^2\cdot^{\circ}\text{C}/\text{Вт}$$

$a, b$  - коефіцієнти, значення яких слід приймати за даними таблиці 4 для певних груп будинків.

3) Визначаємо значення дійсного приведенного опору даної огорожучої конструкції,  $R_0$ :

розрахункова товщина утеплювача

$$\delta_{yt} = \left( R_{req} - \frac{1}{\alpha_{int}} - \frac{\delta_1}{\lambda_1} - \frac{\delta_2}{\lambda_2} - \frac{\delta_4}{\lambda_4} - \frac{1}{\alpha_{ext}} \right) \cdot \lambda_3$$

Звідси

$$\delta_{yt} = \left( 1,54 - \frac{1}{8,7} - \frac{0,03}{0,81} - \frac{0,12}{0,70} - \frac{0,12}{0,58} - \frac{1}{23} \right) \cdot 0,064 = 0,065 \text{ м.}$$

Приведений опір огороження:

$$R_0 = \frac{1}{\alpha_{int}} + \frac{\delta_1}{\lambda_1} + \frac{\delta_2}{\lambda_2} + \frac{\delta_{yt}}{\lambda_3} + \frac{\delta_4}{\lambda_4} + \frac{1}{\alpha_{ext}} \geq R_{req},$$

де  $\delta$  – товщина  $i$  – го шару,  $\lambda$  – коефіцієнт теплопровідності,

$\alpha_{int}$  - коефіцієнт тепловіддачі для зовнішньої поверхні стіни, приймається по таблиці 6 [25];

$\alpha_{ext}$  – к-ент тепловіддачі для внутрішньої поверхні огороження, визначається за таблицею 7[25].

$$R_0 = \frac{1}{8,7} + \frac{0,03}{0,81} + \frac{0,12}{0,7} + \frac{0,065}{0,064} + \frac{0,12}{0,58} + \frac{1}{23} = 1,57 > R_{req} = 1,387 \text{ м}^2 \cdot \text{°C/Вт},$$

Умова виконується, розходження – 15,47%.

Висновок: Дана конструкція стінового огородження (цегляної стіни з утеплювачем) повністю задовольняє теплотехнічним вимогам нормативних документів.

Б) Вихідні дані:

Необхідно виконати теплотехнічний розрахунок стінової панелі (рис. 1.2) за даними, приведеними у попередньому розрахунку (табл. 1.4.).

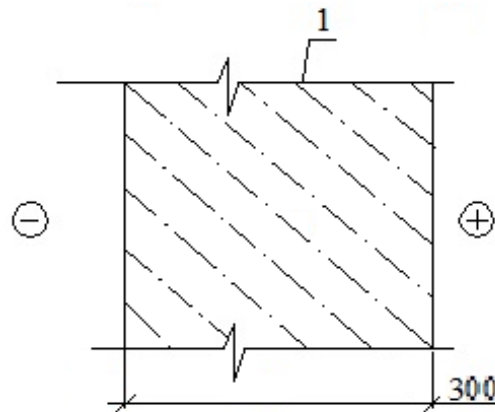


Рис 1.2 Схема стіни (керамзитобетона панель).

Таблиця 1.4

Теплотехнічний розрахунок керамзитобетонної стінової панелі

№ п/п	Елемент	$\delta$ , (мм)	$\lambda$ , (Вт/(м <sup>°C</sup> ))	$\rho$ , (кг/м <sup>3</sup> )
1	Керамзитобетон	3	0,26	1600

$$t_{int} = 17^{\circ}\text{C}; t_{ht} = 3,9^{\circ}\text{C}; z_{ht} = 125 \text{ діб}; D_d = 1637 \text{ діб}; R_{req} = 1,327 \text{ м}^2 \cdot \text{°C/Вт}$$

Визначаємо фактичний приведений опір огорожувальної конструкції:

$$R_0 = \frac{1}{8,7} + \frac{0,3}{0,26} + \frac{1}{23} = 1,392 > R_{req} = 1,387 \text{ м}^2 \cdot \text{°C/Вт},$$

У даному випадку умова теж виконується.

## 1.8. Інженерні санітарно-технічні системи будівлі

Пояснювальна записка виконується на вказівках по виконанню дипломної роботи згідно:

1. ДБН В.2.5-64:2012 “Внутрішній водопровід та каналізація” [16].
2. ДБН В.2.5-74:2013 “Водопостачання. Зовнішні мережі та споруди. Основні положення проектування” [15].
3. ДБН В.2.5-75:2013 “Каналізація. Зовнішні мережі та споруди. Основні положення проектування” [17].

Водоводи забезпечують будинки господарсько-питтєвою водою комунальними підприємствами з водопостачання від існуючих мереж. Джерелом постачання для води є комунальна мережа магістрального водопроводу  $\varnothing 150$  мм з глибиною закладання  $d_n=1,5$  м. У точці підключення водопровідної мережі встановлюється водопровідний колодязь конструктивно виконаний із збірних з/б елементів з улаштуванням в ньому закриваючої арматури. За фізичними і хімічними характеристиками вода задовільняє потреби ДСанПіН 2.2.4-171-10 “Гігієнічні вимоги до води питної, призначеної для споживання людиною” [19].

Проектована мережа водопроводів приймається за тупиковою схемою, зокрема, з нижнім розводом із водопровідних труб  $\varnothing 100$  мм.

Внутрішня водопровідна мережа підключається до зовнішньої безпосередньо одним вводом у спеціально призначеному місці у підвальному приміщенні. Ввід виконується із чавунних водопровідних труб  $\varnothing 50$  мм. У місці приєднання передбачені прилади крильчатого водоміру ВКМ-20, встановлюються також 2 питтєві фонтанчики.

На ділянках входу водопровідних труб у стіни фундаменту встановлюється стальний патрубок. Зазор між трубою вводу і вмонтованим патрубком защемлюється просмоленим канатом, а також м'ятою жирною глиною. Із зовнішньої сторони отвір заробляється цементним розчином. На вводі для обліку витрат води потрібно встановити водомірний прилад ВКМ- 20 і запірну засувку. Перед ним встановлюється запірний вентиль , а

слідом за ним монтують контрольно–опускний кран і також запірний вентиль.

Горизонтальна ділянка розвідного магістрального водогону проектується з ухилом  $i=0,002$  на сторону вводу. Трубопровід ізолюється від конденсації розчином на основі алебастру у 2 шари по 25 мм по прокладці з войлоку і картону. Труби закладають на глибині  $d_h=1,5$  м у тому випадку, якщо глибина промерзання становить  $d_{fh}=0,8$  м. Схема внутрішньої водопроводної мережі - тупикова. На водогоні встановлюються пожежні гідранти, а також інша відвідна апаратура.

Атмосферні води з дахів відводимо організовано внутрішніми і зовнішніми мережними водостоками. Система зовнішніх відводів води для будівлі скомплектована із жолобів та водостічних труб, що обов'язково виготовлені із оцинкованої сталі. Випускати воду із зовнішніх стоків потрібно на рівні вище тротуару 0,2 м. Внутрішні водостоки виконуються із приймальних воронок, вертикальних стояків, горизонтальних відвідних трубопроводів і виводів через зовнішню мережу у каналізацію відходів виробництва.

Для виведення стоків із будівлі проектується господарсько – фекальна мережа каналізації, яка є зливною в існуючу сітку. Внутрішня каналізаційна система виконується з чавунних труб згідно ДСТУ Б В.2.7-201:2009 “Труби чавунні ...” [20].

Відвід стоків виконується по стояках  $\varnothing 100$  мм, до яких підключаються умивальники, унітази та питтєві фонтанчики. Відводи з чавунних труб для приймання стоків від унітазів виконуються  $\varnothing 100$  мм, від умивальників -  $\varnothing 50$  мм, від питтєвих фонтанчиків –  $\varnothing 50$  мм.

Для влаштування випусків каналізації в стінах будівлі залишають отвори на 100 мм більше від діаметру труб на аварійний випадок осадки будівлі. Зазор, що утворюється таким чином зашпакльовується перем'ятою жирною глиною на одну третину, а зі сторони зовнішньої поверхні заробляється розчином на основі цементу.

Зовнішня дворова каналізаційна мережа виконується керамічними трубами діаметром 150 мм за ДСТУ Б В.2.5-57:2011 “Труби керамічні каналізаційні. Технічні умови” [21]. Глибина залягання труб  $d_h = 0,1 \div 1,6$  м. По всій довжині мережі встановлюються оглядові колодязі, які виконані із збірних з/б кілець  $\varnothing 0,7$ м.

Забруднена у процесі виробництва стічна вода збирається у водозбірний лоток, який перекривається металевою решіткою і виконує функції грязевідстійника. Із водозбірного лотка стоки відводяться в каналізаційні очисні споруди, у яких вода очищається від бруду, органічних і неорганічних домішок і нафтопродуктів. Очищена таким способом вода збирається у водозбірній камері, з якої подається для технічних потреб виробництва.

Надлишки води, зібрані в очисних спорудах відводяться у систему зовнішнього водопроводу. При переповненні системи надлишки води перетікають через переливну трубу у систему зовнішньої каналізації.

Твердий осад з очисних споруд збирається в баддю і виводиться мобільним трансформатором у спеціально призначені місця.

Система теплопостачання запроектована від автономної внутрішньо будинкової міні котельні. Розрахунковий гідравлічний тиск біля основи вертикальних стояків становить  $H=19,5$ м. Прийнята система опалення - водяна з нижнім розведенням труб, однотрубна, планово-регулююча. Труби прокладаються з ухилом  $i = 0,002$ . Стояки труб опалення планується розмістити біля зовнішніх стін у приміщеннях, що розташовані в кутах зовнішніх стін для забезпечення їх від сирості та промерзання. До поверхні стін стояки прикріплюються за допомогою хомутів із полос сталі. Вертикальні стояки і підводки до нагрівальних пристроїв прокладаються відкрито у стіні із зазорами відносно поверхні штукатурки на  $2 \div 3$ см. Труби системи опалення, що проходять через перекриття і сходові майданчики встановлюють в гільзи із зазором 1,5мм, для того щоб при температурному розширенні забезпечити їх вільний хід.

В якості нагрівальних приладів згідно рекомендацій щодо вибору типу нагрівальних приладів встановлюються сталі радіатори типу МЗ-350-1 і МЗ-350-4. Нагрівачі на сходових майданчиках встановлюються при вході, аби не зменшувати ширину маршів і площадок згідно вимог норм для евакуації при пожежах.

На відгалуженнях мереж влаштовані теплові камери з встановленою у них арматурою для підключення і виключення тепла. У випадку перехрещення електрокабелю з теплотрасою у цих місцях проектується додаткова ізоляція. Труби теплотрас приймаємо сталевими за ДСТУ “Труби сталеві зварні прямошовні”.

У нижніх точках теплотраси на трубах встановлюються відпускні вентиля, відповідно, у верхніх - повітряні. У місцях, де можливе замерзання води теплоносія, чи при наявності гарячих поверхонь, які є небезпечними у протипожежному відношенні, та для зменшення втрат тепла на окремих ділянках труби опалення потрібно накривати теплоізоляцією. На сталеві труби наносять мастику та обмотують їх спеціальними джгутами і стрічками.

Тип прийнятої вентиляції - припливно-витяжна, яка має механічне збудження. На ділянках, де проводиться фарбування і лакування столярних виробів застосовують камери з нижньою витяжкою і верхньою подачею повітря, що дає можливість максимальної локалізації небезпечних речовин у виробничих приміщеннях. Для посилення місцевої витяжки передбачають витіснення забрудненого повітря з верхньої зони цеху, переважно у середній їх частині.

Газопостачання прийняте від зовнішньої мережі. Постачання електроенергії – II категорії. Напруга для виробничих цехів - 220/380В.



## 2. РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ

### 2.1 Розрахунок збірної залізобетонної попередньо напруженої балки двотаврового перерізу

#### 2.1.1 Характеристика матеріалів для виготовлення виробу

Залізобетонна балка прольотом 12 м (рис 2.1) буде виготовлятися за допомогою поточно-агрегатної технології. Натяг арматури буде електротермічним на форму і додатковою тепловологісною обробкою. Будівля належить за ступенем відповідальності згідно норм до II класу, к-ент надійності споруди за призначенням  $\gamma_n = 0,95$ .

Бетон прийнятий важкий класу *C25/30* (згідно ДСТУ Б В.2.7-43-96 “Бетони важкі. Технічні умови” п.3.1.1.6 [24, 25]) з такими характеристиками:

$$\begin{aligned} f_{ck,prim} &= 22 \text{ МПа} & E_{cd} &= 25 \cdot 10^3 \text{ МПа} \\ f_{cd} &= 17 \text{ МПа} & \varepsilon_{c1,ck} &= 1.76 \cdot 10^{-3} \\ f_{ctm} &= 2.6 \text{ МПа} & \varepsilon_{c1,cd} &= 1.69 \cdot 10^{-3} \\ f_{ctk,0,05} &= 1.8 \text{ МПа} & \varepsilon_{cu1,ck} &= 3.55 \cdot 10^{-3} \\ E_{ck} &= 29 \cdot 10^3 \text{ МПа} & \varepsilon_{cu1,cd} &= 3.2810^{-3} \end{aligned}$$

Поздовжня ненапружувана арматура прийнята класу *A400C*:

$$\begin{aligned} f_{yk} &= 400 \text{ МПа} & \text{при } 0 \leq \varepsilon_s < \varepsilon_{po} \\ E_p &= 2.1 \cdot 10^5 \text{ МПа} & \sigma_s &= \varepsilon_s E_s \\ \gamma_s &= 1.1 & \text{при } \varepsilon_{po} < \varepsilon_s < \varepsilon_{ud} \\ f_{yd} &= \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{400}{1.1} = 363.6 \text{ МПа} & \sigma_s &= f_{yd} \\ \varepsilon_{ud} &= 0.025 \end{aligned}$$

Поперечна арматура приймається класу *B500*:

$$\begin{aligned} f_{uk} &= 500 \text{ МПа} & E_s &= 1.9 \cdot 10^5 \text{ МПа} \\ f_{ywd} &= 300 \text{ МПа} & \varepsilon_{ud} &= 0,012 \end{aligned}$$

Робоча поздовжня попередньо напружена арматура прийнята класу *Bp1200* і має такі розрахункові характеристики

$$f_{pk} = 1260 \text{ МПа} \quad \varepsilon_{uk} = 0.016$$

$$f_{p0,1k} = 1145 \text{ МПа} \quad \gamma_s = 1.25$$

$$E_p = 1,9 \cdot 10^5 \text{ МПа}$$

$$\sigma_s = \varepsilon_s E_p \text{ при } 0 \leq \varepsilon_s < \varepsilon_{po}$$

$$f_{pd} = \frac{f_{p0,1k}}{\gamma_s} = \frac{1145}{1.25} = 916 \text{ МПа} \quad \sigma_s = f_{pd} + \left( \frac{f_{pk}}{\gamma_s} - f_{pd} \right) \frac{\varepsilon_s - \varepsilon_{po}}{\varepsilon_{ud} - \varepsilon_{po}}$$

$$\varepsilon_{po} = \frac{f_{pd}}{E_p} = \frac{916}{1,9 \cdot 10^5} = 4,82 \cdot 10^{-3} \quad \varepsilon_{ud} = 0,9 \varepsilon_{uk} = 0,9 \cdot 0,016 = 0,0144$$

$$\varepsilon_{po} = \frac{f_{p0,1k}}{E_p} = \frac{1145}{1,9 \cdot 10^5} = 6,02 \cdot 10^{-3}$$

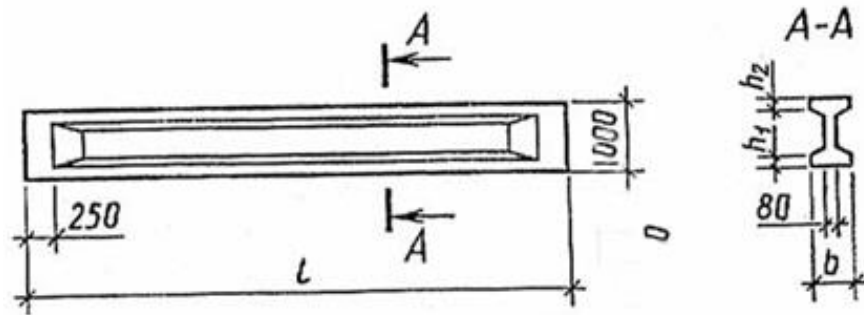


Рис. 2.1 Проектована збірна залізобетонна балка двотаврового перерізу

### 2.1.2 Компонування поперечного перерізу балки покриття

Приймаємо поперечного переріз для балки покриття двотаврової форми та проводимо розрахунок наступних параметрів (рис. 2.2):

- повна висота перерізу:

$h = 1/12 \cdot l = 100 \text{ см}$ , що лежить в межах допустимого діапазону  $(1/10..1/15)l$ ;

- мінімальна товщина стінки:

$t_w = 8 \text{ см}$  - відповідає рекомендованим межах -  $6..10 \text{ см}$ ;

- ширина полицок:

приймаємо  $b = 30 \text{ см}$ , з умови найбільш зручного розміщення попередньо напруженої робочої арматури у випадку полиці, розташованої внизу перерізу, та  $b = 30 \text{ см} > 1/50 l = 24 \text{ см}$  - для полиці, розташованої у верхній частині перерізу з умови її стійкості з площини прольоту;

- висоту верхньої полицки приймаємо:

$$h_{eff} = 20\text{см};$$

- висоту нижньої полицки приймаємо:

$$h_{eff} = 15\text{см};$$

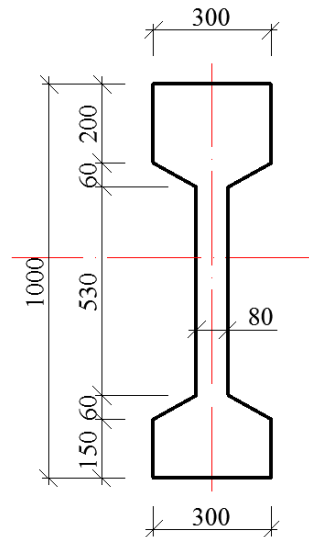


Рис. 2.2 Основні геометричні характеристики поперечного перерізу з/б балки.

Так, як  $b'_f = 15/89 = 0.17 > 0.1$ , то для розрахунку вводиться повна ширина стиснутої полицки балки  $b = 30\text{ см}$  (рис. 2.2).

Робочий проліт плити, відповідно до пункту 6.31 ДСТУ Б В.2.6-156:2010 [4])  $l = 1196\text{ см}$ .

Глибина обпирання на опору:

$$l_{eff} = l_n + 2 \cdot a$$

де  $l_n$  – відстань в чистому вигляді між гранями опор;

$a$  – мінімальне значення із  $t/2$  і  $h/2$ , тут у формулах:

$t$  – глибина обпирання кроквяної балки на стіну:  $t = 25\text{ см}$ ,

$h$  – висота балки ( $h = 100\text{ см}$ );

$$l_n = l - 2 \cdot t,$$

де  $l$  – геометрична довжина балки ( $l = 1196\text{ см}$ );

$$\frac{t}{2} = \frac{25}{2} = 12.5 \text{ см},$$

$$\frac{h}{2} = \frac{89}{2} = 44.5 \text{ см},$$

отже приймаємо  $a_1 = a_2 = 12.5 \text{ см}$ .

$$l_n = 1196 - 2 \cdot 25 = 1146 \text{ мм}$$

Робочий проліт кроквяної балки:

$$l_{eff} = 1146 + 2 \cdot 12,5 = 1171 \text{ мм}.$$

### 2.1.3 Збір навантажень на конструкцію

Навантаження на балку складається у комплексі з постійних – сумарна вага конструкцій покриття, а також власна вага балки та непостійних (короткотривалих) – снігове навантаження [6].

#### *Постійне навантаження*

Навантаження на 1 погонний метр від власної ваги балки покриття визначаємо за формулою:

$$q_{руз} = V_{1м} \cdot \rho \cdot g \cdot \gamma_f$$

де  $V_{1м}$  – об'єм бетону метра погонного ригеля;

$\rho$  – густина матеріалу ригеля, який виконаний з важкого залізобетону–

$$\rho = 2,4 \text{ кН/м}^3.$$

$$V_{1м} = A \cdot l$$

де  $A$  – площа поперечного перерізу ригеля, рівна:

$$A = h \cdot b - (h - h_1 - h_2) \cdot (b - 80) = 1000 \cdot 300 - (1000 - 200 - 150) \cdot (300 - 80) = 157000 \text{ мм}^2;$$

$l$  – довжина ригеля, для погонної довжини  $l = 1 \text{ м}$ .

об'єм погонного метра кроквяної балки:

$$V_{1м} = 0.157 \cdot 1 = 0.157 \text{ м}^3$$

вага одного погонного метра балки:

$$q_{руз} = 2.4 \cdot 0.157 \cdot 9.81 \cdot 0.95 = 3.51 \text{ кН/м}$$

Робочий проліт балки становить  $B = 6 \text{ м}$ .

### Тимчасові навантаження

До навантажень на кроквяну ферму, які відносяться до тимчасових, відносяться: навантаження від ваги снігу, розрахункову величину якого визначаємо згідно ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження і впливи»[6].

Граничне розрахункове значення для м. Сокаля, згідно [6], пункт 8.2

$$S_m = \gamma_{fm} \cdot S_0 \cdot C$$

де  $\gamma_{fm}$  - коефіцієнт надійності за найбільшим значенням ваги снігового покриву, згідно п.8.11 [6] для періоду  $T=100$  років, у даному випадку приймаємо  $\gamma_{fm}=1.14$

$S_0$  - характеристичне значення для снігового навантаження, згідно п. 8.5 [6] для м. Сокаля  $S_0 = 1310 \text{ Па}$ .

$C$  – к-ент згідно п. 8.6 обчислюється за формулою:

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

де  $\mu$  - к-ент переходу від ваги снігу на рівні ґрунту до снігового навантаження на дах, згідно додатку Ж [6] (для схеми (1), варіанту (1))  $\mu = 1$ .

$C_e$  - к-ент, враховуючий режим нормальної експлуатації покрівлі. Згідно 8.9 [6] при відсутності конкретних даних про режим експлуатації покрівлі приймаємо  $C_e = 1$ .

$C_{alt}$  - к-ент рівня географічної висоти, який згідно 8.10 [6], для місць розташованих не вище як 500 м вище рівня моря приймаємо  $C_{alt} = 1$ .

$$S_m = 1.14 \cdot 1310 \cdot 1 = 1493.4 \text{ Па} = 1.49 \text{ кН/м}^2$$

Збір навантажень на 1 м. п. кроквяної залізобетонної балки приведений у табл. 2.1.

Таблиця 2.1

## Збір навантажень на кроквяну балку

Конструктивний елемент, вид навантаження	Характеристичне навантаження, кН/м <sup>2</sup>	К-ент надійності за навантаженням $\gamma_f$	Розрахункове навантаження, кН/м <sup>2</sup>
1	2	3	4
<i>Постійне</i>			
Захисний шар з гравію, який втоплений у бітумну мастику $t=20$ мм, $\rho = 1800$ кг/м <sup>3</sup>	0,36	1,3	0,46
Гідроізоляційний килим покрівлі з 4-х шарів руберойду	0,2	1,3	0,25
Цементний розчин $\delta = 20$ мм, щільністю $\rho = 2000$ кг/м <sup>3</sup> $0,02 \cdot 20 \cdot 9,81 \cdot 0,95$	0,37	1,3	0,48
Плити пінополістирольні $\delta = 43$ см зі щільністю $\rho = 25$ кг/м <sup>3</sup> $0,43 \cdot 0,025 \cdot 9,81 \cdot 0,95$	0,1	1,3	0,12
Вага плити покриття зі щільністю бетону $\rho = 2400$ кг/м <sup>3</sup> $0,15 \cdot 2,4 \cdot 9,81 \cdot 0,95$	3,36	1,1	3,69
ВСЬОГО:	4,39		5,0
<i>Тимчасове</i>			
Навантаження від снігу	1,31	1,14	1,5
<i>Повне розрахункове навантаження</i>			
Постійне + тимчасове	5,71		6,5
Погонне розрахункове навантаження на балку із врахуванням її власної ваги: $q = q + q_{пиг} = 6,5 \cdot 6 + 3,51 \cdot 1,1 = 42,86$ кН/м			
<i>Довготривале розрахункове навантаження</i>			
Погонне характеристичне навантаження на проєктовану балку із врахуванням її власної ваги: $q_n = q_n + q_{пиг} = 4,39 \cdot 6 + 3,51 = 29,85$ кН/м			

## 2.1.4 Визначення внутрішніх зусиль від дії зовнішніх навантажень.

### Розрахунок необхідної робочої арматури

Кроквяна балка працює за статично визначеною схемою по схемі рівномірно завантаженої балки на 2-х опорах. Внутрішні зусилля, які потрібно визначити, це: згинальний момент та поперечна сила.

$$M = \frac{ql^2}{8},$$

$$V_{Ed} = \frac{ql}{2}$$

де  $q$  – погонне навантаження на балку;

$l$  – робочий проліт.

Внутрішні зусилля від дії повного граничного навантаження (для проведення розрахунку за вимогами першої групи граничних станів):

$$M_d = \frac{ql_{eff}^2}{8} = \frac{42.86 \cdot 11.71^2}{8} = 734.64 \text{кН} \cdot \text{м}$$

$$V_{Ed} = \frac{ql_{eff}}{2} = \frac{42.86 \cdot 11.71}{2} = 250.95 \text{кН}$$

Внутрішні зусилля від дії тривалого характеристичного навантаження (для проведення розрахунку за 2-ю групою граничних станів):

$$M_{d,n} = \frac{q_n l_{eff}^2}{8} = \frac{29.85 \cdot 11.71^2}{8} = 511.6 \text{кН} \cdot \text{м}$$

$$V_{En} = \frac{q_n l_{eff}}{2} = \frac{29.85 \cdot 11.71}{2} = 174.77 \text{кН}$$

Розрахункову робочу арматуру проектуємо попередньо напруженою  $30\text{Ø}6 \text{ Вр}1200 \ A_p = 8.49 \text{см}^2$ . Розташовуємо її у нижній полиці двотаврового перерізу, як показано на рис. 2.3, забезпечивши необхідну товщину захисного шару бетону ( $c = 15 \text{мм}$  за п.4.4 [24]) і виконуючи вимоги п.7.4.1.4 [4].

Відстань  $d_i$ , прийнята від верхньої грані до центру ваги для  $i$ -го ряду арматури :

$$d_1 = 97.8 \text{см}, \ d_2 = 92.3 \text{см}, \ d_3 = 86.8 \text{см}.$$

Приблизно визначаємо момент, який може сприймати нижня арматура при роботі її на стиск лише для всієї площі верхньої полиці:

$$M \leq f_{pd} A_p \left( d - \frac{h'_f}{2} \right)$$

де  $f_{pd}$  – розрахункове значення опору арматури на розтяг;

$A_p$  – сумарна загальна площа розтягнутої арматури;

$d$  – значення приймаємо рівним  $d_2$ ;

$$M = 91.6 \cdot 8.49 \left( 92.3 - \frac{20}{2} \right) = 663.45 \text{кНм} < M_d = 736.17 \text{кНм}$$

результат проведеного наближеного розрахунку - задовільний, тому перевіримо дані розрахункові перерізи арматури у наступному розрахунку.

У 1-му наближенні перевіримо, чи проходить нейтральна вісь у межах полицки на стадії руйнування конструкції, якщо приймати робочу висоту  $d = 84 \text{см}$ .

$$M = f_{cd} b'_f h'_f \left( d - \frac{h'_f}{2} \right) = 1.45 \cdot 30 \cdot 20 \left( 92.4 - \frac{20}{2} \right) = 716.9 \text{кН} \cdot \text{м} < M_d = 734.64 \text{кН} \cdot \text{м}$$

Таким чином товщини полиці не буде вистачати для сприйняття нею зовнішнього згинального моменту. Для тої частини зовнішнього моменту, яка не компенсується внутрішніми зусиллями, вводимо армування  $4\text{Ø}16 \text{ A}400\text{C}$   $A'_s = 8.04 \text{см}^2$  для стержнів стиснутої робочої арматури, що знаходиться у верхній частині перерізу (рис.3).

Проведемо розрахунок необхідних геометричних характеристик проєктованого робочого перерізу за законами опору матеріалу.

Площу приведеного на рис. 3 перерізу обчислюємо за формулою

$$A_{red} = A_c + \alpha_c A_p + \alpha'_c A_s$$

тут  $A_c, A_p, A_s$  – площі поперечного перерізу бетону, а також попередньо напруженої розтягнутої і не напруженої стиснутої арматури в перерізі, відповідно;



$\alpha_c, \alpha'_c$  – коефіцієнти, приведення до бетону для нижньої та верхньої арматури, відповідно, які визначаються як відношення модулів пружності матеріалу арматурної сталі і бетону:

$$\alpha_c = \frac{E_p}{E_{ck}} = \frac{1,9 \cdot 10^5}{29 \cdot 10^3} = 6.55; \quad \alpha'_c = \frac{E_s}{E_{ck}} = \frac{2,1 \cdot 10^5}{29 \cdot 10^3} = 7.24.$$

$$A_{red} = 30 \cdot 100 - (30 - 8)(100 - 20 - 15) + 6.55 \cdot 8.49 + 7.24 \cdot 8.04 = \\ = 3000 - 1430 + 55.6 + 58.2 = 1683.8 \text{ см}^2$$

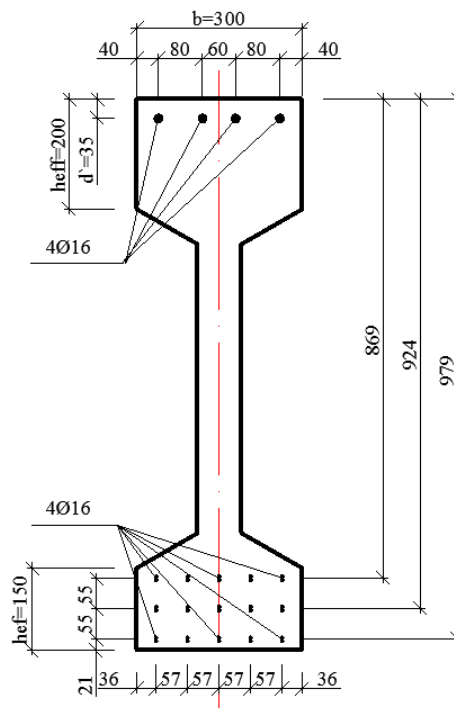


Рис.2.3 Розрахункова схема армування перерізу

Розрахунковий статичний момент, який визначається відносно верхньої грані перерізу знаходиться за формулою:

$$S_{red} = S_c + \alpha_c A_p d + \alpha'_c A'_s c'$$

тут  $S_c$  – статичний момент для бетону;  $c'$  – відстань до центру ваги ненапруженої арматури.

$$S_{red} = \frac{30 \cdot 100^2}{2} - (30 - 8) \cdot (100 - 20 - 15) \left( \frac{(100 - 20 - 15)}{2} + 20 \right) + 6.55 \cdot 8.49 \cdot 92.3 + \\ + 7.24 \cdot 8.04 \cdot 3.5 = 150000 - 75075 + 5132.8 + 203.7 = 80268.4 \text{ см}^3$$

Відстань від верхньої грані балки до центру ваги перерізу, знайдемо за формулою:

$$y = \frac{S_{red}}{A_{red}}$$

$$y = \frac{80268.4}{1683.8} = 47.67 \text{ см}$$

Статичний момент опору для приведенного перерізу балки обчислюємо за формулою

$$I_{red} = I_c + \alpha_c A_p (d - y)^2 + \alpha'_c A'_s (y - c')^2$$

де значення  $I_c$  – це статичний момент опору для приведеного бетонного перерізу.

$$I_c = 2 \left( \frac{11 \cdot 20^3}{12} + 11 \cdot 20 \cdot \left[ 47.67 - \frac{20}{2} \right]^2 \right) + \left( \frac{8 \cdot 100^3}{12} + 8 \cdot 100 \cdot \left[ \frac{100}{2} - 47.67 \right]^2 \right) +$$

$$+ 2 \left( \frac{11 \cdot 15^3}{12} + 11 \cdot 15 \cdot \left[ 100 - 47.67 - \frac{15}{2} \right]^2 \right) = 2 \cdot (7333.3 + 312186.36) + (666666.7 + 4343.12) +$$

$$+ 2 \cdot (3093.75 + 331605.27) = 639039.32 + 671009.82 + 669398 = 1979447.2 \text{ см}^4;$$

$$I_{red} = 1979447.2 + 6.55 \cdot 8.49 \cdot (92.4 - 47.67)^2 + 7.24 \cdot 8.04 \cdot (47.67 - 3.5)^2 =$$

$$= 1979447.2 + 111261.98 + 113566.29 = 2204275.5 \text{ см}^4$$

### 2.1.5 Зусилля попереднього напруження арматури.

Значення сили попереднього натягу арматури відповідно п.3.3. [24] та приймаємо з наступних міркувань. У випадку передачі зусилля від арматури на бетон залізобетонна балка працює на позацентровий стиск.

Згідно п. 3.3 [24] найбільша сила попереднього натягу ( за формулою 3.23 [24]) для арматурної сталі є не більшою як:

$$P_{\max} = A_p \cdot 0.8 f_{pk} = 8.49 \cdot 0.8 \cdot 126 = 856 \text{ кН}$$

$$P_{\max} = A_p \cdot 0.9 f_{p0,1k} = 8.49 \cdot 0.9 \cdot 114.5 = 875 \text{ кН}$$

Проведемо перевірку щодо виникнення тріщин під час обтиску бетону на рівні верхньої грані перерізу при граничних напруженнях для бетону С20/25 на розтягуючі зусилля  $f_{ctm} = 2.2\text{МПа}$ , за формулою:

$$\sigma_{ct} = \frac{P}{A_{red}} - \frac{P \cdot (d - y) \cdot y}{I_{red}}$$

де  $\frac{P}{A_{red}}$  – значення напружень обтиску в бетоні перерізу (вважаємо

однаковим на усій його площі);

$\frac{P \cdot (d - y) \cdot y}{I_{red}}$  – напруження, яке створюється згинальним моментом,

після позацентрового прикладання обтискуючого зусилля.

$$\sigma_{ct} = \frac{856}{1683.8} - \frac{856 \cdot (92.4 - 47.67) \cdot 47.67}{2204275.5} = -0.32\text{кН} / \text{см}^2 = -3.2\text{МПа} > f_{ctm} = -2.6\text{МПа}$$

Ця умова не виконується, тоді за формулою шукаємо значення зусилля попереднього напруження, задаючись параметром  $\sigma_{ct} = f_{ctm} = -2.2\text{МПа}$ :

$$P \leq \frac{\frac{-f_{ctm}}{A_{red}}}{\frac{P \cdot (d - y) \cdot y}{I_{red}}} = \frac{-0.26}{\frac{1}{1683.8} - \frac{1 \cdot (92.4 - 47.67) \cdot 47.67}{2204275.5}} = \frac{-0.26}{0.0005939 - 0.000967} = 696.3\text{кН}$$

Отже у відповідності до п. 3.1.1.7 [24] передавальна міцність бетону конструкції пи його обтисненні має бути не менше  $f_{ck,prism}$  для бетону класу С12/15, що рівне  $f_{ck}(t) = 11\text{МПа}$ .

Перевіряємо умову 3.3.3.4 [24] за приведеною формулою:

$$\sigma_c \leq 0.6 f_{ck}(t) = 0.6 \cdot 11 = 6.6\text{МПа}$$

Обтискуючі напруження у бетоні на рівні центру ваги нижньої арматури, якщо  $P = 441.05\text{кН}$ , визначаємо за формулою

$$\sigma_c \leq \frac{P}{A_{red}} + \frac{P \cdot (d - y) \cdot (h - y)}{I_{red}}$$

де  $(h - y)$  – розрахункова відстань від центру ваги приведенного перерізу до центру ваги арматури.

$$\sigma_c = \frac{696.3}{1683.8} + \frac{696.3 \cdot (92.4 - 47.67) \cdot (100 - 47.67)}{2204275.5} = 1.15 \text{кН} / \text{см}^2 = 11.5 \text{МПа} > 6.6 \text{МПа}$$

Приведена умова не виконується, шукаємо найбільш можливу величину зусилля натягу арматурних стержнів:

$$P \leq \frac{0.66}{\frac{1}{1683.8} + \frac{1 \cdot (92.4 - 47.67) \cdot (100 - 47.67)}{2204275.5}} = \frac{0.66}{0.000594 + 0.0010619} = 398.6 \text{кН}$$

Отримане значення зусилля попереднього натягу підвищимо на орієнтовне значення миттєвих втрат для попереднього напруження. Ці втрати напружень можуть складати до 15÷30% стосовно значення початкового попереднього натягу. Отже, в такому випадку приймаємо:

$$P_{\max} = 1.18 \cdot P = 1.18 \cdot 398.6 = 470.35 \approx 470 \text{кН}$$

*Миттєві втрати для попереднього напруження:*

- втрати від виникаючої релаксації напружень в арматурних стержнях (п.3.3.5.2 [24]):

$$\Delta P_r = 0.05 A_p \cdot \sigma_{p,\max} = 0.05 A_p \cdot \frac{P_{\max}}{A_p} = 0.05 P_{\max} = 0.05 \cdot 470 = 23.5 \text{кН}$$

- втрати від температурного перепаду між арматурою і бетоном (п.3.3.5.3 [6]):  $\Delta P_\theta = 0$ , так як форма при її тепловій обробці деформується в один час з арматурними стержнями.

- втрати попереднього напруження при приходженні деформації сталевій форми (п.3.3.5.4 [24]). Так як даних про конструкцію форми переважно немає, то за приведеною формулою, визначаємо:

$$\Delta P_3 = 3.0 \cdot A_p = 3.0 \cdot 8.49 = 25.47 \text{кН};$$

зусилля, яке виникає при передачі зусилля натягу буде рівним

$$P_1 = P_{\max} - \Delta P_r - \Delta P_3 = 470 - 23.5 - 25.47 = 421.03 \text{кН}$$

- втрати від швидкоплинної деформації у бетоні, знижує величину зусилля попереднього напруження, у відповідності до п.3.3.5.5 [6], на величину  $\Delta P_{el}$  – визначаємо за формулами:

$$j = \frac{n-1}{2n} = \frac{15-1}{2 \cdot 15} = \frac{14}{30} = 0.47$$

$$\begin{aligned} \Delta\sigma_c(t) &= \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{P_1 \cdot (d-y) \cdot (h-y)}{I_{red}} = \\ &= \frac{421.03}{1683.8} + \frac{421.03 \cdot (92.4 - 47.67) \cdot (100 - 47.67)}{2204275.5} = 0.25 + 0.447 = 0.697 \text{ кН/см}^2 \end{aligned}$$

Тут  $E_{cm(t)}$  приймаємо  $E_{cm(t)} = 0.8E_{cm} = 0.8 \cdot 2900 = 2320 \text{ кН/см}^2$ , так як передача зусилля від арматури на бетон балки здійснюватиметься при значенні міцності бетону, яка рівна 80% від проектної. Підставивши отримані дані в формулу (3.27) [24], визначаємо:

$$\Delta P_{el} = A_p \cdot E_p \cdot \sum \left[ \frac{j \Delta\sigma_c(t)}{E_{cm}(t)} \right] = 8.49 \cdot 19000 \cdot \frac{0.47 \cdot 0.697}{2320} = 22.8 \text{ кН}$$

Отже одразу після миттєвих втрат зусиль натягу в арматурі:

$$P = P_{max} - \Delta P_r - \Delta P_3 - \Delta P_{el} = 421.03 - 22.8 = 398.23 \text{ кН}$$

#### *Втрати попереднього напруження з плином часу*

- втрати від усадки бетону:

граничні деформації, що виникають від усадки відповідно до п.3.1.3.8 [6]:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca}$$

Та як нас цікавлять максимальні деформації бетону, то

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd,\infty} + \varepsilon_{ca(\infty)}$$

$$\varepsilon_{cd,\infty} = k_n \cdot \varepsilon_{cd,0}$$

За таб. 3.2 [24], для твердіння бетону у нормальному тепловологісному режимі при вологості 100%  $-\varepsilon_{cd,0} = 0$ , у такому випадку, згідно формули 3.10 [24]:

$$\varepsilon_{ca,(\infty)} = 2.5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} = 2.5 \cdot (22 - 10) \cdot 10^{-6} = 30 \cdot 10^{-6}$$

$$\varepsilon_{cs} = 0 + 30 \cdot 10^{-6} = 30 \cdot 10^{-6}$$

Таким чином втрати зусилля від усадки:

$$\Delta P_{cs} = A_p \cdot \varepsilon_{cs} \cdot E_p = 8.49 \cdot 21.25 \cdot 10^{-6} \cdot 1.9 \cdot 10^4 = 4.84 \text{ кН}$$

- втрати від повзучості бетону:

Остаточні деформації повзучості бетону при дії постійних напружень обтиску визначаються за формулою (18), згідно [24]:

$$\varepsilon_{cc}(\infty, t_0) = \varphi(\infty, t_0) \cdot (\sigma_c / E_c)$$

тут  $\varphi(\infty, t_0) = 2.7$  – к-єнт повзучості для значень відносної вологості довкілля 40÷75%, для бетону проектованого класу С20/25.

$\sigma_c$  - напруження стиску у бетоні, що викликані силою попереднього напруження після проходження миттєвих втрат. Напруження в бетоні:

$$\sigma_c \leq \frac{398.23 - 4.84}{1683.8} + \frac{(398.23 - 4.84) \cdot (92.4 - 47.67) \cdot (100 - 47.67)}{2204275.5} = 0.65 \text{ кН/см}^2 = 6.5 \text{ МПа}$$

тоді

$$\varepsilon_{cc}(\infty, t_0) = 2.7 \cdot (6.5 / 25000) = 0.000702$$

Розрахункові втрати зусилля від повзучості бетону:

$$\Delta P_{cc} = A_p \cdot \varepsilon_{cc} \cdot E_p = 8.49 \cdot 0.000702 \cdot 1.9 \cdot 10^4 = 113.24 \text{ кН}$$

*Сумарні зусилля попереднього напруження після проходження всіх втрат.*

Згідно проведених розрахунків становлять:

$$P_0 = 399.18 - \Delta P_{cs} - \Delta P_{cc} = 398.23 - 4.84 - 113.24 = 280.15 \text{ кН}$$

Обчислюємо напруження в арматурі:

$$\sigma_{p0} = \frac{P}{A_p} = \frac{280.15}{8.49} = 32.998 \text{ кН/см}^2 = 329.98 \text{ МПа}$$

Відповідно, деформації:

$$\varepsilon_{p0} = \frac{\sigma_{p0}}{E_p} = \frac{329.98}{1.9 \cdot 10^5} = 0.00174$$

## 2.1.6 Розрахунок кроквяної з/б балки за вимогами граничних станів першої групи.

*Розрахунок несучої спроможності нормальних перерізів*

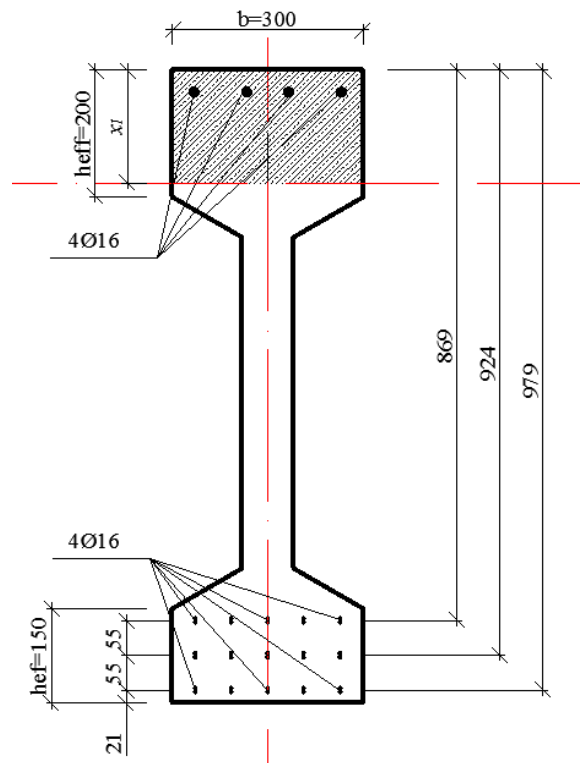


Рис. 2.4 Схема розрахункового перерізу для розрахунку за першою групою граничних станів

Розрахунок проводимо за деформаційною методикою в середовищі *Microsoft Excel*. Фрагмент розрахунку у табличній формі наведено в табл. 2.2. До уваги прийнято, що деформування балки проходить, коли деформації  $\varepsilon_{c(2)}$  і  $\varepsilon_{c(1)}$  є такими, що  $x_1 < h'_f$ .

У проведеному розрахунку використовуємо IV (четверту) форму рівноваги (у якій береться до уваги кінцева стадія деформування), що описується рівняннями, 4.20 [24]. У зв'язку з цим переріз – прямокутної форми.

На завершальній стадії граничної рівноваги отримані значення:  
 $M_d = 751.86 \text{ кН} \cdot \text{м}$ ;  $\sigma_s = 102.259 \text{ МПа}$ ;  $x_1 = 14.05 \text{ см}$ .

Таблиця 2.2

Розрахунок міцності нормальних поперечних перерізів балки за вимогами першої групи граничних станів

$\varepsilon_{c(1)}$	$\varepsilon_{c(2)}$	$x_l$ (см)	$\frac{1}{r}$ (см <sup>-1</sup> )	$\varepsilon_s^*$	$\sigma_s^*$ (кН/см <sup>2</sup> )	М (кН·м)
0.00119	-0.00475	20.0303	5.94E-05	-0.00637	-93.0841	67539.06
0.0015	-0.00717	17.29904	8.67E-05	-0.00873	-95.3533	69721.43
0.0018	-0.00969	15.66511	0.000115	-0.01119	-97.7162	71715.89
0.002	-0.01142	14.89824	0.000134	-0.01288	-99.3425	73007.71
0.002375	-0.01453	14.04536	0.000169	-0.01592	-102.259	75185.98
0.00239	-0.01462	14.04684	0.00017	-0.01601	-102.344	руйнування

\* - параметри для робочої попередньо напруженої арматури найнижче розташованого ряду.

Руйнування наступило за рахунок досягнення нижнім рядом арматури межі граничних деформацій  $\varepsilon_{uk} = 0.016$ . Найбільший граничний момент, що визначений згідно верхньої частини діаграми « $M_d - \frac{1}{r}$ » (рис. 2.5).

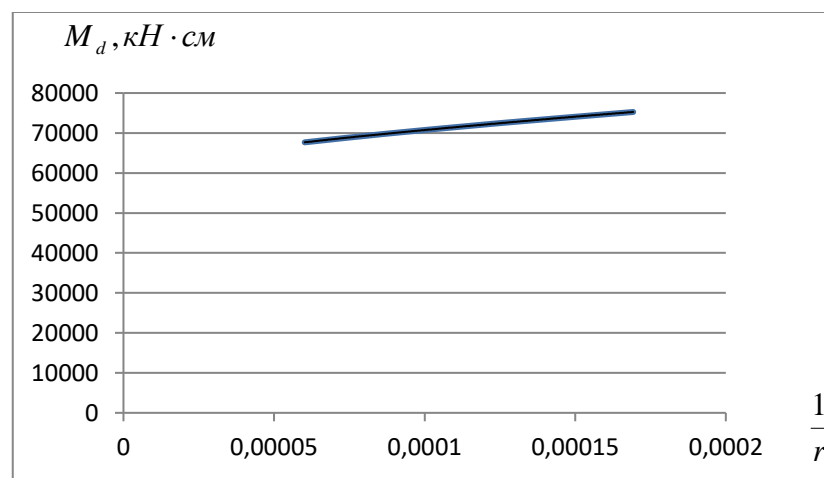


Рис. 2.5 Фрагмент діаграми «момент-кривизна» для стадії руйнування



Відношення визначеного за діаграмою моменту до зовнішнього,  $\frac{751.86}{734.64} = 1.023$ , що в межах допустимого.

*Розрахунок несучої здатності похилих до поздовжньої осі поперечних перерізів.*

Одразу перевіримо необхідність визначеної за розрахунком поперечної арматури. Встановимо розрахункове значення опору зсуву бетону (за п.4.6.2 [24]):

$$V_{rd,c} = \left[ C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_t \sigma_{cp} \right] \cdot b_w$$

З цією метою знаходимо необхідні величини:

$$f_{ck} = 18.5 \text{ МПа}$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{924}} = 1.47 \leq 2$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d} = \frac{8.49}{8 \cdot 92.4} = 0.011 < 0.02 \Rightarrow \rho_l = 0.02$$

$$\sigma_{cp} = N_{ed} / A_c = \frac{296.41}{1570} = 0.189 \text{ кН / см}^2 = 1.89 \text{ МПа} < 0.2 f_{cd} = 0.2 \cdot 14.5 = 2.9 \text{ МПа}$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_c} = \frac{0.18}{1.3} = 0.138$$

$$k_1 = 0.15$$

В результаті:

$$V_{Rd,c} = \left[ 0.138 \cdot 1.47 (100 \cdot 0.02 \cdot 22)^{1/3} + 0.15 \cdot 1.89 \right] \cdot 0.08 \cdot 0.924 = 0.074 \text{ МН} = \\ = 74 \text{ кН} < V_{ed} = 253.79 \text{ кН}$$

Отже за розрахунком потрібне поперечне армування балки. Попередньо призначаємо крок поперечних стержнів (п.8.2.6.6 [24], ф-ла (8.6)):

$$s_{l,\max} = 0.75 d \cdot (1 + \cot \alpha) = 0.75 \cdot 92.4 (1 + 0) = 69.3 \text{ см}$$

У результаті розрахунку приймаємо 65 см.

Найменший коефіцієнт поперечного армування за вимогами (п.8.2.6.5 [24], формула (8.5)):

$$\rho_{w,\min} = (0.08\sqrt{f_{ck}}) / f_{yk} = 0.08\sqrt{22} / 500 = 0.0075$$

Підставляючи це у формулу (8.4) знаходимо площу  $A_{sw,\min}$

$$A_{sw,\min} = \rho_w \cdot s \cdot b_w \cdot \sin \alpha = 0.00075 \cdot 65 \cdot 8 \cdot 1 = 0.39 \text{ см}^2$$

У відповідності з п. 8.2.6.4 не менше половини поперечної арматури потрібно встановлювати у формі хомутів, з цих міркувань всю арматуру, задля однотипності, приймаємо як на рис. 2.6.



Рис.2.6 Конструкція хомути для поперечного армування

Приймаємо армування  $2\text{Ø}5 \text{ Bp}500$  ( $A_{sw} = 0.39 \text{ см}^2$ ).

Так, як згідно з ДСТУ Б В.2.6-156 можливість виникнення похилих тріщин є тільки на відстані  $(1 \dots 2.5)z$ , де  $z=0.9d$  – плече внутрішньої пари сил.

Отже у конструктивному відношенні поперечну арматуру можна ставити на такій відстані від опори:

$$x = \cot \theta \cdot 0.9 \cdot d = 2.2 \cdot 0.9 \cdot 92.4 = 182.95 \text{ см} \approx 2 \text{ м}$$

Конструктивно приймаємо крок стержнів  $s = 30 \text{ см}$ , у цьому випадку довжина прольоту  $l = 11.78 - 2 \cdot 2 = 7.78 \text{ м}$  буде армуватись з конструктивних міркувань за допомогою 48 хомутів.

Проведемо перевірку щодо достатності попередньо прийнятої поперечної арматури для сприйняття поперечної сили  $V_{Ed}$ .

Якщо кут нахилу умовного стиснутого елемента

$$1 \leq \cot \theta \leq 2.5$$

Для нашого випадку

$$\cot \theta = \frac{x}{z} = \frac{x}{0.9d} = \frac{490}{0.9 \cdot 92.4} = 5.89$$

Приймаємо значення :  $\cot \theta = 2.5$

Знаходимо  $V_{Rd,s}$  коли  $\cot \theta = 2$ , прийнявши  $f_{ywd}$  зі значенням коефіцієнта 0.8

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z \cdot f_{ywd} \cot \theta$$

У приведеній формулі

$A_{sw}$  – площа поперечного перетину поперечної арматури;

$s$  – прийнятий крок поперечних стержнів;

$z = 0.9d$  – плече внутрішньої пари сил (згідно рис.4.8 [24]);

$f_{ywd}$  – розрахунковий опір на ділянці текучості поперечної арматури;

$\theta$  – кут між умовним стиснутим бетонним елементом і поздовжньою віссю балки, приймаємо згідно (6.2) -  $\cot \theta = 2$ ;

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} 0.9d (0.8 f_{ywd}) \cot \theta = \frac{0.39}{65} 0.9 \cdot 92.4 \cdot 0.8 \cdot 30 \cdot 2 = 23.95 \text{ кН.}$$

$$V_{Rd,s} = 23.95 < V_{Ed} = 253.79 \text{ кН}$$

Потрібно збільшити площу поперечної арматури, або зменшити крок  $s$  (можемо застосувати обидва заходи одночасно). Беремо  $2\emptyset 8 Bp500$  (згідно вказівок ДСТУ 3760-98)  $A_{sw} = 10.1 \text{ см}^2$ , приймаємо менший крок  $s = 15$  см, та за розрахунком отримуємо

$$\begin{aligned} V_{Rd,s} &= \frac{A_{sw}}{s} z \cdot f_{ywd} \cot \theta = \frac{A_{sw}}{s} 0.9d (0.8 f_{ywd}) \cot \theta = \frac{1.01}{15} 0.9 \cdot 92.4 \cdot 0.8 \cdot 30 \cdot 2 = \\ &= 268.77 \text{ кН} > V_{Ed} = 250.95 \text{ кН} \end{aligned}$$

Таким чином при кроці 15 см маємо 60 хомутів  $2\emptyset 8 Bp500$ , по одному з них з обох сторін заводимо за опору.

Перевіряємо наступну умову

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,max}$$

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta)$$

тут  $\alpha_{cw}$  – коефіцієнт, який враховує рівень напруженого стану у стиснутому поясі, також залежить від  $\sigma_{cp}$  – середнє значення напружень, які виникають у бетонному перерізі з прийнятим армуванням (у даному випадку від сил попереднього напруження).

$$\sigma_{cp} = \frac{P_0}{A_{red}} = \frac{296.41}{1683.8} = 0.176 \text{ кН/см}^2 = 1.76 \text{ МПа} < 0.25 f_{cd} = 0.25 \cdot 17 = 4.25 \text{ МПа},$$

$$\text{тому } \alpha_{cw} = 1 + \sigma_{cp} / f_{cd} = 1 + 1.76 / 17 = 1.104;$$

Прийнятий коефіцієнт  $\nu_1$  – враховує зменшення показника міцності бетону у зв'язку з тріщинами, які виникають при зсуві, визначається як:

$$\nu_1 = 0.6 \left[ 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] = 0.6 \left[ 1 - \frac{22}{250} \right] = 0.547$$

$$\tan \theta = 1/2 = 0.5$$

$$V_{Rd,max} = 1.104 \cdot 8(0.9 \cdot 92.4)0.547 \cdot 1.7 / (2 + 0.5) = 273.2 \text{ кН} > V_{Ed} = 250.95 \text{ кН}$$

Загалом остаточно призначаємо крок хомутів на відстані 2 м зліва від опор 15 см ( $\emptyset 8$  Вр I) в середній частині прольоту крок хомутів буде 65 см ( $\emptyset 5$  Вр I).

### 2.1.7 Розрахунок балки за вимогами граничних станів другої групи

За граничними станами II групи вирахуємо напруження в арматурі:

$$\sigma_s = f_{p0,1k} + (f_{pk} - f_{p0,1k}) \cdot \left( \frac{\varepsilon_s - \varepsilon_{po}}{\varepsilon_{uk} - \varepsilon_{po}} \right),$$

$$\text{де } \varepsilon_{po} = \frac{f_{p0,1k}}{E_p} = 6.023 \cdot 10^{-3}.$$

Розрахунок проводимо в програмі *Microsoft Excel* як і у попередньому випадку за деформаційною методикою. Аналізуючи результати розрахунків у таблиці 2, припускаємо, що нейтральна вісь у перерізі від дії експлуатаційного моменту  $M_{d,n} = 511.6 \text{ кН} \cdot \text{м}$ , знаходиться у стінці поперечного перерізу. Використовуємо III форму рівноваги, для якої рівняння (4.17), (4.18), (згідно з п.4.3.3.3 ДСТУ). На початку розрахунку визначаємо момент, при якому

починається утворення тріщин біля нижньої грані перерізу, попередньо задавшись значеннями  $\varepsilon_{c(2)} = \varepsilon_{ctii} = -2f_{ctk} / E_{ck} = -2 \cdot 0.26 / 2900 = -0.00017931$ , а також враховуючи роботу розтягнутого бетону. Фрагмент табличного розрахунку  $M_{cr}$  надано в таблиці 2.3.

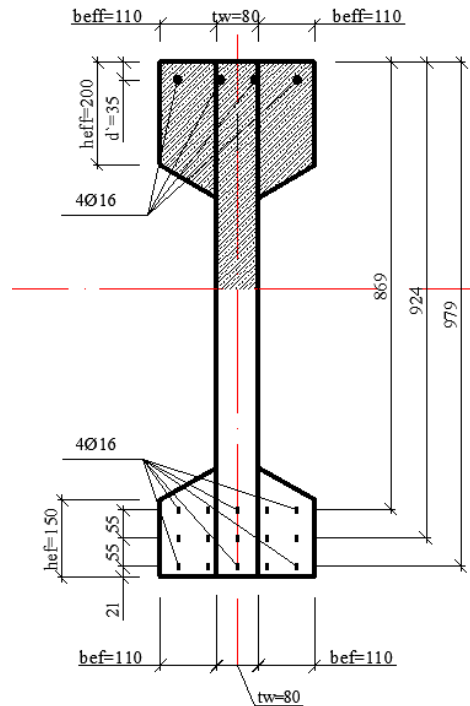


Рис. 2.7 Розрахунковий поперечний переріз балки для її розрахунку за граничними станами II групи.

У відповідності до вимог граничних станів II групи розрахункові напруження в арматурі:

$$\sigma_s = f_{p0,1k} + (f_{pk} - f_{p0,1k}) \cdot \left( \frac{\varepsilon_s - \varepsilon_{po}}{\varepsilon_{uk} - \varepsilon_{po}} \right),$$

де  $\varepsilon_{po} = \frac{f_{p0,1k}}{E_p} = 6.023 \cdot 10^{-3}$ .

Таблиця 2.3

## Розрахунок моменту утворення тріщин

$\varepsilon_{c(1)}$	$\varepsilon_{c(2)}$	$x_1$ (см)	$\frac{1}{r}$ (см <sup>-1</sup> )	$\varepsilon_s^*$	$\sigma_s^*$ (кН/см <sup>2</sup> )	М (кН·м)
0.0004324	0.0001793	70.68705	6.1171E-06	-0.001907	-36.22282	314.70

Момент початку утворення тріщин:  
 $M_{cr} = 314.70 \text{ кН} \cdot \text{м} < M_{d,n} = 511.6 \text{ кН} \cdot \text{м}$ , Отже проєктована конструкція експлуатуватиметься в умовах з тріщинами.

Наступний розрахунок ведемо без врахування ділянки розтягнутого бетону, так як утворились тріщини, відповідно збільшуючи деформації для стиснутої фібри перерізу.

Фрагмент розрахунку наведено у таблиці 4. приймаємо до уваги деформування балки, у випадку коли деформації  $\varepsilon_{c(2)}$  і  $\varepsilon_{c(1)}$  є достатніми для виконання умови. Поперечний переріз у зв'язку з приведеними міркуваннями – тавровий. Фрагмент проведеного розрахунку нормальних перерізів за вимогами II-ї групи граничних станів, приведено в таблиці 4.

$$h'_f < x_1 < h - h_f$$

При  $M_{d,n} = 511.6 \text{ кН} \cdot \text{м}$  отримаємо значення кривизни  $\chi = 2.7619 \cdot 10^{-5}$  для прийнятої висоти стиснутої зони  $x = 21.5 \text{ см}$ .

Таблиця 2.4

Розрахунок параметрів міцності нормальних перерізів балки згідно вимог II групи граничних станів

$\varepsilon_{c(1)}$	$\varepsilon_{\text{кв}}$	$x_l$ (см)	$\frac{1}{r}$ (см <sup>-1</sup> )	$\varepsilon_s^*$	$\sigma_s^*$ (кН/см <sup>2</sup> )	M (кН·м)
0.00045	-	23.20425	1.9393E-05	-0.003189	-60.5829	42459.43
0.000513	-	22.28691	2.3018E-05	-0.00348	-66.1288	46314.13
0.000536	-	22.0286	2.4332E-05	-0.003586	-68.136	47705.85
0.000559	-0.002005	21.80187	0.00002564	-0.003691	-70.132	49088.46
0.000594	-	21.50732	2.7619E-05	-0.00385	-73.1472	51174.61

### Ширина розкриття тріщин

Визначаємо ширину розкриття тріщин за вимогами п.5.3.4 [24].

$$w_k = s_{r,\max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{ctm})$$

де  $s_{r,\max}$  - найбільший крок тріщин

$$s_{r,\max} = k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \phi / \rho_{p,\text{eff}}$$

де  $c$  - товщина захисного шару бетону 1.5 см;

$k_1, k_2, k_3, k_4$  - к-єнти взяті за п. 5.3.4.2 [24];

$\phi$  - прийняте значення діаметру стержня за [24] для нашого випадку бмм;

$$\rho_{p,\text{eff}} = (A_s + \xi_1^2 \cdot A_p) / A_{c,\text{eff}}$$

де  $A_s$  - площа поперечного перерізу поздовжньої арматури;

$A_p$  - аналогічно для попередньо напруженої арматури;

$\xi_1$  - коефіцієнт за (5.5) [24], приймається  $\xi_1 = 0.84$  ;

$A_{c,eff}$  - фактична площа для розтягнутого бетону за 5.3.2.2 [24] для розрахунків приймається  $A_{c,eff} = 482 \text{ см}^2$  .

$$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{ctm}) = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ctm}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0.6 \frac{\sigma_s}{E_s}$$

тут  $\sigma_s$  - нормальне напруження, яке для елементів напружених на упори має значення  $\Delta\sigma_p$ , що відповідає деформації  $\Delta\varepsilon_p$  :

$$\Delta\varepsilon_p = \varepsilon_p - \varepsilon_{p0} - \varepsilon_{ctm} = -0.00385 - (-0.00174) - (-0.00017931) = 0.0019307 < \varepsilon_{p0} = 0.006026$$

У такому випадку:

$$\Delta\sigma_p = \Delta\varepsilon_p \cdot E_p = 0.0019307 \cdot 19000 = 36.68 \text{ кН} / \text{см}^2$$

$\alpha_e$  - відношення  $E_s / E_{cm}$

$k_t$  - коефіцієнт, який залежить від рівня тривалості навантаження, для тривалого циклу рівний 0.4.

Отже:

$$\rho_{p,eff} = (0 + 0.84^2 \cdot 8.49) / 482 = 0.0123$$

$$s_{r,max} = 3.4 \cdot 15 + 0.8 \cdot 0.5 \cdot 0.425 \cdot 6 / 0.0123 = 51 + 82.9 = 133.9$$

$$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{ctm}) = \frac{36.68 - 0.4 \frac{0.26}{0.0123} \left( 1 + \frac{19000}{3250} \cdot 0.0123 \right)}{19000} = \frac{36.68 - 9.06}{19000} = 0.00145 \geq 0.6 \frac{34.91}{19000} = 0.001102$$

тоді значення ширини розкриття тріщин:

$$w_k = 133.9 \cdot 0.00145 = 0.194 \text{ мм}$$

Це задовольняє умову Таб. 5.1 [24].

### *Перевірка розрахункових прогинів балки*

Прогини визначаємо за формулою п.5.4.3.3 [24] для випадку статично визначених балкових схем

$$f = k \frac{1}{r} l^2$$



У цій формулі  $\frac{1}{r}$  - кривизна при дії експлуатаційних навантажень;

$k$  - коефіцієнт, що приймається для рівномірно розподіленого навантаження і рівний  $\frac{5}{48}$ ;

$l$  - розрахункова довжина балки між гранями опор.

Таким чином прогини рівні:

$$f = \frac{5}{48} 2.7619 \cdot 10^{-5} \cdot 1146^2 = 3.78 \text{ см}$$

Граничні значення прогинів для прольоту 12м будуть

$$f_u = \frac{l}{216.7} = \frac{1200}{216.7} = 5.54 \text{ см}$$

Умова  $f < f_u$ , виконана. Розрахунок завершено.

## 2.2. Розрахунок та конструювання ребристої попередньо напруженої плити покриття

### 2.2.1. Матеріали конструкції

Згідно з рекомендаціями приймаємо бетон класу C20/25.

Основні міцнісні та деформаційні розрахункові характеристики бетону:

- характеристичне (нормативне) значення опору міцності на стиск:

$$f_{ck} = 18,5 \text{ МПа} = 1,85 \text{ кН/см}^2;$$

- аналогічне розрахункове значення:

$$f_{cd} = 14,5 \text{ МПа} = 1,45 \text{ кН/см}^2;$$

- середнє значення опору міцності на розтяг:

$$f_{ctm} = 2,20 \text{ МПа} = 0,25 \text{ кН/см}^2;$$

- к-ент надійності для бетону:

$$\gamma_c = 1,3;$$

- середнє значення для початкового модуля пружності:

$$E_{cm} = 30 \text{ ГПа} = 3000 \text{ кН/см}^2;$$

- розрахункове значення для модуля пружності:

$$E_{cd} = 23 \text{ ГПа} = 2300 \text{ кН/см}^2;$$

- розрахункові величини відносних деформацій за даними до рис. 2.8:

$$\varepsilon_{c1,cd} = 0,00165; \varepsilon_{cu1,cd} = 0,00344.$$

За вихідними даними для армування поздовжніх ребер плити приймаємо попередньо напружену арматуру класу А800. Значення міцнісних та деформаційних характеристик арматури приведені у табл. 3.5 [24]:

- характеристичне значення міцності бетону конструкції:

$$f_{pk} = 840 \text{ МПа} = 84,10 \text{ кН/см}^2;$$

- характеристична 0,1% умовна границя текучості:

$$f_{p0,1k} = 765 \text{ МПа} = 76,50 \text{ кН/см}^2;$$

- розрахункова міцність на межі текучості:

$$f_{pd} = \frac{f_{p0,1k}}{\gamma_s} = \frac{765}{1,20} = 637,5 \text{ МПа} = 63,75 \text{ кН/см}^2,$$

де  $\gamma_s = 1,22$  – значення коефіцієнту надійності для арматури;

- характеристичне значення для початкового модуля пружності арматури:

$$E_{ck} = 2,6 \cdot 10^5 \text{ МПа} = 1,9 \cdot 10^4 \text{ кН/см}^2;$$

- аналогічне розрахункове значення для арматурних стержнів:

$$E_p = 1,9 \cdot 10^5 \text{ МПа} = 1,9 \cdot 10^4 \text{ кН/см}^2;$$

- нормативні значення відносних деформацій у випадку максимального навантаження:

$$\varepsilon_{uk} = 0,018;$$

- аналогічне розрахункове значення:

$$\varepsilon_{ud} = 0,9\varepsilon_{uk} = 0,9 \cdot 0,018 = 0,0162.$$

Для полицки приймаємо арматурну сітку зі стержнів класу В500 згідно з ДСТУ ENV 10080 [24]. Таку ж арматуру використовуємо для поперечного армування ребер.

Для такої арматури значення опору міцності на межі текучості:

- характеристичне

$$f_{yk} = 500 \text{ МПа} = 50 \text{ кН/см}^2;$$

- розрахункове

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,25} = 400 \text{ МПа} = 40 \text{ кН/см}^2,$$

де  $\gamma_s = 1,25$  - коефіцієнт надійності.

Значення міцності поперечної арматури:

- розрахункове

$$f_{ywd} = 300 \text{ МПа} = 30 \text{ кН/см}^2;$$

Розрахункове значення модуля пружності:

$$E_s = 1,9 \cdot 10^5 \text{ МПа} = 1,9 \cdot 10^4 \text{ кН/см}^2;$$

Відносні деформації при дії максимального навантаження:

$$\varepsilon_{ud} = 0,012.$$

Для армування поперечного ребра застосуємо арматуру А400С. Міцнісні та деформаційні характеристики для такої арматури приведені у табл. 3.4 [24]:

- значення міцності на межі текучості:

характеристичне

$$f_{yk} = 400 \text{ МПа} = 40 \text{ кН/см}^2;$$

розрахункове

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{400}{1,10} = 363 \text{ МПа} = 36,30 \text{ кН/см}^2,$$

де коефіцієнт надійності прийнятий  $\gamma_s = 1,10$  - для арматури;

- модуль пружності:

$$E_s = 2,1 \cdot 10^5 \text{ МПа} = 2,1 \cdot 10^4 \text{ кН/см}^2;$$

- відносні деформації при дії максимального навантаженні:

$$\varepsilon_{ud} = 0,012.$$

### 2.2.2. Розрахунок та конструювання полицки

Полиця являє собою однорядну багатолітну систему, обрамлену ребрами. Прогони у середніх прольотах розглядаємо як плити, які є защемленими по всьому контуру, а у крайніх – як плити, защемлені з 3 сторін і вільно оперті по 4-й на торцеві ребра.

Для армування полиці використовуємо зварні сітки зі стержнів В500. З умови забезпечення мінімального захисного шару бетону  $c_{nom} = 20 \text{ мм}$ , товщину полицки приймаємо  $t_f = 50 \text{ мм}$ , сітку розміщуємо посередині перерізу (рис. 2.8)

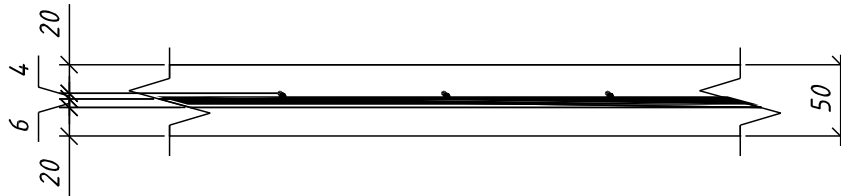


Рис. 2.8. Поперечний переріз полички плити.

Прогони плити у світлі та їх співвідношення:

- крайні:

$$l_1 = 1335 \text{ мм}; l_2 = 2700 \text{ мм}; \frac{l_2}{l_1} = \frac{2700}{1335} = 2,02;$$

- середні:

$$l_1 = 1400 \text{ мм}; l_2 = 2700 \text{ мм}; \frac{l_2}{l_1} = \frac{2700}{1400} = 1,93.$$

Співвідношення між площами стержнів арматури у поздовжньому  $\Delta A_2$  та поперечному  $\Delta A_1$  напрямках буде:

$$\frac{\Delta A_2}{\Delta A_1} = 0,2; \Delta A_2 = 0,2\Delta A_1.$$

Приймаємо арматуру у поздовжньому напрямку:  $d_1 = 4 \text{ мм}$ , та у поперечному:  $d_2 = 6 \text{ мм}$ .

Робочі висоти перерізів та плечі внутрішніх пар сил:

$$h_{01} = 27 \text{ мм}; z_{01} = 0,9 \cdot 27 = 25,6 \text{ мм};$$

$$h_{02} = 23,5 \text{ мм}; z_{02} = 0,9 \cdot 23,5 = 22,3 \text{ мм};$$

$$h_1 = 22 \text{ мм}; z_1 = 0,9 \cdot 22 = 20,9 \text{ мм};$$

$$h_2 = 25,5 \text{ мм}; z_2 = 0,9 \cdot 25,5 = 24,2 \text{ мм}.$$

Значення опорних та прогонних згинальних моментів визначаємо з урахуванням перерозподілу зусиль після виникнення деформацій:

$$M_{01} = f_{yd}\Delta A_{s,1}z_{01} = 40 \cdot 2,56 \cdot \Delta A_{s,1};$$

$$M_{02} = f_{yd}\Delta A_{s,2}z_{02} = 40 \cdot 2,23 \cdot 0,2\Delta A_{s,1};$$

$$M_1 = M'_1 = f_{yd}\Delta A_{s,1}z_{01} = 40 \cdot 2,09 \cdot \Delta A_{s,1};$$

$$M_2 = M'_2 = f_{yd}\Delta A_{s,2}z_{02} = 40 \cdot 2,42 \cdot 0,2\Delta A_{s,1}.$$

Для крайніх ділянок їх значення будуть аналогічні, крім  $M_{01} = 0$ .

Рівняння рівноваги для плити, яка защемлена по контуру:

$$\frac{ql_1^2}{12}(3l_2 - l_1) = 2M_1 + 2M_2 + M_{01} + M'_{01} + M_{02} + M'_{02}.$$

Згинальні моменти внаслідок дії розпору зменшуємо на 20% для середніх прольотів і на 10% - для крайніх.

Площі арматури, для 1 м смуги полицки:

- для торцевої ділянки:

$$0,9 \cdot \frac{(10,20 \cdot 10^{-4}) \cdot 134^2}{12} (3 \cdot 270 - 134) = 2 \cdot 40 \cdot 2,09 \cdot \Delta A_{s,1} + 2 \cdot 40 \cdot 2,42 \cdot 0,2 \Delta A_{s,1} +$$

$$+ 0 + 40 \cdot 2,56 \cdot \Delta A_{s,1} + 2 \cdot 40 \cdot 2,42 \cdot 0,2 \Delta A_{s,1};$$

$$\Delta A_{s,1} \geq \frac{928,58}{347,04} = 2,676 \text{ см}^2; \Delta A_{s,2} = 0,2 \cdot 2,676 = 0,535 \text{ см}^2;$$

- для середньої ділянки:

$$0,8 \cdot \frac{(10,20 \cdot 10^{-4}) \cdot 140^2}{12} (3 \cdot 270 - 140) = 2 \cdot 40 \cdot 2,09 \cdot \Delta A_{s,1} + 2 \cdot 40 \cdot 2,42 \cdot 0,2 \Delta A_{s,1} +$$

$$+ 2 \cdot 40 \cdot 2,56 \cdot \Delta A_{s,1} + 2 \cdot 40 \cdot 2,42 \cdot 0,2 \Delta A_{s,1};$$

$$\Delta A_{s,1} \geq \frac{892,98}{449,44} = 1,852 \text{ см}^2; \Delta A_{s,2} = 0,2 \cdot 1,852 = 0,370 \text{ см}^2.$$

Приймаємо сітку з арматури  $\varnothing 6$  через 100 мм ( $\Delta A_{s,1} = 2,83 \text{ см}^2$ ) у напрямку поперек прольоту і  $\varnothing 4$  через 100 мм ( $\Delta A_{s,2} = 1,26 \text{ см}^2$ ) – у поздовжньому.

Розрахунок несучої здатності перерізу проведемо у програмі «Excel». За його результатами отримуємо значення граничного згинального моменту для перерізу:

$$M_{u,max} = 3,63 \text{ кН} \cdot \text{м} > M_1 = 2,5 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

$$\text{де } M_1 = \frac{10,20 \cdot 1,40^2}{8} = 2,50 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Умова виконується, приймаємо сітку:

$$C \frac{4B500-100}{6B500-100} 280 \times 585.$$

### 2.2.3. Розрахунок та конструювання поперечного ребра плити

#### *Визначення навантажень*

Навантаження на ребро приймаємо:

$$q = q_{\text{кв}} B_{\text{ПР}} + g_{\text{ПР}} = 10,20 \cdot 1,5 + 0,2 = 15,50 \text{ кН/м},$$

тут  $B_{\text{ПР}} = 1,5 \text{ м}$  – крок ребер.

Навантаження на ребро

- від власної маси:

$$g_{\text{ПР}} = A\rho_{\text{зб}}\gamma_n\gamma_f = (0,5(0,05 + 0,10) \cdot 0,10) \cdot 25 \cdot 0,95 \cdot 1,1 = 0,20 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

### *Розрахунковий переріз*

Прогін ребра з урахуванням сумарної товщини поздовжніх ребер беремо орієнтовно  $l_0 = 2800 \text{ мм}$ .

Розрахунковий переріз поперечного ребра – тавровий (рис. 2.9).

$$b_{\text{eff}} = \Sigma b_{\text{eff},i} + b_w = 2 \cdot 413 + 100 = 926 \text{ мм} = 0,93 \text{ м},$$

де  $\Sigma b_{\text{eff},i} = 0,2b_i + 0,1l_0 = 0,2 \cdot 667 + 0,1 \cdot 2800 = 413 \text{ мм} < 0,2l = 0,2 \cdot 2800 = 560 \text{ мм}$ ;

$b_i = 0,5l_1 = 0,5 \cdot 1335 = 667 \text{ мм}$ ;

$b_w = 10 \text{ мм}$  – ширина ребра у верхній частині.

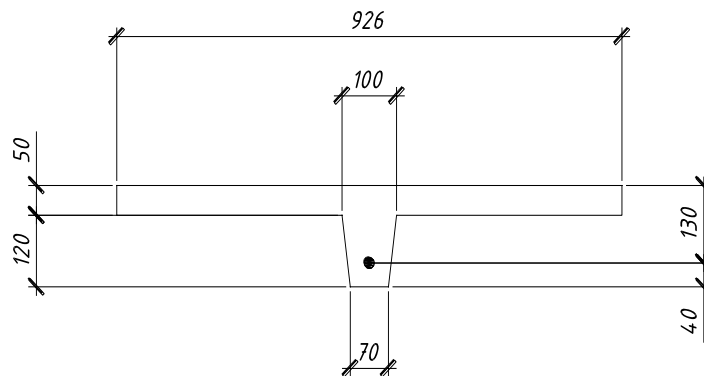


Рис. 2.9 Розрахунковий переріз поперечного ребра плити.

### *Міцність нормальних перерізів*

Армування поперечного ребра виконується в'язаними плоскими каркасами. У поздовжньому напрямку робочу арматуру приймаємо класу А400С. Характеристики для арматури та бетону подано в 2.2.1.

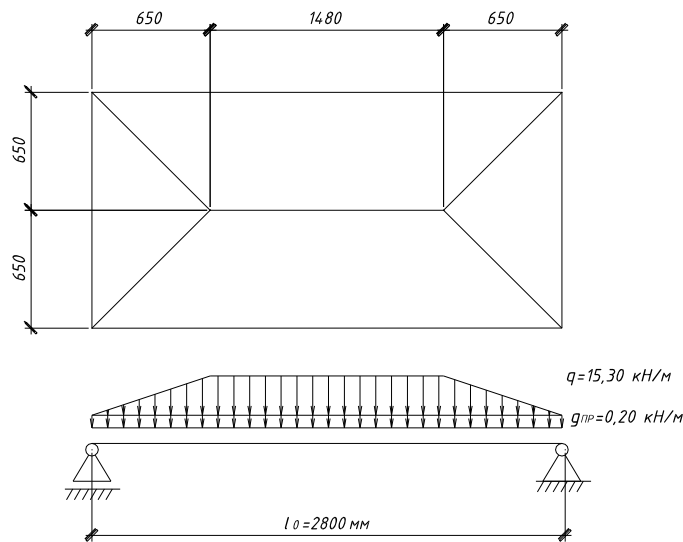


Рис. 2.10 Розрахункова схема поперечного ребра.

Максимальний згинальний момент:

$$M_{max} = \frac{ql_0^2}{8} - \frac{q_1 a^2}{6} = \frac{15,50 \cdot 2,80^2}{8} - \frac{15,30 \cdot 0,65^2}{6} = 14,11 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Потрібну площу арматури будемо визначати з умови міцності для нормальних перерізів.

Робоча висота перерізу:

$$d = 130 \text{ мм} < h - c_{nom} = 170 - 30 = 140 \text{ мм}.$$

$$A_0 = \frac{M}{f_{cd} b d^2} = \frac{14,1}{1,45 \cdot 92,6 \cdot 13^2} = 0,070 \rightarrow \xi = 0,0730 \leq \xi_R;$$

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sp}}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,85 - 0,008 \cdot 14,5}{1 + \frac{363}{500} \cdot \left(1 - \frac{0,85 - 0,008 \cdot 14,5}{1,1}\right)} = 0,604.$$

Потрібна площа арматури становить:

$$A_s^h \geq \xi b_f d \gamma_{b2} f_{cd} / f_{yd} = 0,0730 \cdot 92,6 \cdot 13 \cdot 0,9 \cdot 1,45 / 36 = 3,154 \text{ см}^2.$$

Приймаємо арматуру  $\varnothing 20$  А400С ( $A_s = 3,142 \text{ см}^2$ ).

Несучу здатність поперечного перерізу ребра проведемо у середовищі «Excel».

Отримуємо значення згинального моменту, що може прийняти приведений розрахунковий переріз:

$$M_{u,max}^{kp} = 14,31 \text{ кН} \cdot \text{м} > M_{max} = 14,11 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Умова згідно проведеного розрахунку виконується. Міцність забезпечена.

### *Розрахунок міцності для похилих перерізів*

Розрахунок поперечної арматури проводимо згідно з 4.6.2 та 4.6.3 [24]. Поперечне армування виконуємо з арматурних стержнів В500 у вигляді хомутів.

Поперечна сила на крайній опорі:

$$Q_{max} = 0,5(q_l - q_1 a) = (15,50 \cdot 2,80 - 15,30 \cdot 0,65) = 16,73 \text{ кН.}$$

Встановимо, чи балка потребує поперечного армування перерізу за розрахунком.

$$0,5b_w d v f_{cd} = 0,5 \cdot 8,5 \cdot 13 \cdot 0,556 \cdot 1,45 = 44,51 \text{ кН} > Q_{max} = 16,73 \text{ кН,}$$

$$\text{де } v = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 \left(1 - \frac{18,5}{250}\right) = 0,556;$$

$$b_w = 0,5(10 + 7) = 8,5 \text{ см} \text{ – середня ширина ребра.}$$

Дана умова виконується.

Розрахунковий опір зсуву бетону:

$$V_{Rd,c} = \left( C_{Rd,c} k (100 \rho_1 f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \sigma_{cp} \right) b_w d =$$

$$= \left( 0,138 \cdot 2,0 \cdot (100 \cdot 0,02 \cdot 18,5)^{\frac{1}{3}} + 0,15 \cdot 0 \right) \cdot 85 \cdot 130 \cdot 10^{-3} = 11,47 \text{ кН} > 5,58 \text{ кН,}$$

$$\text{де } C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,3} = 0,138;$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{130}} = 1,240 > 2,0; \text{ приймаємо } k = 2;$$

$$\rho_1 = \frac{A_s}{b_w d} = \frac{3,142}{8,5 \cdot 13} = 0,02843 > 0,02; A_s = 3,142 \text{ см}^2 \text{ –}$$

площа поздовжньої робочої арматури, приймаємо  $\rho_1 = 0,02$ ;

$$\sigma_{cp} = 0;$$

$$(V_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d = (0,505 + 0,15 \cdot 0) \cdot 85 \cdot 130 = 5,58 \text{ кН;}$$

$$V_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 2,00^{3/2} \cdot 14,5^{1/2} = 0,505.$$

Так як  $Q_{max} = 16,73 \text{ кН} > V_{Rd,c} = 11,47 \text{ кН}$ , то поперечне армування потрібно розрахувати.



Призначимо попередньо поперечне армування згідно конструктивних вимог:

- максимальний крок арматурних стрижнів:

$$S_{l,max} = 0,75d(1 + \cot\alpha) = 0,75 \cdot 310(1 + \cot 90^\circ) = 97,5 \text{ мм.}$$

Приймаємо  $S_l = 80 \text{ мм}$ ;

- мінімальний коефіцієнт для поперечного армування:

$$\rho_{w,min} = 0,8 \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = 0,8 \cdot \frac{\sqrt{18,5}}{500} = 0,000688;$$

- необхідна площа для поперечної арматури:

$$A_{sw,min} = \rho_w S_l b_w \sin\alpha = 0,000688 \cdot 8,0 \cdot 8,5 \cdot \sin 90^\circ = 0,042 \text{ см}^2.$$

Остаточню приймаємо 2Ø4 В500 ( $A_{sw} = 0,251 \text{ см}^2$ ).

Проведемо перевірку прийнятої арматури на поперечну силу  $Q_{max}$ .

Визначимо координату по всій довжині балки, після якої не потрібно розраховувати поперечне армування перерізу:

$$x = \frac{Q_{max} - V_{Rd,c}}{q} = \frac{16,73 - 11,47}{15,50} = 0,42 \text{ м.}$$

На відстані 0,42 м від крайньої опори при  $S_l = 0,08 \text{ м}$  потрібно прийняти 6 стрижнів.

Кут умовно стисненого елемента перерізу знаходиться в межах:

$$1 \leq \cot\theta \leq 2,5.$$

У цьому випадку:

$$\cot\theta = \frac{x}{z} = \frac{x}{0,9d} = \frac{0,42}{0,9 \cdot 0,13} = 3,60.$$

Приймаємо такі межі:

$$1 \leq \cot\theta \leq 2,5.$$

$$x = z \cot\theta = 0,9 \cdot 13 \cdot 2,5 = 33 \text{ см.}$$

Міцність похилих перерізів при  $\cot\theta = 1$ :

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{S_l} z f_{ywd} \cot\theta = \frac{0,251}{8,0} \cdot (0,9 \cdot 13) \cdot 30 \cdot 1 = 8,82 \text{ кН} < Q_{max} = 16,73 \text{ кН.}$$

Умова не виконується.

Беремо хомути 2Ø6 В500 ( $A_{sw} = 0,565 \text{ см}^2$ ) з кроком  $S_l = 80 \text{ мм}$ .

Проведемо перевірку перерізу на міцність похилих перерізів:

- поперечної арматури:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{S_l} z f_{ywd} \cot \theta = \frac{0,565}{8} \cdot (0,9 \cdot 13) \cdot 30 \cdot 1 = 24,79 \text{ кН} > Q_{max} = 16,73 \text{ кН};$$

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{S_l} z f_{ywd} \cot \theta = \frac{0,565}{8} \cdot (0,9 \cdot 13) \cdot 30 \cdot 2,5 = 49,60 \text{ кН} > Q_{max} = 16,73 \text{ кН};$$

- умовно стисненого елемента:

$$V_{Rd,s} = \frac{\alpha_{sw} b_w z v f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} = \frac{1 \cdot 8,5 \cdot (0,9 \cdot 13) \cdot 0,556 \cdot 1,45}{1 + 1} = 40,06 \text{ кН} > Q_{max} = 16,73 \text{ кН};$$

$$V_{Rd,s} = \frac{\alpha_{sw} b_w z v f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} = \frac{1 \cdot 8,5 \cdot (0,9 \cdot 13) \cdot 0,556 \cdot 1,45}{2,5 + 2,5 \cdot 10^{-1}} = 27,63 \text{ кН} > Q_{max} = 16,73 \text{ кН},$$

$$\text{де } \alpha_{sw} = 1 + \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}} = 1 + \frac{0}{14,5} = 1.$$

Найбільша приведена площа поперечної арматури:

$$A_{sw,max} = 0,5 \frac{\alpha_{sw} v f_{cd} b_w S_l}{f_{ywd}} = 0,5 \frac{1 \cdot 0,556 \cdot 1,45 \cdot 8,5 \cdot 8}{30} = 1,141 \text{ см}^2 > A_{sw} = 0,565 \text{ см}^2.$$

Умови в даному випадку виконуються.

Проведемо перевірку на виникнення додаткових сил розтягу у поздовжній арматурі у випадку руйнування бетону по похилих тріщинах внаслідок зсуву.

$$\Delta F_{td} = 0,5 Q_{max} (\cot \theta - \cot \alpha) = 0,5 \cdot 16,73 \cdot (2,5 - 0) = 20,91 \text{ кН}.$$

На відстані  $x = 0,42 \text{ м}$ :

$$M(0,33 \text{ м}) = \frac{ql}{2} x - \frac{qx^2}{2} = \frac{15,50 \cdot 2,80}{2} \cdot 0,33 - \frac{15,50 \cdot 0,33^2}{2} = 6,32 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Сумарні зусилля розтягу:

$$T_D = \frac{M(0,33 \text{ м})}{z} + \Delta F_{td} = \frac{6,32}{0,9 \cdot 0,13} + 20,91 = 74,90 \text{ кН}.$$

Максимальне напруження:

$$\sigma_s = \frac{T_D}{A_s} = \frac{74,90}{3,142} = 23,84 \text{ кН/см}^2 < f_{yd} = 36,63 \text{ кН/см}^2.$$

Всі умови міцності виконуються. Вибираємо остаточно 2 арматурні стержні  $\varnothing 6 \text{ B500}$ , встановлену з кроком

$S_l = 80 \text{ мм}$  – на 330 мм від опор (5 стрижнів) та  $2\varnothing 3 \text{ B500}$  з кроком  $S_l = 80 \text{ мм}$  – посередині прогонів.

## 2.2.4. Розрахунок та конструювання поздовжнього ребра плити

### Визначення навантажень

Лінійне рівномірно розподілене навантаження від повного навантаження

$$q_{\text{кв}} = 11,70 \text{ кН/м}^2$$

$$q = q_{\text{кв}} \cdot B = 11,70 \cdot 3 = 35,10 \text{ кН/м,}$$

де  $b_{\text{пл}} = 3 \text{ м}$  – ширина плити.

### Визначення розрахункового прогону

Розрахунковий переріз:

$$l = l_0 + 0,5(l_{\text{ном}}^{\text{нл}} - l_0) = 5800 + 0,5 \cdot (5970 - 5800) = 5885 \text{ мм} = 5,89 \text{ м,}$$

де  $l_0 = B - b_p = 6000 - 200 = 5800 \text{ мм}$  – відстань між ригелями у просвіті;  $B = 6000 \text{ мм}$  – крок ригелів;  $b_p = 200 \text{ мм}$  ширина ригеля;  $l_{\text{ном}}^{\text{нл}} = 5970 \text{ мм}$  – номінальна довжина плити.

Упершому наближенні переріз головного ребра плити, показаний на рис.

2.11

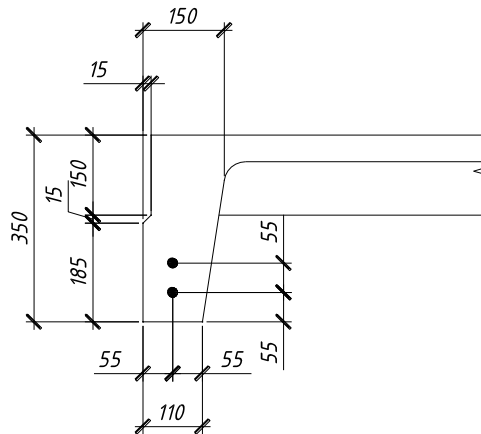


Рис. 2.11 Поперечний переріз поздовжнього ребра.

Розміри розрахункового перерізу.

Визначимо робочу ширину полиці :

$$b_{\text{eff}} = \Sigma b_{\text{eff},i} + b_w = 861 \cdot 2 + 260 = 1982 \text{ мм} = 1,98 \text{ м,}$$

$$\text{де } \Sigma b_{\text{eff},i} = 0,2b_i + 0,1l = 0,2 \cdot 1360 + 0,1 \cdot 5890 = 861 \text{ мм} < 0,2l = 0,2 \cdot 5890 \\ = 1178 \text{ мм;}$$

$$b_i = 0,5(b_{\text{ном}}^{\text{нл}} - b_w) = 0,5(2980 - 260) = 1360 \text{ мм;}$$

$$b_w = \frac{150 + 110}{2} \cdot 2 = 260 \text{ мм} - \text{ширина ребра.}$$

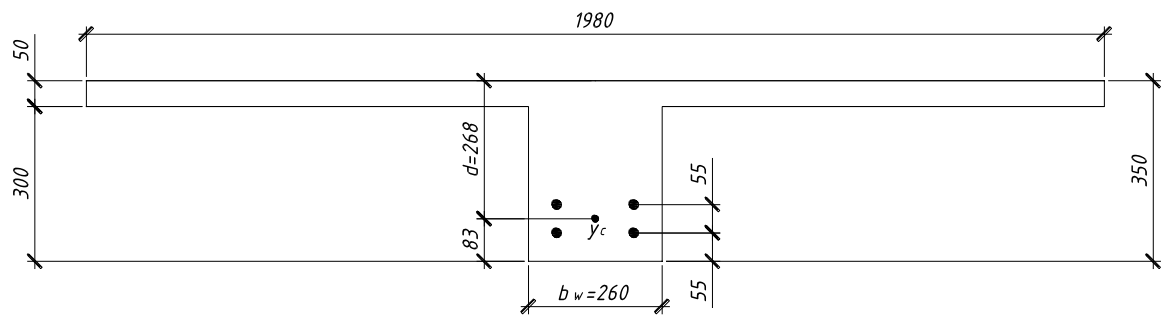


Рис. 2.12 До розрахунку перерізу плити.

Найбільший згинальний момент:

$$M = \frac{ql^2}{8} = \frac{35,10 \cdot 5,89^2}{8} = 153 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Визначаємо згинальний момент від власної ваги плити:

$$M_D = \frac{q_D l^2}{8} = \frac{7,83 \cdot 5,89^2}{8} = 34 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

де  $q_D = q_D^{kg} b_{nl} = 2,61 \cdot 3 = 7,83 \text{ кН/м}$ .

З умови міцності нормальних перерізів попередньо приймаємо площу поперечного перерізу арматури.

Рівень попереднього напруження приймаємо попередньо з урахуванням усіх втрат  $\sigma_{sp} = 340 \text{ кН/см}^2$ .

$$A_0 = \frac{M}{f_{cd} b d^2} = \frac{15300}{0,9 \cdot 1,45 \cdot 198 \cdot 26,8^2} = 0,082 \rightarrow \rho = 0,9478;$$

Потрібна площа арматури становить:

$$A_{sp} \geq \frac{M}{\rho d f_{pd}} = \frac{15300}{0,9478 \cdot 26,8 \cdot 1,1 \cdot 63,75} = 8,589 \text{ см}^2.$$

Призначаємо армування 4Ø18 A800 ( $A_p = 10,18 \text{ см}^2$ ).

Захисний шар бетону:

$$c_{nom} = 2,5d = 2,5 \cdot 18 = 45 \text{ мм} < 46 \text{ мм}.$$

Це підтверджує, що переріз запроектовано правильно.

Геометричні характеристики прийнятого розрахункового перерізу.

$$A_{red} = A_f + A_w + A_{p,red} = 990 + 780 + 74 = 1844 \text{ см}^2,$$

де  $A_f = 198 \cdot 5 = 990 \text{ см}^2$  – площа полицки;

$A_w = 26 \cdot 30 = 780 \text{ см}^2$  – площа ребра;

$A_{s,red} = 10,18 \cdot \frac{190000}{26000} = 74 \text{ см}^2$  – площа арматури, зведена до бетону;

$S_{red} = \Sigma A_i y_i = 990 \cdot (35 - 0,5 \cdot 5) + 780 \cdot (0,5 \cdot 30) + 74 \cdot 8,3 = 44489 \text{ см}^2$ .

$$y_c = \frac{S_{red}}{A_{red}} = \frac{44489}{1844} = 24,13 \text{ см.}$$

$$\begin{aligned} I_{red} &= \frac{b_i h_i^3}{12} + A_i y_i^2 = \left( \frac{198 \cdot 5^3}{12} + 990 \cdot (35 - 0,5 \cdot 5 - 24,13)^2 \right) + \\ &+ \left( \frac{26 \cdot 30^3}{12} + 780 \cdot (24,13 - 0,5 \cdot 30)^2 \right) + 74 \cdot (24,13 - 8,3)^2 \\ &= 71418,8 + 123518,4 + 18543,6 = \\ &= 213480 \text{ см}^4. \end{aligned}$$

*Втрати від попереднього напруження*

Рівень попереднього напруження:

$$\sigma_{p,max} \leq 0,8 f_{pk} = 0,8 \cdot 840 = 672 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{p,max} \leq 0,9 f_{p0,1k} = 0,9 \cdot 575 = 688,5 \text{ МПа}.$$

$$P_{max,1} = A_p \sigma_{p,max} = 10,18 \cdot 67,2 = 684 \text{ кН.}$$

1. Миттєві втрати напруження:

1.1. Від релаксації напружень в арматурних стержнях:

$$\Delta P_{r,1} = 0,03 A_p \sigma_{p,max} = 0,03 \cdot 10,18 \cdot 67,2 = 6,2 \text{ кН.}$$

1.2. Температурних втрат немає ( $\Delta P_0 = 0$ ), так як опалубкова форма, на яку виконують натяг, одночасно з бетоном нагрівається.

1.3. Від деформації форми при даному способі натягу не будуть враховуватися ( $\Delta P_3 = 0$ ).

Сила попереднього напруження яка передає зусилля з арматури на бетон конструкції:

$$P_{max,2} = P_{max,1} - \Delta P_1 = 684 - 6,2 = 677,8 \text{ кН.}$$

На рівні стиснутого крайнього волокна при  $M_D=0$ :

$$\begin{aligned} \sigma_c &= \frac{P_{max,2}}{A_{red}} + \frac{P_{max,2} \cdot e \cdot y}{I_{red}} = \frac{677,8}{1844} + \frac{677,8 \cdot (24,13 - 8,3) \cdot 24,13}{213480} = \\ &= 0,37 + 1,21 = 1,58 \text{ кН/см}^2 < f_{cp} = 2,00 \text{ кН/см}^2, \end{aligned}$$

тут  $f_{cp} = 0,8 \cdot 2,5 = 2,00 \text{ кН/см}^2$  – передаточна міцність бетону.

1.4. Втрати зусилля, які проходять від миттєвої деформації бетону:

$$\Delta P_{el} = A_p E_p \Sigma \frac{j \Delta \sigma_c(t)}{E_{cm}(t)} = 10,18 \cdot 1,9 \cdot 10^4 \cdot \frac{0,38 \cdot 0,37}{0,8 \cdot 3000} = 11,33 \text{ кН},$$

$$\text{де } \Delta \sigma_c(t) = \frac{P_{max,2}}{A_{red}} = \frac{677,8}{1844}$$

= 0,37 кН/см<sup>2</sup> – зміна напруження у центрі маси арматури,

що прикладений в момент часу  $t$ ;

$$j = \frac{n-1}{2n} = \frac{4-1}{2 \cdot 4} = 0,38; n$$

= 4 – кількість попередньо напружених арматурних стрижнів.

2. Втрати після натягування арматури на упори форми і на бетон.

2.1. Загальні втрати від повзучості.

На рівні центру ваги попередньо напруженої арматури при дії на неї сили попереднього натягу

$$P_{max,3} = P_{max,2} - \Delta P_{el} = 677,8 - 11,3 = 666,5 \text{ кН}$$

та згинального моменту, що виникає від власної маси плити  $M_D = 34 \text{ кН} \cdot$

м:

$$\sigma_{c,0} = \frac{P_{max,3}}{A_{red}} + \frac{(P_{max,3} \cdot e - M_D)e}{I_{red}} = \frac{666,5}{1844} + \frac{(666,5 \cdot (24,13 - 8,3) - 34) \cdot (24,13 - 8,3)}{213480} =$$

$$= 0,36 + 0,78 = 1,14 \text{ кН/см}^2.$$

Так як  $0,3f_{ck} = 0,3 \cdot (0,8 \cdot 1,85) = 0,44 \text{ кН/см}^2 < \sigma_{c,0} = 1,14 \text{ кН/см}^2$ , то бетон працює за межею у пластичній фазі, і потрібно визначити втрати з врахуванням повзучості бетону.

$$\text{Отже, при } \frac{\sigma_{c,0}}{f_{cp}} = \frac{1,14}{2,00} = 0,57 < 0,75:$$

$$\Delta \sigma_c = 0,85 \cdot 150 \frac{\sigma_{c,0}}{f_{cp}} = 0,85 \cdot 150 \frac{1,14}{2,00} = 72,7 \text{ МПа} = 7,27 \text{ кН/см}^2,$$

де 0,8 – коефіцієнт.

$$\Delta P_c = \Delta \sigma_c A_p = 7,27 \cdot 10,18 = 74,10 \text{ кН}.$$

2.2. Втрати від осідання:

$$\Delta P_{cs} = \varepsilon_{cs} E_p A_p = 5,25 \cdot 10^{-4} \cdot 1,9 \cdot 10^4 \cdot 10,18 = 101,50 \text{ кН},$$

де  $\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca}(\infty) = 5,2 \cdot 10^{-4} + 2,13 \cdot 10^{-6} = 5,25 \cdot 10^{-4}$  – повна деформація осідання;

$\varepsilon_{cd} = k_n \varepsilon_{cd,0} = 1 \cdot 5,2 \cdot 10^{-4} = 5,2 \cdot 10^{-4}$  – остаточне значення деформації осідання при повному висиханні бетону;

$\varepsilon_{cd,0} = 5,2 \cdot 10^{-2}$  – значення осідання бетону конструкції при висиханні  
 $k_n = 1 - h_0 = 2A_c/u = 2 \cdot 2280/920 = 5$  см;  $A_c = 30 \cdot 26 + 300 \cdot 5 = 2280$  см<sup>2</sup> –  
 площа перерізу бетону;

$$u = 2 \cdot 35 + 2 \cdot 30 + 2 \cdot 11 + 300 + (300 - 2 \cdot 15) = 920 \text{ см} -$$

периметр тої частини перерізу, що піддається висушуванню;

$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2,5(f_{ck} - 10)10^{-6} = 2,5 \cdot (18,5 - 10) \cdot 10^{-6} = 2,13 \cdot 10^{-6}$  – деформації при внутрішньому осіданні.

2.3. Втрати від релаксації арматурної сталі:

$$\Delta P_r = 0,8 \cdot (\Delta P_c + \varepsilon_{cs}) = 0,8 \cdot (87,04 + 101,5) = 150,80 \text{ кН}$$

Таким чином, значення зусилля обтиску з урахуванням усіх попередньо перелічених втрат:

$$P = P_{max,1} - (\Delta P_{r,1} + \Delta P_{el} + \Delta P_c + \Delta P_{cs} + \Delta P_r) = 684 - (6,2 + 11,33 + 74,10 + 101,50 + 150,80) = 684 - 343,93 = 340,1 \text{ кН}$$

Напруження в арматурі:

$$\sigma_p = \frac{P}{A_p} = \frac{340,1}{10,18} = 33,41 \text{ кН/см}^2.$$

Початкові деформації у стержнях арматури:

$$\varepsilon_{s0} = \frac{\sigma_p}{E_p} = \frac{33,41}{1,9 \cdot 10^4} = 1,76 \cdot 10^{-3}.$$

### *Перевірка на міцність нормальних перерізів*

У результаті розрахунку отримуємо значення розрахункового згинального моменту для прийнятого перерізу:

$$M_{u,max} = 165 \text{ кН} \cdot \text{м} > M = 153 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Умова виконується, забезпечена міцність нормальних перерізів для поздовжнього ребра балки.

### Розрахунок міцності для похилих перерізів

Поперечне армування приймаємо зі стержнів В500 у вигляді хомутив.

Найбільша поперечна сила у ребрі:

$$Q_{max} = \frac{ql}{2} = \frac{35,10 \cdot 5,89}{2} = 103,37 \text{ кН.}$$

необхідність призначення поперечного армування:

$$Q_{max} = 103,37 \text{ кН} < 0,5b_w d v f_{cd} = 0,5 \cdot 26 \cdot 26,8 \cdot 0,556 \cdot 1,45 = 280,68 \text{ кН,}$$

$$\text{де } v = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 \left(1 - \frac{18,5}{250}\right) = 0,556.$$

Дана умова виконується.

Визначаємо опір зсуву:

$$\begin{aligned} V_{Rd,c} &= \left( C_{Rd,c} k (100 \rho_1 f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \sigma_{cp} \right) b_w d = \\ &= \left( 0,138 \cdot 1,864 \cdot (100 \cdot 0,0146 \cdot 18,5)^{\frac{1}{3}} + 0,15 \cdot 1,92 \right) 260 \cdot 268 \cdot 10^{-3} = 74,03 \text{ кН} \\ &> 46,76 \text{ кН,} \end{aligned}$$

$$\text{де } C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,3} = 0,138;$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{268}} = 1,864 < 2,0;$$

$$\rho_1 = \frac{A_s}{b_w d} = \frac{10,18}{26 \cdot 26,8} = 0,0146 < 0,02; A_s = 10,18 \text{ см}^2 \text{ — площа поздовжньої робочої арматури;}$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = \frac{340,1}{1770} = 0,192 \text{ кН/см}^2 = 1,92 \text{ МПа} < 0,2 f_{cd} = 0,2 \cdot 14,5 = 2,90 \text{ МПа;}$$

$$N_{Ed} = P = 340,1 \text{ кН; } A_c = A_f + A_w = 990 + 780 = 1770 \text{ см}^2;$$

$$(V_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d = (0,383 + 0,15 \cdot 1,92) \cdot 260 \cdot 268 \cdot 10^{-3} = 46,76 \text{ кН;}$$

$$V_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 1,864^{3/2} \cdot 14,5^{1/2} = 0,383.$$

Так як  $Q_{max} = 103,37 \text{ кН} > V_{Rd,c} = 74,03 \text{ кН}$ , то поперечне армування потрібно розрахувати.

Попередньо призначимо поперечне армування згідно конструктивних вимог

- крок стрижнів:

$$S_{l,max} = 0,75d(1 + \cot \alpha) = 0,75 \cdot 268 \cdot (1 + \cot 90^\circ) = 201 \text{ мм.}$$



Беремо  $S_l = 200$  мм;

- мінімально можливий коефіцієнт поперечного армування перерізу:

$$\rho_{w,min} = 0,8 \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = 0,8 \cdot \frac{\sqrt{18,5}}{500} = 0,000688;$$

- площа поперечної арматури, яку необхідно призначити в перерізі:

$$A_{sw,min} = \rho_w S_l b_w \sin \alpha = 0,000688 \cdot 20 \cdot 26 \cdot \sin 90^\circ = 0,209 \text{ см}^2.$$

Остаточо 2Ø4 В500 ( $A_{sw} = 0,251 \text{ см}^2$ ).

Прийняту арматуру розрахуємо на дію поперечної сили  $Q_{max}$ .

Встановимо координату по всій довжині балки, за межами якої розрахунок поперечного армування не потрібне:

$$x = \frac{Q_{max} - V_{Rd,c}}{q} = \frac{103,37 - 74,03}{35,10} = 0,836 \text{ м.}$$

На відстані, що рівна 0,836 м від опори якщо  $S_l = 0,20$  м то необхідно п'ять стрижнів.

Кут умовного стисненого елемента:

$$1 \leq \cot \theta \leq 2,5.$$

$$\cot \theta = \frac{x}{z} = \frac{x}{0,9d} = \frac{0,836}{0,9 \cdot 0,268} = 3,47.$$

Приймаємо:

$$1 \leq \cot \theta \leq 2,5.$$

$$x = z \cot \theta = 0,9 \cdot 0,268 \cdot 2,5 = 60 \text{ см.}$$

Розрахункова несуча здатність похилих перерізів при  $\cot \theta = 1$ :

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{S_l} z f_{ywd} \cot \theta = \frac{0,251}{20} \cdot (0,9 \cdot 268) \cdot 30 \cdot 1 = 7,27 \text{ кН} < Q_{max} = 103,37 \text{ кН.}$$

Приведена умова не виконується.

Беремо хомути 2Ø10 В500 ( $A_{sw} = 1,570 \text{ см}^2$ ) з кроком  $S_l = 100$  мм.

Міцність похилих перерізів:

- за поперечною арматурою:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{S_l} z f_{ywd} \cot \theta = \frac{1,570}{10} \cdot (0,9 \cdot 26,8) \cdot 30 \cdot 1 = 113,60 \text{ кН} > Q_{max} = 103,37 \text{ кН};$$

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{S_l} z f_{ywd} \cot \theta = \frac{1,570}{10} \cdot (0,9 \cdot 26,8) \cdot 30 \cdot 2,5 = 284,00 \text{ кН} > Q_{max} = 103,37 \text{ кН};$$

- за умовно стисненим елементом:

$$V_{Rd,s} = \frac{\alpha_{sw} b_w z v f_{cd}}{ctg\theta + tg\theta} = \frac{1,132 \cdot 26 \cdot (0,9 \cdot 26,8) \cdot 0,556 \cdot 1,45}{1 + 1} = 286,07 \text{ кН} > Q_{max}$$

$$= 103,37 \text{ кН};$$

$$V_{Rd,s} = \frac{\alpha_{sw} b_w z v f_{cd}}{ctg\theta + tg\theta} = \frac{1,132 \cdot 26 \cdot (0,9 \cdot 26,8) \cdot 0,556 \cdot 1,45}{2,5 + 2,5 \cdot 10^{-1}} = 197,28 \text{ кН} > Q_{max}$$

$$= 103,37 \text{ кН},$$

$$\text{де } \alpha_{sw} = 1 + \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}} = 1 + \frac{1,92}{14,5} = 1,132.$$

Найбільша приведена площа розрахункового перерізу для поперечної арматури:

$$A_{sw,max} = 0,5 \frac{\alpha_{sw} v f_{cd} b_w S_l}{f_{ywd}} = 0,5 \frac{1,132 \cdot 0,556 \cdot 1,45 \cdot 26 \cdot 10}{30} = 3,953 \text{ см}^2 > A_{sw}$$

$$= 1,570 \text{ см}^2.$$

Всі умови виконуються.

Додаткова сила розтягу, яка виникає у поздовжній арматурі від зсуву:

$$\Delta F_{td} = 0,5 Q_{max} (ctg\theta - ctg\alpha) = 0,5 \cdot 103,37 \cdot (2,5 - 0) = 129,21 \text{ кН}.$$

Визначаємо згинальний момент на відстані  $x = 0,836 \text{ м}$ :

$$M(0,60 \text{ м}) = \frac{ql}{2} x - \frac{qx^2}{2} = \frac{35,10 \cdot 5,89}{2} \cdot 0,60 - \frac{35,10 \cdot 0,60^2}{2} = 55,70 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Загальне значення зусиль розтягу в арматурі від дії моменту та зсуву:

$$T_D = \frac{M(0,60 \text{ м})}{z} + \Delta F_{td} = \frac{55,70}{0,9 \cdot 0,268} + 129,21 = 360,16 \text{ кН}.$$

Найбільше напруження у поздовжній арматурі:

$$\sigma_s = \frac{T_D}{A_s} = \frac{360,16}{10,18} = 35,38 \text{ кН/см}^2 < f_{pd} = 63,75,63 \text{ кН/см}^2.$$

Всі умови виконуються.

Остаточна поперечна арматура - 2Ø10 В500 з інтервалом  $S_l=100 \text{ мм}$  – на приопорній ділянці (600 мм від опор - 7 стрижнів) і  $S_l=200 \text{ мм}$  – посередині прольоту.

### *Момент тріщиноутворення*

Момент утворення тріщин  $M_{crc}$  визначаємо з допомогою деформаційного методу.

Діаграма роботи бетону на розтяг за вказівками 3.1.4 [3]:

$$\varepsilon_{ct} = f_{ctm} \sum_{k=1}^5 a_k \eta^k .$$

Межу деформацій розтягнутої грані визначаємо за 2.2.2.6 [3]:

$$\varepsilon_{ctu} = \frac{-2f_{ctm}}{E_{ck}} = \frac{-2 \cdot 0,22}{2,6 \cdot 10^3} = 1,69 \cdot 10^{-4} .$$

Момент тріщиноутворення для розрахункового перерізу становить (див. додаток В):

$$M_{crc} = 77,42 \text{ кН} \cdot \text{м} .$$

Висота стиснутої частини перерізу:

$$x_1 = 23,73 \text{ см} .$$

### *Визначення прогинів*

При дії довготривалої частини навантаження визначаємо:

- згинальний момент:

$$M_{прив.} = \frac{q_{прив.} l^2}{8} = \frac{7,83 \cdot 5,89^2}{8} = 34,00 \text{ кН} \cdot \text{м} .$$

- кривизну:

$$\kappa = \frac{1}{r} = 1,50 \cdot 10^{-5} \text{ см}^{-1} .$$

Коефіцієнт повзучості для бетону С20/25 для відносної вологості 40÷75 % за 3.1 [24] становить:

$$\varphi_k(\infty, t_0) = 2,7 .$$

Таким чином, прогин становить:

$$f = \varphi_k(\infty, t_0) \kappa k_m l = 2,7 \cdot 1,50 \cdot 10^{-5} \cdot \frac{5}{48} \cdot 589^2 = 1,5 \text{ см} < f_u = 3,0 \text{ см} ,$$

де  $k_m = \frac{5}{48}$  – коефіцієнт, який приймаємо за таблицею 5.5 [5];

$$f_u = \frac{l}{200} = \frac{589}{200} = 3,0 \text{ см} – \text{граничний прогин} .$$

Плита відповідає вимогам жорсткості.

### *Розрахунок ширини розкриття нормальних тріщин*

Визначимо згинальний момент при дії повного характеристичного навантаження:

$$M_{n.x.} = \frac{q_{n.x.} l^2}{8} = \frac{(9,52 \cdot 3) \cdot 5,89^2}{8} = 124 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

При  $M_{n.x.}$  (див. додаток Б3):

$$\sigma_s(M = 124 \text{ кН} \cdot \text{м}) = 50,12 \text{ кН/см}^2.$$

$$x_1(M = 124 \text{ кН} \cdot \text{м}) = 4,02 \text{ см}.$$

Після усіх втрат:

$$\sigma_p = 33,41 \text{ кН/см}^2.$$

Приріст напружень в арматурі становить:

$$\Delta\sigma_s = \sigma_s(M = 124 \text{ кН} \cdot \text{м}) - \sigma_p = 50,12 - 33,41 = 16,70 \text{ кН/см}^2.$$

Усереднені деформації в арматурі:

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\Delta\sigma_s}{E_p} = \frac{16,70}{1,9 \cdot 10^4} = 8,79 \cdot 10^{-4} \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Значеннями деформацій  $\varepsilon_{ctm}$  знехтуємо.

Тріщини виникнуть з таким кроком:

$$S_{r,max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \frac{\emptyset}{\rho_{p,eff}} = 3,4 \cdot 4,6 + 0,8 \cdot 0,5 \cdot 0,425 \frac{18}{0,030} = 117,64 \text{ мм},$$

$$\text{де } \rho_{p,eff} = \frac{A_s + \varepsilon_1^2 A_p}{A_{c,eff}} = \frac{0 + 0,8 \cdot 10,18}{268,7} = 0,030;$$

$\varepsilon_1 = \sqrt{\varepsilon} = \sqrt{0,8}$ ;  $\varepsilon$  – коефіцієнт, що залежить від міцності зчеплення попередньо напруженої арматури з бетоном,

$A_{c,eff}$  – площа розтягнутого бетону біля попередньо напруженої арматури при  $h_{c,eff}$  (найменше значення):

$$2,5(h - d) = 2,5 \cdot (35 - 26,8) = 16,4 \text{ см};$$

$$\frac{h - x_1}{3} = \frac{35 - 4,02}{3} = 10,3 \text{ см};$$

$$\frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17,5 \text{ см};$$

$$A_{c,eff} = h_{c,eff} b_w = 10,3 \cdot 26 = 268,7 \text{ см}^2.$$

Ширина розкриття нормальних тріщин буде:

$$W_k = S_{r,max}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{ctm}) = 117,64 \cdot (8,79 \cdot 10^{-4}) = 0,103 \text{ мм} < [W_k] = 0,4 \text{ мм}.$$

Умова виконується.

Додаток А  
Перевірка міцності нормальних перерізів  
елементів монолітного ребристого перекриття з балковими плитами  
А1. Перевірка міцності нормальних перерізів плити у крайньому прогоні та на другій опорі

$b, \text{см}$	$h, \text{см}$	$A_s, \text{см}^2$	$z_{si}, \text{см}$	$f_{cd}, \text{кН/см}^2$	$E_{cd}, \text{кН/см}^2$	$\varepsilon_{l,cd}$	$\varepsilon_{ul,cd}$	$f_{yd}, \text{кН/см}^2$	$E_s, \text{кН/см}^2$	$\varepsilon_{ud}$	$\varepsilon_c(1)$	$\varepsilon_c(2)$
100	6	2.414	3.7	1.45	2300	0.00165	0.00344	40	19000	0.012	0.00017	-0.00080
100	6	2.414	3.7	1.45	2300	0.00165	0.00344	40	19000	0.012	0.00030	-0.00142
100	6	2.414	3.7	1.45	2300	0.00165	0.00344	40	19000	0.012	0.00050	-0.00227
100	6	2.414	3.7	1.45	2300	0.00165	0.00344	40	19000	0.012	0.00098	-0.00400
100	6	2.414	3.7	1.45	2300	0.00165	0.00344	40	19000	0.012	0.00120	-0.00559
100	6	2.414	3.7	1.45	2300	0.00165	0.00344	40	19000	0.012	0.00155	-0.00837
100	6	2.414	3.7	1.45	2300	0.00165	0.00344	40	19000	0.012	0.00165	-0.00916
100	6	2.414	3.7	1.45	2300	0.00165	0.00344	40	19000	0.012	0.00344	-0.02131

$a1$	$a2$	$a3$	$a4$	$a5$	$\kappa$	$\kappa_{відн.}$	$\gamma$	$x1, \text{см}$	$\varepsilon_{si}$	$\sigma_{si}, \text{кН/см}^2$	$\Sigma X=0$	$M, \text{кН}\cdot\text{м}$
2.8785	-3.1586	1.7454	-0.5290	0.06374	0.000161	0.09747	0.10000	1.026	-0.000430	-8.17	0.1807	0.66
2.8785	-3.1586	1.7454	-0.5290	0.06374	0.000287	0.17374	0.18182	1.047	-0.000761	-14.45	-0.0808	1.16
2.8785	-3.1586	1.7454	-0.5290	0.06374	0.000461	0.27929	0.30303	1.085	-0.001205	-22.90	-0.0940	1.83
2.8785	-3.1586	1.7454	-0.5290	0.06374	0.000830	0.50303	0.59394	1.181	-0.002091	-39.73	0.3894	3.13
2.8785	-3.1586	1.7454	-0.5290	0.06374	0.001132	0.68586	0.72727	1.060	-0.002987	-40.00	0.3447	3.19
2.8785	-3.1586	1.7454	-0.5290	0.06374	0.001653	1.00202	0.93939	0.938	-0.004567	-40.00	-0.0432	<b>3.22</b>
2.8785	-3.1586	1.7454	-0.5290	0.06374	0.001802	1.09192	1.00000	0.916	-0.005016	-40.00	0.0539	3.22
2.8785	-3.1586	1.7454	-0.5290	0.06374	0.004125	2.5	2.08485	0.834	-0.011823	-40.00	-0.0822	3.20

A2. Перевірка міцності нормальних перерізів плити у середньому прогоні та на середній опорі

$b, \text{cm}$	$h, \text{cm}$	$A_s, \text{cm}^2$	$z_{si}, \text{cm}$	$f_{cd}, \text{кН/см}^2$	$E_{cd}, \text{кН/см}^2$	$\varepsilon_{c1,cd}$	$\varepsilon_{cu1,cd}$	$f_{yd}, \text{кН/см}^2$	$E_s, \text{кН/см}^2$	$\varepsilon_{ud}$	$\varepsilon_c(1)$	$\varepsilon_c(2)$
100	6	1.599	3.7	1.45	2300	0.00165	0.00344	40	19000	0.012	0.00017	-0.00100
100	6	1.599	3.7	1.45	2300	0.00165	0.00344	40	19000	0.012	0.00030	-0.00175
100	6	1.599	3.7	1.45	2300	0.00165	0.00344	40	19000	0.012	0.00050	-0.00280
100	6	1.599	3.7	1.45	2300	0.00165	0.00344	40	19000	0.012	0.00072	-0.00383
100	6	1.599	3.7	1.45	2300	0.00165	0.00344	40	19000	0.012	0.00072	-0.00383
100	6	1.599	3.7	1.45	2300	0.00165	0.00344	40	19000	0.012	0.00155	-0.01340
100	6	1.599	3.7	1.45	2300	0.00165	0.00344	40	19000	0.012	0.00165	-0.01460
100	6	1.599	3.7	1.45	2300	0.00165	0.00344	40	19000	0.012	0.00344	-0.03400

$a1$	$a2$	$a3$	$a4$	$a5$	$\kappa$	$\kappa_{відн.}$	$\gamma$	$x1, \text{cm}$	$\varepsilon_{si}$	$\sigma_{si}, \text{кН/см}^2$	$\Sigma X=0$	$M, \text{кН}\cdot\text{м}$
2.8785	-3.1586	1.7454	-0.5290	0.06374	0.000194	0.11768	0.10000	0.850	-0.000553	-10.51	-0.3239	0.57
2.8785	-3.1586	1.7454	-0.5290	0.06374	0.000342	0.20707	0.18182	0.878	-0.000964	-18.32	-0.0877	0.99
2.8785	-3.1586	1.7454	-0.5290	0.06374	0.000550	0.33333	0.30303	0.909	-0.001535	-29.17	-0.4021	1.57
2.8785	-3.1586	1.7454	-0.5290	0.06374	0.000758	0.4596	0.43636	0.949	-0.002086	-39.63	-0.0215	2.13
2.8785	-3.1586	1.7454	-0.5290	0.06374	0.000758	0.4596	0.43636	0.949	-0.002086	-40.00	-0.6118	2.14
2.8785	-3.1586	1.7454	-0.5290	0.06374	0.002492	1.5101	0.93939	0.622	-0.007669	-40.00	0.0832	<b>2.21</b>
2.8785	-3.1586	1.7454	-0.5290	0.06374	0.002708	1.64141	1.00000	0.609	-0.008371	-40.00	0.3105	2.21
2.8785	-3.1586	1.7454	-0.5290	0.06374	0.006240	3.78182	2.08485	0.551	-0.019648	-40.00	-0.1826	2.20

А3. Перевірка міцності нормальних перерізів другорядної балки у крайньому прогоні

$b, \text{cm}$	$h, \text{cm}$	$A_s, \text{cm}^2$	$z_{si}, \text{cm}$	$f_{cd}, \text{кН/см}^2$	$E_{cd}, \text{кН/см}^2$	$\varepsilon_{cl,cd}$	$\varepsilon_{cu1,cd}$	$f_{yd}, \text{кН/см}^2$	$E_s, \text{кН/см}^2$	$\varepsilon_{ud}$	$\varepsilon_c(1)$	$\varepsilon_c(2)$
154	6	5.889	32	1.45	2300	0.00165	0.00344	36.364	21000	0.025	0.00005	-0.0000200
154	6	5.889	32	1.45	2300	0.00165	0.00344	36.364	21000	0.025	0.00010	-0.0000400
154	6	5.889	32	1.45	2300	0.00165	0.00344	36.364	21000	0.025	0.00020	-0.0000750
154	6	5.889	32	1.45	2300	0.00165	0.00344	36.364	21000	0.025	0.00028	-0.0000975
154	6	5.889	32	1.45	2300	0.00165	0.00344	36.364	21000	0.025	0.00032	-0.0001670
154	6	5.889	32	1.45	2300	0.00165	0.00344	36.364	21000	0.025	0.00155	-0.0053500
154	6	5.889	32	1.45	2300	0.00165	0.00344	36.364	21000	0.025	0.00165	-0.0058500
154	6	5.889	32	1.45	2300	0.00165	0.00344	36.364	21000	0.025	0.00344	-0.0137000

$a1$	$a2$	$a3$	$a4$	$a5$	$\kappa$	$\kappa_{відн.}$	$\gamma$	$x1, \text{cm}$	$\varepsilon_{si}$	$\sigma_{si}, \text{кН/см}^2$	$\Sigma X=0$	$M, \text{кН}\cdot\text{м}$
2.8785	-3.1586	1.7454	-0.5290	0.06374	0.000012	0.00707	0.03030	4.286	-0.000323	-6.79	0.8382	12.25
2.8785	-3.1586	1.7454	-0.5290	0.06374	0.000023	0.01414	0.06061	4.286	-0.000647	-13.58	-0.1055	24.43
2.8785	-3.1586	1.7454	-0.5290	0.06374	0.000046	0.02778	0.12121	4.364	-0.001267	-26.60	-0.9968	47.77
2.8785	-3.1586	1.7454	-0.5290	0.06374	0.000063	0.03813	0.16970	4.450	-0.001733	-36.40	0.2556	65.32
2.8785	-3.1586	1.7454	-0.5290	0.06374	0.000081	0.04919	0.19394	3.943	-0.002277	-36.36	-0.5813	65.59
2.8785	-3.1586	1.7454	-0.5290	0.06374	0.001150	0.69697	0.93939	1.348	-0.035250	-36.36	-0.4331	<b>67.39</b>
2.8785	-3.1586	1.7454	-0.5290	0.06374	0.001250	0.75758	1.00000	1.320	-0.038350	-36.36	0.3253	67.40
2.8785	-3.1586	1.7454	-0.5290	0.06374	0.002857	1.73131	2.08485	1.204	-0.087973	-36.36	0.4180	67.32

A4. Перевірка міцності нормальних перерізів другорядної балки у середньому прогоні

$b, \text{cm}$	$h, \text{cm}$	$A_s, \text{cm}^2$	$z_{si}, \text{cm}$	$f_{cd}, \text{кН/см}^2$	$E_{cd}, \text{кН/см}^2$	$\varepsilon_{cl,cd}$	$\varepsilon_{cu1,cd}$	$f_{yd}, \text{кН/см}^2$	$E_s, \text{кН/см}^2$	$\varepsilon_{ud}$	$\varepsilon_c(1)$	$\varepsilon_c(2)$
136	6	3.941	32	1.45	2300	0.00165	0.00344	36.364	21000	0.025	0.00005	-0.0000300
136	6	3.941	32	1.45	2300	0.00165	0.00344	36.364	21000	0.025	0.00010	-0.0000590
136	6	3.941	32	1.45	2300	0.00165	0.00344	36.364	21000	0.025	0.00015	-0.0000860
136	6	3.941	32	1.45	2300	0.00165	0.00344	36.364	21000	0.025	0.00024	-0.0001300
136	6	3.941	32	1.45	2300	0.00165	0.00344	36.364	21000	0.025	0.00155	-0.0075400
136	6	3.941	32	1.45	2300	0.00165	0.00344	36.364	21000	0.025	0.00160	-0.0078500
136	6	3.941	32	1.45	2300	0.00165	0.00344	36.364	21000	0.025	0.00165	-0.0082600
136	6	3.941	32	1.45	2300	0.00165	0.00344	36.364	21000	0.025	0.00344	-0.0193000

$a1$	$a2$	$a3$	$a4$	$a5$	$\kappa$	$\kappa_{відн.}$	$\gamma$	$x1, \text{cm}$	$\varepsilon_{si}$	$\sigma_{si}, \text{кН/см}^2$	$\Sigma X=0$	$M, \text{кН}\cdot\text{м}$
2.8785	-3.1586	1.7454	-0.5290	0.06374	0.000013	0.00808	0.03030	3.750	-0.000377	-7.91	0.3729	9.59
2.8785	-3.1586	1.7454	-0.5290	0.06374	0.000027	0.01606	0.06061	3.774	-0.000748	-15.71	0.1984	19.03
2.8785	-3.1586	1.7454	-0.5290	0.06374	0.000039	0.02384	0.09091	3.814	-0.001109	-23.28	0.3399	28.18
2.8785	-3.1586	1.7454	-0.5290	0.06374	0.000061	0.03717	0.14424	3.880	-0.001725	-36.22	0.3303	43.79
2.8785	-3.1586	1.7454	-0.5290	0.06374	0.001515	0.91818	0.93939	1.023	-0.046930	-36.36	-0.0464	45.28
2.8785	-3.1586	1.7454	-0.5290	0.06374	0.001575	0.95455	0.96970	1.016	-0.048800	-36.36	0.7504	45.29
2.8785	-3.1586	1.7454	-0.5290	0.06374	0.001652	1.00101	1.00000	0.999	-0.051203	-36.36	0.0331	45.29
2.8785	-3.1586	1.7454	-0.5290	0.06374	0.003790	2.29697	2.08485	0.908	-0.117840	-36.36	-0.4873	45.24



A5. Перевірка міцності нормальних перерізів другорядної балки на другій опорі

$b, \text{cm}$	$h, \text{cm}$	$A_s, \text{cm}^2$	$z_{si}, \text{cm}$	$f_{cd}, \text{кН/см}^2$	$E_{cd}, \text{кН/см}^2$	$\varepsilon_{1,cd}$	$\varepsilon_{cu1,cd}$	$f_{yd}, \text{кН/см}^2$	$E_s, \text{кН/см}^2$	$\varepsilon_{ud}$	$\varepsilon_c(1)$	$\varepsilon_c(2)$
15	35	6.811	32.5	1.45	2300	0.00165	0.00344	36.364	21000	0.025	0.00005	-0.0000890
15	35	6.811	32.5	1.45	2300	0.00165	0.00344	36.364	21000	0.025	0.00020	-0.0003500
15	35	6.811	32.5	1.45	2300	0.00165	0.00344	36.364	21000	0.025	0.00030	-0.0005100
15	35	6.811	32.5	1.45	2300	0.00165	0.00344	36.364	21000	0.025	0.00160	-0.0019700
15	35	6.811	32.5	1.45	2300	0.00165	0.00344	36.364	21000	0.025	0.00160	-0.0019350
15	35	6.811	32.5	1.45	2300	0.00165	0.00344	36.364	21000	0.025	0.00165	-0.0020500
15	35	6.811	32.5	1.45	2300	0.00165	0.00344	36.364	21000	0.025	0.00344	-0.0050000

$a1$	$a2$	$a3$	$a4$	$a5$	$\kappa$	$\kappa_{відн.}$	$\gamma$	$xI, \text{cm}$	$\varepsilon_{si}$	$\sigma_{si}, \text{кН/см}^2$	$\Sigma X=0$	$M, \text{кН}\cdot\text{м}$
2.8785	-3.1586	1.7454	-0.5290	0.06374	0.000004	0.00241	0.03030	12.590	-0.000079	-1.66	0.3717	3.23
2.8785	-3.1586	1.7454	-0.5290	0.06374	0.000016	0.00952	0.12121	12.727	-0.000311	-6.53	-0.2228	12.50
2.8785	-3.1586	1.7454	-0.5290	0.06374	0.000023	0.01403	0.18182	12.963	-0.000452	-9.50	0.0035	18.13
2.8785	-3.1586	1.7454	-0.5290	0.06374	0.000102	0.06182	0.96970	15.686	-0.001715	-36.02	0.0210	64.58
2.8785	-3.1586	1.7454	-0.5290	0.06374	0.000101	0.06121	0.96970	15.842	-0.001683	-36.36	0.1001	65.06
2.8785	-3.1586	1.7454	-0.5290	0.06374	0.000106	0.06407	1.00000	15.608	-0.001786	-36.36	-0.6624	65.14
2.8785	-3.1586	1.7454	-0.5290	0.06374	0.000241	0.14615	2.08485	14.265	-0.004397	-36.36	-0.0950	63.94

А6. Перевірка міцності нормальних перерізів другорядної балки на дію від'ємних моментів у прогоні

$b, \text{cm}$	$h, \text{cm}$	$A_s, \text{cm}^2$	$z_{si}, \text{cm}$	$f_{cd}, \text{кН/см}^2$	$E_{cd}, \text{кН/см}^2$	$\varepsilon_{c1,cd}$	$\varepsilon_{cu1,cd}$	$f_{yd}, \text{кН/см}^2$	$E_s, \text{кН/см}^2$	$\varepsilon_{ud}$	$\varepsilon_c(1)$	$\varepsilon_c(2)$
15	35	3.530	30.5	1.45	2300	0.00165	0.00344	36.364	21000	0.025	0.00005	-0.0001400
15	35	3.530	30.5	1.45	2300	0.00165	0.00344	36.364	21000	0.025	0.00020	-0.0005400
15	35	3.530	30.5	1.45	2300	0.00165	0.00344	36.364	21000	0.025	0.00030	-0.0007800
15	35	3.530	30.5	1.45	2300	0.00165	0.00344	36.364	21000	0.025	0.00095	-0.0021400
15	35	3.530	30.5	1.45	2300	0.00165	0.00344	36.364	21000	0.025	0.00130	-0.0037800
15	35	3.530	30.5	1.45	2300	0.00165	0.00344	36.364	21000	0.025	0.00160	-0.0052500
15	35	3.530	30.5	1.45	2300	0.00165	0.00344	36.364	21000	0.025	0.00165	-0.0055000
15	35	3.530	30.5	1.45	2300	0.00165	0.00344	36.364	21000	0.025	0.00344	-0.0128000

$a1$	$a2$	$a3$	$a4$	$a5$	$\kappa$	$\kappa_{відн.}$	$\gamma$	$x1, \text{cm}$	$\varepsilon_{si}$	$\sigma_{si}, \text{кН/см}^2$	$\Sigma X=0$	$M, \text{кН}\cdot\text{м}$
2.8785	-3.1586	1.7454	-0.5290	0.06374	0.000005	0.00329	0.03030	9.211	-0.000116	-2.43	-0.0215	2.35
2.8785	-3.1586	1.7454	-0.5290	0.06374	0.000021	0.01281	0.12121	9.459	-0.000445	-9.34	-0.1118	8.99
2.8785	-3.1586	1.7454	-0.5290	0.06374	0.000031	0.0187	0.18182	9.722	-0.000641	-13.46	0.9776	12.97
2.8785	-3.1586	1.7454	-0.5290	0.06374	0.000088	0.05351	0.57576	10.761	-0.001743	-36.60	-0.0049	34.27
2.8785	-3.1586	1.7454	-0.5290	0.06374	0.000145	0.08797	0.78788	8.957	-0.003127	-36.36	-0.5085	<b>34.72</b>
2.8785	-3.1586	1.7454	-0.5290	0.06374	0.000196	0.11861	0.96970	8.175	-0.004369	-36.36	-0.4983	34.99
2.8785	-3.1586	1.7454	-0.5290	0.06374	0.000204	0.12381	1.00000	8.077	-0.004581	-36.36	-0.5401	35.02
2.8785	-3.1586	1.7454	-0.5290	0.06374	0.000464	0.28121	2.08485	7.414	-0.010712	-36.36	0.3036	34.70

Додаток Б  
Перевірка міцності нормальних перерізів елементів ребристої плити  
Б1. Перевірка міцності нормальних перерізів полицки

$b, \text{см}$	$h, \text{см}$	$A_s, \text{см}^2$	$z_{si}, \text{см}$	$f_{cd}, \text{кН/см}^2$	$E_{cd}, \text{кН/см}^2$	$\varepsilon_{l,cd}$	$\varepsilon_{cu1,cd}$	$f_{yd}, \text{кН/см}^2$	$E_s, \text{кН/см}^2$	$\varepsilon_{ud}$	$\varepsilon_c(1)$	$\varepsilon_c(2)$
100	5	2.83	2.7	1.45	2300	0.00165	0.00344	40.00	19000	0.012	0.00005	-0.0002500
100	5	2.83	2.7	1.45	2300	0.00165	0.00344	40.00	19000	0.012	0.00010	-0.0004700
100	5	2.83	2.7	1.45	2300	0.00165	0.00344	40.00	19000	0.012	0.00020	-0.0009000
100	5	2.83	2.7	1.45	2300	0.00165	0.00344	40.00	19000	0.012	0.00046	-0.0019700
100	5	2.83	2.7	1.45	2300	0.00165	0.00344	40.00	19000	0.012	0.00155	-0.0028750
100	5	2.83	2.7	1.45	2300	0.00165	0.00344	40.00	19000	0.012	0.00165	-0.0032000
100	5	2.83	2.7	1.45	2300	0.00165	0.00344	40.00	19000	0.012	0.00344	-0.0076000

$a1$	$a2$	$a3$	$a4$	$a5$	$\kappa$	$\kappa_{відн.}$	$\gamma$	$x1, \text{см}$	$\varepsilon_{si}$	$\sigma_{si}, \text{кН/см}^2$	$\Sigma X=0$	$M, \text{кН}\cdot\text{м}$
2.8785	-3.1586	1.7454	-0.5290	0.06374	0.000060	0.03636	0.03030	0.833	-0.000112	-2.13	-0.8676	0.14
2.8785	-3.1586	1.7454	-0.5290	0.06374	0.000114	0.06909	0.06061	0.877	-0.000208	-3.95	-0.5584	0.27
2.8785	-3.1586	1.7454	-0.5290	0.06374	0.000220	0.13333	0.12121	0.909	-0.000394	-7.49	-0.1287	0.51
2.8785	-3.1586	1.7454	-0.5290	0.06374	0.000486	0.29455	0.27879	0.947	-0.000852	-16.19	-0.7732	1.08
2.8785	-3.1586	1.7454	-0.5290	0.06374	0.000885	0.53636	0.93939	1.751	-0.000840	-63.70	0.0391	<b>3.63</b>
2.8785	-3.1586	1.7454	-0.5290	0.06374	0.000970	0.58788	1.00000	1.701	-0.000969	-63.70	-0.8215	3.65
2.8785	-3.1586	1.7454	-0.5290	0.06374	0.002208	1.33818	2.08485	1.558	-0.002522	-63.70	-0.0305	3.55

## Б2. Перевірка міцності нормальних перерізів поперечного ребра

$b, \text{см}$	$h, \text{см}$	$A_s, \text{см}^2$	$z_{si}, \text{см}$	$f_{cd}, \text{кН/см}^2$	$E_{cd}, \text{кН/см}^2$	$\varepsilon_{l,cd}$	$\varepsilon_{ul,cd}$	$f_{yd}, \text{кН/см}^2$	$E_s, \text{кН/см}^2$	$\varepsilon_{ud}$	$\varepsilon_c(1)$	$\varepsilon_c(2)$
92.6	17	3.142	13	1.45	2300	0.00165	0.00344	36.364	21000	0.025	0.00005	-0.0003000
92.6	17	3.142	13	1.45	2300	0.00165	0.00344	36.364	21000	0.025	0.00010	-0.0005800
92.6	17	3.142	13	1.45	2300	0.00165	0.00344	36.364	21000	0.025	0.00015	-0.0008600
92.6	17	3.142	13	1.45	2300	0.00165	0.00344	36.364	21000	0.025	0.00045	-0.0024200
92.6	17	3.142	13	1.45	2300	0.00165	0.00344	36.364	21000	0.025	0.00155	-0.0205000
92.6	17	3.142	13	1.45	2300	0.00165	0.00344	36.364	21000	0.025	0.00165	-0.0225000
92.6	17	3.142	13	1.45	2300	0.00165	0.00344	36.364	21000	0.025	0.00344	-0.0510000

$a1$	$a2$	$a3$	$a4$	$a5$	$\kappa$	$\kappa_{відн.}$	$\gamma$	$xI, \text{см}$	$\varepsilon_{si}$	$\sigma_{si}, \text{кН/см}^2$	$\Sigma X=0$	$M, \text{кН}\cdot\text{м}$
2.8785	-3.1586	1.7454	-0.5290	0.06374	0.000021	0.01248	0.03030	2.429	-0.000218	-4.57	-0.4504	1.74
2.8785	-3.1586	1.7454	-0.5290	0.06374	0.000040	0.02424	0.06061	2.500	-0.000420	-8.82	0.3016	3.37
2.8785	-3.1586	1.7454	-0.5290	0.06374	0.000059	0.03601	0.09091	2.525	-0.000622	-13.07	0.4497	4.99
2.8785	-3.1586	1.7454	-0.5290	0.06374	0.000169	0.10232	0.27273	2.666	-0.001745	-36.64	0.3001	13.90
2.8785	-3.1586	1.7454	-0.5290	0.06374	0.001297	0.7861	0.93939	1.195	-0.015312	-36.36	-0.3193	<b>14.31</b>
2.8785	-3.1586	1.7454	-0.5290	0.06374	0.001421	0.86096	1.00000	1.161	-0.016818	-36.36	-0.7795	14.32
2.8785	-3.1586	1.7454	-0.5290	0.06374	0.003202	1.94082	2.08485	1.074	-0.038191	-36.36	0.8351	14.28

## Б3. Перевірка міцності нормальних перерізів поздовжнього ребра

$b, \text{cm}$	$h, \text{cm}$	$A_s, \text{cm}^2$	$z_{si}, \text{cm}$	$f_{cd}, \text{кН/см}^2$	$E_{cd}, \text{кН/см}^2$	$\varepsilon_{l,cd}$	$\varepsilon_{ul,cd}$	$f_{pd}, \text{кН/см}^2$	$E_s, \text{кН/см}^2$	$\varepsilon_{ud}$	$\varepsilon_c(1)$	$\varepsilon_c(2)$
198	35	10.18	26.8	1.45	2300	0.00165	0.00344	63.70	19000	0.0162	0.00005	-0.0000131
198	35	10.18	26.8	1.45	2300	0.00165	0.00344	63.70	19000	0.0162	0.00010	-0.0001360
198	35	10.18	26.8	1.45	2300	0.00165	0.00344	63.70	19000	0.0162	0.00020	-0.0005720
198	35	10.18	26.8	1.45	2300	0.00165	0.00344	63.70	19000	0.0162	0.00033	-0.0012459
198	35	10.18	26.8	1.45	2300	0.00165	0.00344	63.70	19000	0.0162	0.00046	-0.0020000
198	35	10.18	26.8	1.45	2300	0.00165	0.00344	63.70	19000	0.0162	0.00155	-0.0155000
198	35	10.18	26.8	1.45	2300	0.00165	0.00344	63.70	19000	0.0162	0.00165	-0.0169600
198	35	10.18	26.8	1.45	2300	0.00165	0.00344	63.70	19000	0.0162	0.00344	-0.0391000

$a1$	$a2$	$a3$	$a4$	$a5$	$\kappa$	$\kappa_{відн.}$	$\gamma$	$x1, \text{cm}$	$\varepsilon_{si}$	$\sigma_{si}, \text{кН/см}^2$	$\Sigma X=0$	$M, \text{кН}\cdot\text{м}$
2.8785	-3.1586	1.7454	-0.5290	0.06374	0.000002	0.00109	0.03030	4.011	-0.001758	-33.41	-0.4283	59.45
2.8785	-3.1586	1.7454	-0.5290	0.06374	0.000007	0.00409	0.06061	4.014	-0.001841	-34.97	-0.6889	77.55
2.8785	-3.1586	1.7454	-0.5290	0.06374	0.000022	0.01337	0.12121	4.019	-0.002151	-40.87	-0.2306	98.64
2.8785	-3.1586	1.7454	-0.5290	0.06374	0.000045	0.0272	0.19697	4.020	-0.002638	-50.12	0.8208	<b>124.01</b>
2.8785	-3.1586	1.7454	-0.5290	0.06374	0.000070	0.0426	0.27879	3.195	-0.003184	-60.49	0.9900	150.94
2.8785	-3.1586	1.7454	-0.5290	0.06374	0.000487	0.29524	0.93939	1.761	-0.013265	-63.70	0.1268	<b>165.71</b>
2.8785	-3.1586	1.7454	-0.5290	0.06374	0.000532	0.32225	1.00000	1.574	-0.014360	-63.70	-0.2782	165.83
2.8785	-3.1586	1.7454	-0.5290	0.06374	0.001215	0.73662	2.08485	1.439	-0.030893	-63.70	-0.1495	165.19

Додаток В  
Визначення моменту тріщиноутворення ребристої плити

$b_{eff}, \text{см}$	$b_{eff}, \text{см}$	$b_w, \text{см}$	$h_{eff}, \text{см}$	$h_{ef}, \text{см}$	$h, \text{см}$	$A_p, \text{см}^2$	$z_{si}, \text{см}$	$f_{ck}, \text{кН/см}^2$	$E_{ck}, \text{кН/см}^2$	$a_1$	$a_2$	$a_3$	$a_4$	$a_5$
198	0	26	5	0	35	10.18	26.8	1.85	2600	2.8785	-3.1586	1.7454	-0.529	0.06374

$\varepsilon_{1,ck}$	$\varepsilon_{cu1,ck}$	$f_{p0,1k}, \text{кН/см}^2$	$E_p, \text{кН/см}^2$	$\kappa$	$\varepsilon_{si}$	$\sigma_{si}, \text{кН/см}^2$	$x_l, \text{см}$	$\varepsilon_c(1)$	$\varepsilon_c(2)$
0.00171	0.0385	76.5	19000	1.5013E-05	0.001806125	34.31637	23.72768	0.000356223	0.000169231

$N_{c,eff}, \text{кН.}$	$N_{c.w}, \text{кН.}$	$N_{t,ef}, \text{кН.}$	$N_{t,wf}, \text{кН.}$	$N_s, \text{кН.}$	$f_{ck}, \text{кН/см}^2$	$M_{crt}, \text{кН}\cdot\text{м}$
224.128547	294.3187202	0	108.0486	349.3406	0.22	77.42444

## **3 ТЕХНОЛОГІЧНО-ОРГАНІЗАЦІЙНИЙ РОЗДІЛ**

### **3.1 Технологічна карта на бетонні покриття**

До переліку робіт, що розглядаються технологічною картою, відносяться:

- підготовчі роботи;
- розмітка;
- установка рейок-маяків;
- укладання бетону;
- ущільнення бетонної суміші з допомогою поверхневого вібратора чи віброрейки;
- шліфування покриттів.

#### **3.1.1 Організація і технологія будівельного процесу**

Підлоги покриттями з бетону відносяться до підлог загального призначення і використовуються у виробничих цехах, де вони піддаються механічному і температурному впливу на них, а також дії води [10].

До початку бетонування покриття влаштовують підстилаючі бетонні основи підлоги. Такі роботи виконують при температурі зовнішнього повітря у приміщенні не нижче 5 °С. Таку температуру підтримують до досягнення бетоном міцності не нижче 50 % від проектної.

Доставка бетону на об'єкт проводиться централізовано. Крупність щебеню і гравію для заливки бетонних підлог не має перевищувати сумарно 10 мм, або 60% товщини покриття. Сумарна витрата інертних повинна бути не менше 0,8 м<sup>3</sup> на 1 куб бетону, а піску – не більше 10÷30 % від об'єму. Клас бетону має відповідати проектному, але не нижче С16/20; пластичність бетону - 2÷4 см. Для зменшення трудовитрат для досягнення рівної поверхні для бетонних сумішей слід вводити до складу сумішей полімерні пластифікатори С- 3, при використанні яких суттєво збільшується рухливість сумішей.

Перед процесом укладання шарів бетонних покриттів основу кожного з них очищають від бруду і пилу. На кожен нижче залягаючий шар,

встановлюють маякові рейки що відповідають товщині покриття у кожному випадку. Рейки-маяки встановлюють паралельно довшій за розміром стороні стіни. Перший ряд вирівнюючих рейок розташовують на відстані  $0,5 \div 0,6$  м від грані стіни, розташованої навпроти входу в приміщення, а кожен наступний - паралельно першому з кроком максимально 3 м. Маякові рейки ставлять на наперед влаштовані цементні марки і вирівнюють за допомогою рівнів, при цьому орієнтуючись на наперед винесену на стіну відмітку. У бік приямків та каналів влаштовують ухил підлог, тому вирівнюючі рейки встановлюють відповідно до проектного ухилу.

Повірку рейок на горизонтальність чи наявність ухилу виконують контрольною рейкою-шаблоном з бусольним рівнем або за допомогою геодезичних приладів.

Перед початком укладання бетону кожен підстилаючий шар, сильно зволожують таким чином, щоб до початку укладання бетону він був достатньо вологим, але без скупчення води. Об'єми робіт готують з передбаченням можливості використання бетонної суміші з централізованого пункту приготування, її транспортування і укладання до початку тужавіння. Додавати воду і цемент у доставлену на об'єкт бетонну суміш не допускається.

Бетон доставляють на будівництво за посередництвом бетонозмішувачів. Бетонну суміш укладають на нижче залягаючий шар основи у проміжку між маяковими рейками полосами через одну, попередньо розрівнюючи її лопатами. Фактурна поверхня бетонного шару після вирівнювання з урахуванням того, що в процесі віброобробки він ущільниться і осяде повинен бути на  $3 \div 5$  мм на вищому рівні за маякові рейки. Проміжні полоси бетонують згодом, після зняття маякових рейок, причому забетоновані полоси використовують як опалубку.

Ущільнення суміші виконують інвентарними віброрейками, які можуть пересуватися по маякових рейках з використанням гнучкої тяги. Швидкість пересування віброрейки як правило передбачають  $0,5 \div 1$  м/хв. У процесі переміщення віброрейки біля нижньої її грані повинен утворюватися валик



висотою 2÷5 см. Для найменшого зусилля, що прикладається для переміщення віброрейок напрямом обертання валу електродвигуна пристрою вібратора повинен бути спрямований у напрямку переміщення віброрейки. На ділянках, які можуть бути недоступними для віброрейок (кутові, пристінні зони і т. п.) ущільнення бетонної суміші виконують за допомогою трамбівок вагою не менше 10 кг

Після того, коли пройшло ущільнення бетонної суміші і тужавіння її до стану, коли при ходінні по поверхні бетону на ній залишаються легкі сліди, виконують первинну обробку покриття за допомогою затирочних і загладжуючих установок, які мають спеціальні затирні диски. При первинній обробці на поверхні бетону формується обробний горизонт, анулюються незначні дефекти, які можуть допускатися у процесі укладання і вібрування бетонної суміші. Після закінчення першого етапу через 1÷6 г після проведення первинної обробки виконують вторинну обробку поверхні бетону машинами СО-135. На ділянках, які є важкодоступними поверхню бетону до початку основних процесів затирають вручну.

Доставлену на об'єкт автотранспортом бетонну суміш до місця призначення подають за допомогою бетононасосів.

Бетонну суміш по усій поверхні рівномірно розрівнюють на всій ділянці. Ущільнення бетонної суміші виконують віброрейками.

Бетонні покриття мають тверднути в умовах з підвищеною вологістю. З цією метою їх засипають тирсою. Зволоження бетонних покриттів, де відсутнє покриття тирсою, є наперед неефективним, оскільки у цьому випадку вода стікає і збирається у понижених місцях, при цьому створюючи не оптимальних умов тужавіння бетону, а також призводить до виникнення тріщин у покритті.

При наявності відповідних вказівок у проекті з метою підвищення стійкості бетонних покриттів від механічних пошкоджень, для пониження виділення пилу в процесі руху транспорту і пішоходів по проектованій підлозі, зниження водопроникності, підвищення стійкості до агресивних хімічних реагентів, набуття естетичних властивостей поверхневий шар бетону, що

ослаблюється цими діями, зрізають фрезеруванням і шліфуванням, просочують поверхні бетону флюатами і ущільнюючими сумішами, після чого наносять захисний шар (проводять лакування поверхні) на бетонне покриття.

Фрезерування і шліфування бетону виконують спеціалізованими машинами ФБ-400, які обладнані робочими частинами з алмазного інструменту. Вони відрізняються від традиційних тим, що на шліфувальних кругах у них як абразивний матеріал використовується алмазний порошок. Як робочий орган установок для обробки бетонних поверхонь застосовують алмазні шліфувальні круги. Кожен алмазний круг має корпус і алмазного робочого шару, який закріплений на ньому. Основними експлуатаційними характеристиками алмазоносного шару, є: сорт і марка алмазу, його зернистість, тип і фізико-механічні властивості.

Закінчені бетонні покриття повинні бути рівними. Відповідність горизонтальному рівню або нахил потрібно перевіряти за допомогою контрольної рейкою-шаблону з бусольним рівнем. Окремі дефекти: чарунки, тріщини, вибоїни та оголені шви в елементах бетонної підлоги, а також у місцях контакту між покриттям і плінтусами категорично не допускаються.

### **3.1.2 Виконання робіт при влаштуванні підлог**

Для забезпечення безпеки працівників при влаштуванні підлог, перед початком робіт їх потрібно ознайомити з проектом виконання робіт на проєктованому об'єкті, з організацією місця для здійснення виробничої діяльності, навчити правил роботи з інструментами і іншим приладдям, ознайомитися з особливостями виконання робіт та використання будівельних матеріалів, виконання вимог нормативних документів з техніки безпеки та з охорони праці, санітарно-гігієнічних норм та правил протипожежної безпеки.

Роботи з влаштуванні підлог мають виконуватися із застосуванням технологічного обладнання, засобів колективної безпеки і будівельного інструменту, що визначаються набором відповідних нормокомплектів; нормальна експлуатація яких повинна відповідати інструкціям з їх

використання підприємств, які їх виготовляють. Матеріали, інструмент і інше приладдя не потрібно складувати на поверхнях з певним нахилом; а якщо відсутні інші місця слід використовувати спеціальні підставки, що не дозволять предметам ковзати по похилій поверхні.

При виконанні робіт з ручним інструментом потрібно дотримуватися наступних правил: різальний інструмент завжди випадках слід укладати так, щоб його ріжучі грані були спрямовані донизу; при роботі з пилою потрібно направляти полотно пили за нанесеною міткою з використанням упору; стамеску при її використанні направляти так, щоб ріжуче лезо не контактувало з рукою і предмет, що підлягає обробці, не підтримувати руками у напрямку леза.

При виконанні гідроізоляційних робіт і влаштуванні покриттів підлог із застосуванням гарячої бітумної мастики повинна бути особлива обережність. Не дозволяється використання гарячих бітумних мастик, що мають температуру вище 180 °С. При проведенні робіт з гарячими бітумними мастиками потрібно використовувати рукавиці. У випадку отримання опіків розплавленим бітумом мастику не потрібно видаляти, а потрібно накласти на вражене місце стерильну суху пов'язку і надати потерпілому медичну допомогу.

### **3.1.2 Техніка безпеки при виконанні робіт із використанням засобів механізації**

При виконанні робіт із використанням ручних машин потрібно виконувати правила безпечної експлуатації, а також користуватися рекомендаціями, закладеними в інструкціях заводів-виробників. До початку проведення робіт з використанням машин і механізмів необхідно ознайомитися з їх технічними паспортами – зокрема з розділом "Вказівки з безпечної експлуатації".

Підключення до електромережі спеціалізованих машин для влаштування підлог проводять за допомогою захисно-відключаючих пристроїв через

штепсельні з'єднання, які забезпечені захисно-заземлюючими контактами. Перед завершенням роботи машин потрібно перевірити стан захисно-відключаючого пристрою при відключеному штепсельному з'єднанні. У робочому стані захисно-відключаючий пристрій має бути встановленим стаціонарно. В період виконання робіт не дозволяється попадання на встановлені захисно-відключаючі пристрої і використання штепсельні з'єднання забруднення: пилу і вологи, а також їх падіння з висоти чи ударів по них.

Проводиться перевірка робочого стану машин. Перед початком проведення робіт з машиною перевіряється: відсутність замикань на корпус; цілісність ланцюга занулення машини; справність ізоляції живлячого кабелю; справність заземлюючого пристрою; наявність діелектричних рукавиць і чобіт; правильність підключення "нуля" для захисного дроту переносного кабелю живлення; належна затяжка різьбових з'єднань; цілісність контактів дротів.

При виконанні перевірки справності електромереж та живлячого устаткування на всьому обладнанні з електричним живленням повинні бути вивішені плакати з написами "Не включати, працюють люди"! Непрацюючі запобіжники в системі живлення електродвигунів виймаються.

Працівники, що виконують роботи з шліфувальними машинами, а також із загладжувальними і затираючими пристроями повинні бути забезпечені діелектричним взуттям та діелектричними рукавицями. Не дозволяється проводити роботи шліфувальними, заглажуючими і затираючими механізмами з відсутніми огороженнями траверс лопатей та пасовими передачами, використовувати саморобні пристрої та муфти фіксації у робочому положенні. Не допускається переміщувати машини, які підключені до мережі, проводити вмикання і відмикання вилки живлячого кабелю, що знаходиться під навантаженням.

## **3.2 Будівельний генеральний план**

### **3.2.1 Загальні дані**

Будгенплан являє собою розроблений план проведення робіт на будівельному майданчику з позначенням на ньому: розташуваннями постійних і тимчасових будівель, споруд та комунікацій для безперебійного ведення будівельно-монтажних робіт, під'їзних шляхів, схем руху кранів і транспортних засобів, організації руху на будівельному майданчику, постійних та тимчасових огорожень. Призначення будівельного генерального плану полягає в раціональній організації будівельного господарства на майданчику, що дає можливість виконання оптимальних умов праці для будівельників, забезпечення механізації всіх видів робіт, зберігання та застосування необхідних матеріалів, конструкцій та іншого обладнання, забезпечення всіх видів робіт енерго- та водопостачанням [35].

Розробку будгенплану проводять на основі генерального з обов'язковим вказуванням на ньому:

- номенклатури існуючих будівель та споруд;
- тимчасових будівель і господарських навісів;
- відкритих площадок для складування матеріалів;
- під'їздів та розворотів для автотранспорту;
- протипожежних постів, які необхідні на будмайданчику;
- постійних і тимчасових комунікацій.

В період підготовки до початку будівельно-монтажних робіт обов'язково мають бути проведені роботи з огороження будівельного майданчика, виконання тимчасових робіт та підведення інженерних комунікацій. На проєктованому будгенплані дороги постійного призначення не забезпечують будівництво через зміщення траси, тому потрібно влаштовувати тимчасові дороги та інші під'їзні шляхи. Ширину доріг приймаємо 3,5 і 6 м, покриття кругових та прямих ділянок доріг укріплюються гравієм. Постачання водою та електроенергією виконується від існуючих енергомереж на території складів. Тимчасові лінії електропостачання виконується з алюмінієвого проводу А-16

на дерев'яних опорах. На будівельному майданчику влаштовується три пожежних гідранта а також два протипожежних щити. Тимчасове огороження по контуру будівельного майданчика виконується з металевої сітки. Потреба в обладнанні на будівельному майданчику приведена у таблиці 3.1.

Таблиця 3.1

Виробнича потреба машин, механізмів, обладнання, інструменті та іншому інвентарі.

Машини, обладнання, інструмент, інвентар та інші пристрої.	Тип, категорія	Марка, модель	К-сть	Окремі технічні характеристики
1	2	3	4	5
Будівельний кран	на базі екскаватора	Е-2608	1	Обладнаний стрілою з вильотом 20м.
Напівавтоматичний захват для стропування і монтажу колон.		ПК “Стальмонтаж”	1	Вантажопід – йомність 18 т. вага 120 кг.
Кондуктор для тимчасового закріплення і вирівнювання колон.		ПК “Стальмонтаж”	34	Вага 156 кг.
Домкрат.		Переносний	4	
Теодоліт, нівелір.			3	
Монтажний висок.			1	Вага 400÷600 г.
Рівень будівельний.			1	
Рулетка вимірювальна			1	
Лопата совкова			1	
Кельня будівельна			2	
Ковш причіпний			2	
Шурник			2	

### 3.2.2 Розрахунок тимчасових споруд і будівель

Розрахунок площі тимчасових будівель і споруд проводиться для будівель санітарно-побутового призначення та визначається виходячи з кількості працівників на будівельному майданчику в найбільш багатолюдну зміну.

Гардероб з умивальником приймаємо з огляду нормативну вимогу  $0,9 \text{ м}^2$  на одного працівника, загалом площа у нашому випадку за розрахунком буде  $32,4 \text{ м}^2$ . Використовуємо два пересувних вагончики  $2,7 \times 7,3 \text{ м}$ . Для приготування і приймання їжі використовуємо приміщення за нормою  $0,25 \text{ м}^2$  на одного працюючого, загальна площа буде рівною  $9 \text{ м}^2$  – достатньо 1 вагончика.

Приміщення для зігріву рук беремо за нормами  $0,1 \text{ м}^2$  на одного працюючого, загальна площа буде  $3,6 \text{ м}^2$ , достатньо одного пересувного вагончика  $2,7 \times 7,3 \text{ м}$ .

Побутове приміщення плануємо виходячи з нормативного показника  $0,5 \text{ м}^2$  на одного працюючого –  $18 \text{ м}^2$ . Достатньо одного вагончика розмірами  $2,7 \times 7,3 \text{ м}$ .

Під офіс виконроба приймаємо один вагончик  $2,7 \times 7,3 \text{ м}$ .

Офісні та службові приміщення для субпідрядників – приймаємо один вагончик розмірами  $2,7 \times 7,3 \text{ м}$ .

Санвузли приймаємо згідно вимог норм розташованими не далі як  $100 \text{ м}$  від місця виконання робіт [27].

### 3.2.3 Розрахунок потреб в енергетичних ресурсах

На будівельному майданчику для виконання робіт основним видом джерелом енергії є електрична. Нормативні потреби в електроенергії приймаються за формулою:

$$P_n = p \cdot c \cdot k,$$

тут  $p$  – потужність з розрахунку на 1млн. річного об'єму виконаних будівельно-монтажних робіт;

$c$  – річний об'єм виконаних будівельно-монтажних робіт (млн. грн.)

$k$  – коефіцієнт, який враховує варіативну зміну кошторисної вартості будівництва від району будівництва.

$$P_n = 545 \cdot 0,39 \cdot 1 = 213,08 \text{ кВт.}$$

З цих міркувань плануємо одну трансформаторну підстанцію, яка забезпечує потужність 250 кВт моделі КГПН-72М-250.

Загальну кількість прожекторів обчислюємо за формулою:

$$N_{np} = \frac{P_{ES}}{N_A} = \frac{0,4 \cdot 1 \cdot 29625}{1500} = 7,9 \text{ шт.}$$

Приймаємо 8 прожекторів загальною потужністю ламп 1500 Вт.

### 3.2.4 Визначення виробничої потреби у постачанні води

Загальна потреба води на будівельному майданчику стосується виробничих, господарсько-питтєвих та побутових потреб. Згідно вимог норм передбачається загальна витрата води на гасіння пожежі 10 л/с на ділянках до 20га. Необхідна кількість води:

$$V = B_1 \cdot C \cdot K + B_2$$

де  $B_1$  - кількість води на одиницю річного об'єму виконаних будівельно-монтажних робіт;

$C$  – річний обсяг монтажно-будівельних робіт;

$K$  – коефіцієнт, зміни кошторисної вартості будівництва;

$B_2$  – протипожежна витрата води.

$$V = 7,2 \cdot 0,39 \cdot 1 + 10 = 12,73 \text{ л/с.}$$



## 4. РОЗДІЛ ЕКОНОМІКИ БУДІВНИЦТВА

### Вихідні дані

Найменування об'єкту: “Підприємство з виготовлення столярних виробів та офісних меблів виробничою площею 1300м<sup>2</sup> у місті Сокалі Львівської області з організацією робіт з нормальної технічної експлуатації фундаментів і підвальних приміщень”.

Кошторисна документація складена з застосуванням:

- Правил визначення вартості будівництва (ДСТУ Б Д.1.1-1:2013);
- Ресурсних елементних кошторисних норм на будівельні роботи (ДСТУ Б Д.2.2-XX:2012);
- Ресурсних елементних кошторисних норм на монтажні роботи (ДСТУ Б Д.2.3-XX:2012);
- Ресурсних елементних кошторисних норм на ремонтно-будівельні роботи (ДСТУ Б Д.2.4-XX:2012);
- Ресурсних елементних кошторисних норм на пусконаладжувальні роботи (ДСТУ Б Д.2.6-XX:2012)
- Ресурсних кошторисних норм експлуатації будівельних машин та механізмів (ДСТУ Б Д.2.7-1:2012).

Інвесторська кошторисна документація складена в поточних цінах на трудові та матеріально-технічні ресурси станом на 24.12.2023 р..

При складанні розрахунків прийняті наступні показники та нарахування:

1. Загальновиробничі витрати розраховані у відповідності з усередненими показниками ДСТУ-Н Б Д.1.1-3:2013 Додаток Б.
2. Усереднений показник ліміту коштів на зведення и розбирання титульних будівель і споруд, Розрахунок №2 - 1,30%
3. Показник витрат на покриття ризику всіх учасників будівництва, ДСТУ Б Д.1.1-1:2013 п.5.8.16 - 2,00%
4. Усереднений показник розміру кошторисного прибутку, Розрахунок №5 - 2,96грн./люд.год.;
5. Показник відрахувань на покриття адміністративних витрат будівельно-монтажних організацій - Розрахунок №6 - 1,38грн./люд.год..
6. Тарифні сітки прийняті виходячи з:  
Тривалості робочого часу – 166,8 люд.-годин.  
Середньомісячної заробітної плати - 14800 грн.

Підприємство з виготовлення столярних виробів та офісних меблів виробничою площею 1300м<sup>2</sup> у місті Сокалі Львівської області з організацією робіт з нормальної технічної експлуатації фундаментів і підвальних приміщень

Форма №3

Кошторис у сумі 7050,236 тис.грн.

**Затверджено**

Замовник

\_\_\_\_\_ [посада, підпис (ініціали, прізвище)]

“ \_\_\_\_ ” \_\_\_\_\_ 20\_\_ р.

### ОБ'ЄКТНИЙ КОШТОРИС № 2-1

на будівництво : Підприємство з виготовлення столярних виробів та офісних меблів виробничою площею 1300м<sup>2</sup> у місті Сокалі Львівської області з організацією робіт з нормальної технічної експлуатації фундаментів і підвальних приміщень

Кошторисна вартість об'єкта 4938,403 тис.грн.  
 Кошторисна трудомісткість 20,057 тис.люд.-год.  
 Кошторисна заробітна плата 2723,716 тис.грн.  
 Вимірник одиничної вартості  
 Будівельні обсяги

Складений в поточних цінах станом на 6 січня 2024 р.

№ п/п	Номери кошторисів і кошторисних розрахунків	Найменування робіт і витрат	Кошторисна вартість, тис.грн.					Кошторисна трудомісткість, тис. люд.-год.	Кошторисна заробітна плата, тис. грн.	Показники одиничної вартості
			будівельних робіт	монтажних робіт	устаткування, меблів та інвентарю	інших витрат	всього			
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1	Л.кошторис 2-1-1	на Підприємство з виготовлення столярних виробів та офісних меблів виробничою площею 1300м <sup>2</sup> у місті Сокалі Львівської області з організацією робіт з нормальної технічної експлуатації фундаментів і підвальних приміщень	4464,359	474,044	-	-	4938,403	20,057	2723,716	-
		Всього:	4464,359	474,044	-	-	4938,403	20,057	2723,716	-
2	ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.1.14	Кошти на зведення та розбирання тимчасових будівель і споруд виробничого та допоміжного призначення, передбачених даним проектом (робочим проектом) (3,1 %)	138,395	14,695	-	-	153,090	-	-	-

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
3	ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.2.10	Додаткові витрати при виконанні будівельно-монтажних робіт у зимовий період (1,3X0,9)%	53,852	5,718	-	-	59,570	-	-	-
4	ДБН Д.1.1-1-2000 Додаток Б п.49	Утримання служби замовника (включаючи витрати на технічний нагляд) (2,5 %)	-	-	-	128,777	128,777	-	-	-
5	ДБН Д.1.1-1-2000 Додаток Б п.55	Кошторисна вартість проектних робіт	-	-	-	181,833	181,833	-	-	-
6	Пост. Кабміну України від 05.04.06 №427	Кошторисна вартість комплексної державної експертизи проектно-кошторисної документації (K=1,1)	-	-	-	10,199	10,199	-	-	-
		Разом:	4656,606	494,457	-	320,809	5471,872	-	-	-
	ДБН Д.1.1.1-2000 п.3.1.18	Кошторисний прибуток	146,027	21,457	-	-	167,484	-	-	-
	ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.1.18.4	Кошти на покриття адміністративних витрат будівельно-монтажних організацій	-	-	-	38,634	38,634	-	-	-
	ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.1.19	Кошти на покриття ризику всіх учасників будівництва	167,638	17,800	-	11,549	196,987	-	-	-
	ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.1.20	Кошти на покриття додаткових витрат, пов'язаних з інфляційними процесами	-	-	-	-	-	-	-	-
		Податки, збори, обов'язкові платежі, встановлені чинним законодавством і не враховані складовими вартості будівництва (крім ПДВ) у тому числі:	-	-	-	0,220	0,220	-	-	-
	ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.1.22	- Комунальний податок	-	-	-	0,220	0,220	-	-	-
		Разом крім ПДВ	4970,271	533,714	-	371,212	5875,197	-	-	-
		Податок на додану вартість (ПДВ) (20 %)	-	-	-	1175,039	1175,039	-	-	-
		Всього по кошторису	4970,271	533,714	-	1546,251	7050,236	-	-	-

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
		Зворотні суми	-	-	-	-	22,963	-	-	-
		у тому числі:								
		- від тимчасових будівель і споруд	-	-	-	-	22,963	-	-	-
		(15 %)								

Директор (або головний інженер) проектної організації \_\_\_\_\_  
Головний інженер проекту \_\_\_\_\_

Начальник відділу \_\_\_\_\_

Узгоджено:  
Замовник \_\_\_\_\_

( назва організації, що затверджує )

### Затверджено

Зведений кошторисний розрахунок у сумі 7050,233 тис.грн.  
У тому числі зворотних сум 22,963 тис.грн.

÷  
( посилання на документ про затвердження )

“ \_\_\_ ” \_\_\_\_\_ 20\_\_ р.

### ЗВЕДЕНИЙ КОШТОРИСНИЙ РОЗРАХУНОК ВАРТОСТІ БУДІВНИЦТВА

Підприємство з виготовлення столярних виробів та офісних меблів виробничою площею 1300м2 у місті Сокалі Львівської області з організацією робіт з нормальної технічної експлуатації фундаментів і підвальних приміщень

Складений в поточних цінах станом 6 січня 2024 р.  
на

№ п/п	Номери кошторисів і кошторисних розрахунків	Найменування глав, об'єктів, робіт і витрат	Кошторисна вартість, тис.грн.			Інші витрати, тис.грн.	Загальна кошторисна вартість, тис.грн.
			будівельних	робіт монтажних робіт	устаткування, меблів та інвентарю		
1							
2		3	4	5	6	7	8
1	2-1	<b>Глава 2. Основні об'єкти будівництва</b> Підприємство з виготовлення столярних виробів та офісних меблів виробничою площею 1300м2 у місті Сокалі Львівської області з організацією робіт з нормальної технічної експлуатації фундаментів і підвальних приміщень	4464,359	474,044	-	-	4938,403
		----- - <b>Разом по главі 2:</b>	4464,359	474,044	-	-	4938,403
		<b>Разом по главах 1-7:</b>	4464,359	474,044	-	-	4938,403

1	2	3	4	5	6	7	8
2	ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.1.14	<b>Глава 8. Тимчасові будівлі і споруди</b> Кошти на зведення та розбирання тимчасових будівель і споруд виробничого та допоміжного призначення, передбачених даним проектом (робочим проектом) (3,1 %)	138,395	14,695	-	-	153,090
		-					
		<b>Разом по главі 8:</b>	138,395	14,695	-	-	153,090
		<b>Разом по главах 1-8:</b>	4602,754	488,739	-	-	5091,493
3	ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.2.10	<b>Глава 9. Інші роботи та витрати</b> Додаткові витрати при виконанні будівельно-монтажних робіт у зимовий період (1,3X0,9)%	53,852	5,718	-	-	59,570
		-					
		<b>Разом по главі 9:</b>	53,852	5,718	-	-	59,570
		<b>Разом по главах 1-9:</b>	4656,606	494,457	-	-	5151,063
4	ДБН Д.1.1-1-2000 Додаток Б п.49	<b>Глава 10. Утримання служби замовника і авторський нагляд</b> Утримання служби замовника (включаючи витрати на технічний нагляд) (2,5 %)	-	-	-	128,777	128,777
		-					
		<b>Разом по главі 10:</b>	-	-	-	128,777	128,777
5	ДБН Д.1.1-1-2000 Додаток Б п.55	<b>Глава 12. Проектні та вишукувальні роботи</b> Кошторисна вартість проектних робіт	-	-	-	181,833	181,833
6	Пост. Кабміну України від 05.04.06 №427	Кошторисна вартість комплексної державної експертизи проектно-кошторисної документації (K=1,1)	-	-	-	10,199	10,199
		-					
		<b>Разом по главі 12:</b>	-	-	-	192,032	192,032
		<b>Разом по главах 1-12:</b>	4656,606	494,457	-	320,809	5471,872
	ДБН Д.1.1.1-2000 п.3.1.18	<b>Кошторисний прибуток</b>	146,026	21,456	-	-	167,482

1	2	3	4	5	6	7	8
	ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.1.18.4	<b>Кошти на покриття адміністративних витрат будівельно-монтажних організацій</b>	-	-	-	38,633	38,633
	ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.1.19	<b>Кошти на покриття ризику всіх учасників будівництва</b>	167,638	17,800	-	11,549	196,987
	ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.1.20	<b>Кошти на покриття додаткових витрат, пов'язаних з інфляційними процесами</b>	-	-	-	-	-
		<b>Разом</b>	4970,270	533,713	-	370,991	5874,974
		<b>Податки, збори, обов'язкові платежі, встановлені чинним законодавством і не враховані складовими вартості будівництва (крім ПДВ)</b>	-	-	-	0,220	0,220
		у тому числі:					
	ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.1.22	- Комунальний податок	-	-	-	0,220	0,220
		<b>Разом крім ПДВ</b>	4970,270	533,713	-	371,211	5875,194
	ДБН Д.1.1-1-2000 п.3.1.22	<b>Податок на додану вартість (ПДВ) (20 %)</b>	-	-	-	1175,039	1175,039
		<b>Всього по зведеному кошторисному розрахунку</b>	4970,270	533,713	-	1546,250	7050,233
		<b>Зворотні суми</b>	-	-	-	-	22,963
		у тому числі:					
	ДБН Д.1.1-1-2000 п.2.8.18.1	- від тимчасових будівель і споруд (15 %)	-	-	-	-	22,963

Директор (або головний інженер) проектної організації \_\_\_\_\_

Головний інженер проекту \_\_\_\_\_

Начальник відділу \_\_\_\_\_

Узгоджено:

Замовник \_\_\_\_\_

## **5 НАУКОВИЙ РОЗДІЛ “ОРГАНІЗАЦІЯ РОБІТ З НОРМАЛЬНОЇ ТЕХНІЧНОЇ ЕКСПЛУАТАЦІЇ ФУНДАМЕНТІВ І ПІДВАЛЬНИХ ПРИМІЩЕНЬ”**

### **5.1 Технічна експлуатація фундаментів**

## **5 НАУКОВИЙ РОЗДІЛ “ОРГАНІЗАЦІЯ РОБІТ З НОРМАЛЬНОЇ ТЕХНІЧНОЇ ЕКСПЛУАТАЦІЇ ФУНДАМЕНТІВ І ПІДВАЛЬНИХ ПРИМІЩЕНЬ”**

### **5.1 Технічна експлуатація фундаментів.**

Фундаменти належать до найважливіших конструктивних елементів будівель і споруд. Від стану фундаментів залежить їхня міцність і довговічність, здатність виконувати своє функційне призначення протягом усього нормативного терміну використання.

Цього досягають правильно технічно експлуатуючи фундаменти. Експлуатація фундаментів ґрунтується на грамотному утриманні територій, прилеглих до будівель або споруд, підвальних приміщень і самих фундаментів.

Утримання прилеглих територій повинно відповідати таким вимогам:

– поверхня має бути рівною, без вибоїн і зворотних ухилів; ухили від будівель або споруд, а також до водовідвідних люків або водоприймачів зливної каналізації повинні становити не менше 0,01;

– просідання ґрунту, що утворилися під місцями прокладання або ремонту інженерних мереж, необхідно своєчасно засипати й ретельно ущільнювати шарами до 20 см завтовшки з відновленням (за необхідності) попередніх покриттів;

– вимощення й тротуари навколо будівель або споруд мають утримуватися в справному стані й мати ухил стосовно стін 0,01...0,03, а всі утворені пошкодження необхідно своєчасно усувати застосовуючи для цього однорідні матеріали;



– проміжки між вимощенням (тротуаром) і стіною будівлі або споруди необхідно розчистити й закласти гарячими бітумними мастиками, дрібнозернистим асфальтобетоном або м'якою глиною;

– навпроти водостічних труб на вимощенні необхідно влаштовувати водовідвідні лотки, які мають утримуватися в справному стані; – водовідвідні кювети від будівлі або споруди повинні мати ухил в повздовжньому напрямі не менше ніж 0,05 і періодично очищатися від мулу, трави й сміття;

– траву, що проростає на вимощенні і у водовідвідних лотках, необхідно періодично видаляти;

– сніг навколо будівель або споруд потрібно прибирати на відстані не менше ніж 2 м від стін;

– земляні роботи (відривання траншей, котлованів тощо) поблизу фундаментів мають виконуватися тільки за спеціальним дозволом експлуатуючої організації, за винятком шурфів, що відривають для їхнього огляду;

– навіси над входами, обгородження входів у підвальні приміщення, приямки повинні бути справними; – під час планування території і посадки зелених насаджень необхідно передбачити можливість заболочування, застоювання або піднімання рівня ґрунтових вод;

– ухил газонів на глинястих ґрунтах повинен становити не менше ніж 0,05, а максимальні ухил ділянки зелених насаджень не повинен перевищувати 0,11;

– забороняється складувати будь-які матеріали безпосередньо біля стін будівель або споруд. Під час утримання підвалів і підвальних приміщень необхідно звертати увагу на виконання таких вимог:

– усі підвальні приміщення повинні бути сухими, освітлюватися, підтримуватися в чистоті, а в літній період регулярно провітрюватися;

– у разі появи на стінах і стелях вологи, утворення конденсату на водопровідних трубах необхідно вжити заходів щодо осушення підвалу

шляхом відкривання вікон і дверей, влаштування витяжної вентиляції, подачі теплого повітря;

– якщо ці заходи не забезпечать необхідного результату, то для встановлення причин утворення вологи необхідно ретельно обстежити конструкції підвалу як із внутрішнього (розкриття окремих місць), так і з зовнішнього (відривання шурфів) боків;

– у разі затоплення підвальних приміщень необхідно, насамперед, встановити причини затоплення. Якщо причиною є несправність інженерних мереж, тобто витік, то відповідний трубопровід необхідно відімкнути й усунути несправність;

– у разі затоплення підвалів ґрунтовими водами необхідно вжити заходів щодо ремонту дренажної системи або гідроізоляції стін і підлоги підвалу. Під час затоплення підвальних приміщень поверхневими водами необхідно вжити заходів щодо їх відведення, а саме: відремонтувати вимощення, тротуари; – у разі затоплення підвалів необхідно також провести хімічний аналіз води;

– після припинення надходження води в підвальні приміщення потрібно її відкачати.

Для запобігання від нерівномірного просідання будівель і споруд забороняється влаштовувати в підвалах нові фундаменти під обладнання поблизу наявних не обстеживши ґрунти, а також не розробивши та не затвердивши проект; систематично відкачувати воду з підвалу і його приміщень, якщо при цьому вимивається частина ґрунту; виймати ґрунт у підвалі з метою збільшення висоти його приміщень, не затвердивши проект.

Під час підготування підвальних приміщень до експлуатації в зимовий період уже влітку необхідно виконати такі роботи: виставити щільні пілки вхідних дверей; відремонтувати наявні або встановити нові пружини на дверях; заскрити пошкоджені віконні прорізи; утеплити водомірний вузол і трубопроводи в підвалі; усунути всі дрібні пошкодження стін, підлоги й стелі.

У зимовий період необхідно своєчасно очищати входи в підвал від снігу; прибирати сніг від стін будівель і споруд на відстань не ближче ніж два метри; щомісяця перевіряти утеплення підвалу, своєчасно усуваючи несправності.

Продукти в цоколях за наявності підпілля в будівлях у літню пору необхідно відкривати з метою провітрювання підпілля, а в зимовий період, щоб уникнути переохолодження підпілля, – закривати дерев'яними утепленими щитками або закладати цеглою на глині. Закладати продукти потрібно восени в суху погоду.

Утримання фундаментів полягає у виконанні таких вимог:

– у разі появи тріщин у тілі фундаментів (у блоках і панелях), а також розкриття швів між блоками й панелями необхідно повідомити про це експлуатаційну організацію району. У разі розвитку деформацій призначається комісія для обстеження фундаментів і встановлення причин їх виникнення;

– обстеження стану ґрунтів у підвалинах і самого фундаменту проводять методом шурфування, до того ж місце розривання шурфів призначає комісія. До розривання шурфів необхідно отримати дозвіл відповідних служб, які обслуговують інженерні мережі;

– після огляду шурф необхідно негайно засипати, ретельно ущільнивши ґрунт і відновивши вимощення;

– у разі появи дрібних волосяних тріщин у тілі фундаменту, які не розміщуються в певному напрямі й свідчать про просідні явища, необхідно усунути різке коливання температури в підвалі. Для цього потрібно стежити за справністю теплоізоляції трубопроводів, віконних і дверних заповнень та люків;

– з метою запобігання хімічної і електрохімічної корозії фундаментів не можна допускати засолення й окислення ґрунту навколо будівлі або споруди, тому забороняється складувати сніг, що прибирається з тротуарів після його оброблення піском, солями, на незахищених асфальтом ділянках територій, а також поблизу зелених насаджень.

## 5.2 Можливі дефекти фундаментів і причини їх виникнення

Характерними дефектами фундаментів можна вважати такі:

- місцеве просідання підвалин, унаслідок чого в стінах цегляних будинків з'являються тріщини; у великопанельних і великоблокових будівлях розходяться шви, спричиняючи появу протікань і протягів; у виробничих будівлях виникає небезпека падіння мостових кранів унаслідок перекосу колон;

- поява вертикальних і косих тріщин в тілі самих фундаментів;

- вилуговування солей з цементно-піщаного розчину й бетону;

- розшарування мурування й випадання окремих каменів у бутових фундаментах;

- відшаровування або руйнування захисного шару бетону в залізобетонних панелях стін підвалу;

- поява вогкості;

- вимивання основи;

- здимання ґрунтів;

- загнивання й просідання опор в дерев'яних фундаментах.

Головні причини, що спричиняють утворення дефектів у фундаментах:

- помилки під час проведення інженерних пошуків і проектування;

- порушення технології робіт під час підготування підвалин: перебір, неякісне ущільнення, промерзання й замочування ґрунту;

- порушення технології робіт під час зведення фундаментів: невідповідність марок розчину і класу бетону проектним; порушення правил армування; невідповідність проектним марок цегли й бутового каменю; відсутність перев'язування фундаментних блоків; виконання зворотнього засипання пазух схильних до здимання ґрунтів;

- порушення правил технічної експлуатації фундаментів: підтоплення підвалів, підвищення агресивності ґрунтових вод, промерзання підвалин, перевантаження фундаментів, влаштування підземних технологічних приміщень, різке коливання температури в підвальних приміщеннях,

проведення будівництва поряд із наявними будівлями без прийняття відповідних заходів щодо їхнього захисту.

У наш час питанням реконструкції і технічного переозброєння промислових підприємств, капітального ремонту будівель і споруд приділяється велика увага. До того ж навантаження на наявні фундаменти дедалі збільшується, що зазвичай спричиняє необхідність їх перебудувати.

Перебудова полягає в будь-якому змінюванні конструкції або розмірів наявних фундаментів з метою їх використання в змінених умовах експлуатації.

Перебудова фундаментів як більш загальне поняття розподіляється на підсилення та реконструкцію.

Підсилення фундаментів – це комплекс робіт, що передбачає відновлення або заміну їхніх морально чи фізично зношених конструктивних елементів, проводиться також у разі збільшення навантаження на фундамент.

Реконструкція фундаментів – це змінювання їхніх конструкції у зв'язку зі змінюванням функційного призначення, із змінюванням типу або виду встановленого обладнання. Реконструкція фундаментів зазвичай не пов'язана з їх фізичним зношуванням (руйнуванням).

Причини перебудови фундаментів класифікують так:

а) посилення пошкоджених фундаментів і їхніх підвалин:

1) руйнування фундаментів: корозія, порушення режиму експлуатації, перевантаження, динамічний вплив;

2) деформування підвалин: змінювання властивостей, недостатність несучої здатності, порушення стійкості на схилах, порушення режиму технічної експлуатації, несправність дренажу, руйнування відмосток, динамічні навантаження;

3) комплекс причин;

б) реконструкція будівель і модернізація обладнання:

1) збільшення навантаження: надбудова будівлі, збільшення кроку колон і прогону, установлення додаткового та модернізація обладнання;

2) змінювання конструкцій: прибудова й перепланування, поглиблення підвальних приміщень, прокладення інженерних комунікацій, тунелів тощо.

Фундаменти перебудовують різними способами, які обирають відповідно до певних умов, стану підвалин, особливостей пошкоджень фундаменту та їх елементів, мети перебудови, наявності матеріально-технічних ресурсів (див. табл. 6.1).

Таблиця 6.1

## Види, способи і цілі перебудови фундаментів

Вид перебудови	Способи здійснення перебудови	Мета перебудови
Укріплення і зміцнення підвалин	Осушення; ущільнення (поверхнєве, глибинне); закріплення (силікатизація, смолизація, цементизація тощо); армування товщі ґрунту	Збільшення міцності підвалин і зменшення деформування будівель і споруд
Підсилення фундаментів	Влаштування обойм; розширення підшов; підведення блоків; підведення паль; влаштування додаткових опор; замінювання й відновлення зруйнованих елементів; поглиблення	Збільшення несучої здатності фундаментів і підвищення надійності роботи будівель і споруд
Реконструкція фундаментів	Замінювання; поглиблення; змінювання конструкції; змінювання розмірів	Модернізація виробництва, зміна призначення будівлі, поліпшення експлуатаційних якостей будівель і споруд
Захист фундаментів і підвалин від агресивних впливів	Влаштування глиняних замків; обмазувальна гідроізоляція; обклеювальна гідроізоляція; влаштування притискних стінок і обойм; гідроізоляція і захист підлог; влаштування лотків і дренажу	Підвищення довговічності й надійності підвалин і фундаментів
Зміцнення будівель і споруд на схилах і біля укосів	Закріплення; дренаж і відведення вод; влаштування підпірних стінок; ополажування схилів	Підвищення стійкості укосів і підвалин, запобігання зсувам
Виправлення кренів і перекосів фундаментів	Однобічне закріплення й зміцнення підвалин; стабілізація розташування споруди; вибирання ґрунту з-під підшви; осушення або обводнення; поворот механічним способом; прогрівання підвалин	Відновлення та збереження експлуатаційних якостей будівель і споруд

## **6. ОХОРОНА ПРАЦІ ТА ДОВКІЛЛЯ**

### **6.1 Аналіз стану охорони праці**

Жодна інструкція не може перерахувати всіх обов'язків посадової особи, передбачити всі окремі випадки і дати наперед відповідні вказівки, тому, інженери повинні проявляти ініціативу, і користуючись знаннями своєї професії, з користю для справи, прикладати всі зусилля для виправдання свого призначення. (циркуляр морського технічного комітету. С-Петербург, 1910 р.)

Перед початком будівництва дуже важливо визначити стан і характер існуючих будівель і споруд, ліній електропередач і других об'єктів на предмет їх безпечного використання під час проведення майбутніх робіт. Виконавець робіт повинен відповідально поставитись до питань по техніці безпеки і виробничої санітарії і по виявленню порушень вимагати від замовника їх негайного усунення до початку будівельно-монтажних робіт.

### **6.2. Проект покращення умов і безпеки праці**

Для сучасного сільськогосподарського будівництва характерне постійне підвищення виробництва і якості будівельно-монтажних робіт. Цьому сприяє ріст рівня збірності сільських будівель і споруд, механізація виробничих процесів, постійне вдосконалення методів управління виробництвом. Тому потрібно сприяти створенню таких умов праці, які виключають виробничий травматизм і захворюваність робітників [29, 39, 40].

В будівельних організаціях щорічно повинні розроблятися міроприємства по охороні праці, які оформляються як двосторонні обов'язки адміністрації і профспілок і являються доповненням до колективного договору або спеціальною згодою по оздоровленню будівельної організації. Відповідальність за дотримання правил техніки безпеки і виробничої санітарії при виконанні будівельно-монтажних робіт покладається на інженерно-технічних працівників будівельно-монтажної організації.

Господарські і профспілкові органи свою роботу по створенню безпечних умов праці для робітників і службовців повинні будувати з врахуванням комплексних планів покращення умов, охорони праці і санітарно - оздоровчих міроприємств, паспортів санітарно-технічного стану, угод по охороні праці.

Міроприємства, які входять в комплексні плани, повинні передбачати:

Приведення стану будівель, споруд і других об'єктів відповідно до встановлених нормативів;

Нормалізацію санітарно-гігієнічних умов праці;

Систематичне зменшення кількості робітників (в першу чергу жінок), зайнятих тяжкою фізичною працею;

Відповідність санітарно-побутових приміщень діючим нормам і правилам;

Підвищення якості навчання робітників і інженерно-технічних працівників правилам безпечного ведення робіт.

### **6.3 Правові і організаційні питання**

Навчання проходять на всіх підприємствах і організаціях незалежно від характеру і ступеня небезпеки виробництва при підготовці робітників, проведення різних видів інструктажу. Керівники будівельних організацій повинні забезпечити навчання робітників безпечним методам ведення робіт не пізніше місяця з дня їх зарахування до штату. До проходження навчання робітники не допускаються до самостійного виконання робіт без нагляду зі сторони досвідчених робітників, призначених за їх згодою адміністрацією.

Розташування будівель і споруд приймаємо згідно ДБН Б.2.2-1-01 “Містобудування. Планування і забудова населених пунктів” [ ]. Відстань між спорудами (пожежні розриви) рівні висоті будинків плюс 3 метри. Електричні і сантехнічні споруди розміщуються з забезпеченням можливого скорочення протягнення мереж від споруд до споживача і забезпечення найбільш цілеспрямованого підключення їх до зовнішніх мереж.



### Санітарно-гігієнічні питання

Побутові споруди і приміщення на будівельному майданчику проектуються з врахуванням району будівництва, порядку освоєння будівельного майданчику, графіку руху робочої сили.

Всі побутові приміщення повинні розташовуватись на будівельному майданчику на відстані не менше 50 м від об'єктів , утворюючих пилюку, шкідливі випаровування і газу (бункери , бетонно-розчинні вузли і т.д.), з підвітряної сторони вітрів переважаючого напрямку. Склад санітарно-побутових приміщень на будівельному майданчику регламентований відповідними нормативними вказівками і повинен враховувати гардеробні, душові, ручні ванни , умивальники ,туалети і т.д.

Для обігріву приміщень повинні застосовуватись радіатори .конвектори і нагрівальні панелі, а також електрорадіатори. Користуватись місцевими нагрівальними приладами з застосуванням відкритого вогню забороняється.

У запроектованому виробничому цеху передбачено провітрювання приміщень від шкідливих домішок за допомогою механічної і звичайної вентиляції. Працівники діляниць з підвищеними рівнями шкідливості, як діляниця фарбування і сушки, центральний розчинний пункт, діляниця приготування лакофарбних розчинів забезпечуються додатковими засобами індивідуального захисту (засобами захисту рук , голови, очей, обличчя, органів дихання). Всі працівники забезпечуються спецодягом і спецвзуттям.

### **6.4 Охорона довкілля**

Сучасне виробництво - це, перш за все, гігантський споживач. Матеріальне виробництво неминуче супроводжується утворенням речовин, що є побічним результатом діяльності тієї чи іншої технології. Виникають відходи. Споживацька концепція виробництва привела до того, що відходи та побічні продукти, незалежно від їхньої шкідливості, протягом багатьох десятиліть, просто викидалися, що в свою чергу приводило до забруднення навколишнього середовища. Тільки починаючи з середини ХХ ст. стали

застосовувати різні засоби для знешкодження промислових, сільськогосподарських та побутових відходів. В країнах Європейського союзу відходи розділяють на три категорії:

- 1."Зелені"-безпечні;
- 2."Жовті"-шкідливі, на їх складування потрібний дозвіл ;
- 3."Червоні"-дуже небезпечні, що знаходяться під суворим контролем.

Далеко не всі сучасні сільськогосподарські та промислові технології передбачають знешкодження відходів, а якщо й передбачають, то, ефективність цього процесу низька.

Усі сторонні речовини, що надходять до довкілля внаслідок людської діяльності, називають антропогенним забрудненням. До нього належать усі форми та види порушень структури та функціонування природних об'єктів, що виникають у результаті діяльності людини. Розрізняють такі види антропогенного забруднення:

1.Хімічне, що зводиться до забруднення навколишнього середовища різноманітними хімікатами;

2.Фізичне, до якого відносять знищення територій, шумові перешкоди та електромагнітні випромінювання;

3.ТЕЦ;

4-Радіоактивне, що пов'язане з надходженням у природне середовище штучних ізотопів;

5.Засмічення, що проявляється в надходженні до навколишнього середовища різних твердих відходів;

6.Біологічне,при якому в природних та антропогенних екосистемах з'являються невластиві їм організми. Особливим випадком такого виду забруднення є мікробіологічне, пов'язане з розвитком у навколишньому середовищі паразитної мікрофлори.

У цілому, під забрудненням природнього середовища розуміється будь-яке принесення до нього невластивих йому живих або неживих компонентів,

або структурних змін, які викликають порушення біогеохімічних циклів та потоку енергії в біосфері.

Для будівництва важливим елементом є створення санітарно-захисних зон навколо промислових об'єктів. Житлові райони населених пунктів намагаються розмістити на відстані від промислових підприємств та с-г об'єктів, хоча це створює іншу проблему-виникає необхідність будівництва транспортних шляхів, які забруднюють навколишнє середовище.

Екологічне нормування в будівництві недосконале і часто порушується суто з місцевих міркувань або через нестачу засобів.

Відсутність медико-екологічного контролю при спорудженні будівель веде до появи все більшої кількості "хворих будинків". Люди, які довгий час перебувають у них, скаржаться на постійну втомлюваність, дратівливість, депресію. Як правило, "хвороба" будинку пов'язана із виділенням з будівельних матеріалів шкідливих речовин. Серйозним забруднювачем повітря в приміщенні можуть бути лаки та фарби, складові частини яких на 50% при висиханні переходять у повітря.

У ХХ ст. у будівництві почали застосовувати азбесто-волокнисту форму силікату магнію. Азбест містить залізо, кальцій, алюміній. Азбест біологічно дуже активний матеріал, його волокна проникаючи в легені викликають пошкодження тканин, що проявляється у виникненні хвороби - азбестозу.

Промислове будівництво зі шлакоблочних матеріалів, коли природна активність не контролюється, призвело до забруднення приміщень родоном.

Основною задачею перед промисловими та с-г підприємствами є утилізація та знешкодження відходів.

Відходи розділяють на тверді та рідкі. Особливу категорію відходів складають стічні води. В Україні за останній рік було випущено 18,7 млрд м стоків, з яких 2,6 - неочищених.

Звільнення від відходів ведеться в трьох напрямках:

1. Складування, або навіть захоронення таким чином, щоб вони не впливали на навколишнє середовище;

2. Знищення відходів шляхом їхнього спалювання;

3. Очистка від шкідливих речовин, що становить найбільш складний процес, який здійснюється такими способами:

а) механічна очистка методом відстою в спеціально обладнаних відстойниках рідких стоків;

б) хімічна очистка, при якій шкідливі компоненти відходів перетворюються в осадок або розкладаються;

в) фізико-хімічна очистка, методом електролізу або іонообмінних смол;

г) біологічна очистка, за допомогою бактерій або інших живих організмів;

Щодо твердих відходів переважає вивіз відходів на звалище. Складування відходів на звалищах є найбільш недосконалим способом. Стічні води звалищ забруднюють ґрунтові води та водоймища. Також відбувається забруднення атмосфери газоподібними речовинами, що утворюються при розкладанні звалених матеріалів.

Існують досить ефективні способи знешкодження рідких промислових стоків. Це хімічна та біологічна очистка. Використовуються різні методи, що звичайно складаються з таких етапів:

1. Передочистка, метою якої є звільнення стоків від крупного сміття. Вона полягає в проціджуванні стоків крізь грати та відстоювання.

2. Первинна очистка в спеціальних відстойниках до отримання мулу сирцю.

3. Вторинна очистка, при якій використовуються живі організми для остаточної очистки стоків від органічних речовин. Високоєфективний метод крапельного фільтрування, який полягає в виведенні стічних вод на шар піску завтовшки до 1.5 м на час до 6 годин. Потім протягом 18 годин здійснюється продувка киснем або повітрям, що створює сприятливі умови для роботи мікроорганізмів, які знешкоджують органічну речовину таких стоків. Як модифікація цього методу може застосовуватись розбризкування на шар щебню.

Інший ефективний метод - це метод активного мулу, що застосовується з початку ХХ ст. Для його реалізації створюється система неглибоких біологічних ставків, в котрих іде змішування стічних вод з мулом, що утворився при попередньому окисненні стічних вод. В активному мулі багато мікроорганізмів, які завершують знешкодження стоків.

Деякі види стічних вод настільки токсичні що їх не можна зберігати в ставках-накопичувачах. В таких випадках доводиться вдаватись до глибинного захоронення, використовуючи відпрацьовані нафтові та газові свердловини.

Формою нормування антропогенних впливів на навколишнє середовище є екологічне нормування, яке являє собою комплекс заходів для встановлення лімітів, в межах яких допускається зміна природнього середовища. Екологічне нормування проводиться щодо всіх небезпечних речовин. Небезпечними є речовини, що надходять до навколишнього середовища як продукти чи супутні утворення людської діяльності, які являють собою пряму чи опосередковану загрозу людині або навколишньому середовищу і знешкодження яких у даний момент часу може бути здійснено тільки значними техніко-економічними та організаційними витратами.

Оскільки виробнича діяльність викликає порушення природнього середовища, суспільству випадає взяти на себе турботу щодо відновлення її властивостей та охорони від подальшої деградації.

Соціально-правові важелі охорони природи досить різноманітні. Вони включають в себе:

- а) введення екологічних норм та стандартів, що є обов'язкові як для підприємств так і для окремих осіб;
- б) проведення обов'язкових екологічних експертиз;
- в) створення юридичних можливостей для кооперування підприємств з метою виконання екологічних програм на взаємно договірній основі;
- г) обмеження на види робіт та технологій о шкодять навколишньому середовищу.

Для проектованої будівлі - виробничого цеху площею 1300 м<sup>2</sup> використано вказані вище принципи. Для виробничих стоків передбачено маслоуловлювачі та відстійники. Крім того, передбачена окрема каналізаційна система з очисними спорудами для дощових та побутових стоків, що являють собою водойми -відстійники з активним мулом.

В даному проекті застосовується зелена зона - насадження по периметру території цеху хвойних та листяних порід дерев та кущів. Родючий шар ґрунту, знятий бульдозером, переміщується в інше місце, а після закінчення будівельно-монтажних робіт ґрунт рівномірно розподіляють біля будівлі та засаджують зеленими насадженнями.

## ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

У кваліфікаційній роботі розроблено 6 розділів, а саме: архітектурно-будівельний, розрахунково-конструктивний, технологічно-організаційний, економічний, заходи з охорони праці та довкілля та науковий. Пояснювальна записка має 110 сторінок. У ній розроблено об'ємно-планувальне рішення будівлі, проведено розрахунки і законструйовано залізобетонну балку і плиту покриття. Розроблено технологічну карту на влаштування бетонної підлоги, календарний графік ведення будівництва, будгенплан, об'єктний та зведений кошториси, міроприємства з охорони праці та довкілля, а також науковий розділ з розробкою заходів з організації робіт з нормальної технічної експлуатації фундаментів і підвальних приміщень. Графічна частина налічує 8 листів, у яких розроблено генплан, плани, фасади і розрізи будівлі, конструкції перекриття і фундаментів, технологічну карту, календарний графік проведення робіт, будгенплан на проведення будівництва об'єкту.

У цілому у проекті детально розроблено основні конструкції і технологічні міроприємства для будівництва виробничої будівлі цеху з виготовлення столярних виробів та офісних меблів. Розроблені у проекті рішення можна використати при проектуванні об'єктів такого типу, чи в реальному будівництві.

## БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. ДБН 360-92 Містобудування. Планування і забудова міських і сільських поселень. - К. : Мінрегіонбуд України, - 26 с.
2. ДБН В.2.2-43:2021 Будинки та споруди. Промислові будівлі. Київ: Мінрегіонбуд, 2011. –28 с.
3. ДБН В.1.2-14:2018. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ – К. : УкрНДІпроектстальконструкція, 2018. – 60 с.
4. ДСТУ Н Б В.1.1-27-2010 Будівельна кліматологія.
5. ДБН В.2.6-31:2006. Конструкції будівель і споруд. Теплова ізоляція будівель.
6. ДБН В.1.2-2:2006. Навантаження і впливи. Норми проектування.
7. ДБН Б.2.2-5:2011. Благоустрій територій. Київ, Мінрегіон України, 2012. – 64 с.
8. ДБН В.1.2-7:2021. Пожежна безпека, Київ, Мінрегіон України, 2022 – 12 с.
9. ДБН В.1.1.7–2002. Пожежна безпека об'єктів будівництва.
10. ДСТУ-Н Б А.3.1-23:2013 Настанова щодо проведення робіт з улаштування ізоляційних, оздоблювальних, захисних покриттів стін, підлог і покрівель будівель і споруд.
11. ДБН Б.1.1-22:2017 Склад та зміст плану зонування території
12. ДБН В.2.2-9-2009 Будинки і споруди Громадські будинки та споруди. Основні положення.
13. ДСТУ Б В.2.6-100:2010 “Конструкції будинків і споруд. Методи визначення теплостійкості”
14. ДБН В.2.5-28-2006. Природне і штучне освітлення
15. ДБН В.2.5 - 74:2013. Водопостачання. Зовнішні мережі та споруди.
16. ДБН В.2.5-64:2012. Внутрішній водопровід та каналізація.
17. ДБН В.2.5 - 75:2013. Каналізація. Зовнішні мережі та споруди.
18. ДБН В.2.5-67:2013. Опалення, вентиляція та кондиціонування.
19. ДСанПіН 2.2.4-171-10 Гігієнічні вимоги до води питної, призначеної для споживання людиною
20. ДСТУ Б В.2.7-201:2009 Труби чавунні та пластмасові каналізаційні, фасонні частини до них та муфти чавунні для азбестоцементних напірних труб. Номенклатура показників.



- 21.ДСТУ Б В.2.5-57:2011 Труби керамічні каналізаційні. Технічні умови.
- 22.ДСТУ Б В.2.6-193:2013. Захист металевих конструкцій від корозії. Вимоги до проектування.
- 23.ДСТУ Б В.2.7-61-97 Цегла та камені керамічні рядові та лицьові. Технічні умови.
- 24.ДБН В.2.6-98:2009 Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення проектування
- 25.ДСТУ Б В.2.7-43-96 Бетони важкі. Технічні умови
- 26.ДБН В.2.1.-10-2009 Основи і фундаменти будівель і споруд.
- 27.ДБН В.1.1-12:2006 Будівництво у сейсмічних районах України — К.: Мінбуд України, 2006.— 84 с.
- 28.ДСТУ Б В.2.1- 2-96 (ГОСТ 25100-95). Грунти. Класифікація.
- 29.ДБН А.3.2-2-2009 Система стандартів безпеки праці. Промислова безпека у будівництві.
- 30.ДБН Д.2.2-99 Ресурсні елементні кошторисні норми на будівельні роботи.
- 31.ДСТУ Б В.2.1-8-2001 Відбирання, упакування, транспортування і зберігання зразків
- 32.ДБН А.2.1-1-2014. Інженерні вишукування для будівництва
- 33.ДБН В.2.5-23:2010. Інженерне обладнання будинків і споруд.  
Проектування електрообладнання об'єктів цивільного призначення.
- 34.ДБН А.3.1-5:2016 Організація будівельного виробництва.
- 35.ДСТУ Б А.2.4-6:2009. Правила виконання робочої документації генеральних планів.
- 36.Барашиков А.Я. Залізобетонні конструкції. – К.: Вища школа, 1995. – 592 с.
- 37.Практичний посібник із розрахунку залізобетонних конструкцій за діючими нормами України (ДБН 2.6.В–98:2009) та новими моделями деформування, що розроблені на їхню заміну / [Бамбура А.М., Павліков А.М., Колчунов В.І. та ін.]. – К. : Толока, 2017. – 485 с.
- 38.Король В.П. Архітектурне проектування житла. Навчальний посібник. - К.: Фенікс.-2006.-274 с.
- 39.Охорона праці в будівництві: Навч. посіб. посібник / за редакцією Коржика Б. М. Іванова В.М. - Харків: Форт, 2010. - 388 с.
- 40.Виробнича санітарія: Навч. посіб./Ткачук К. Н., Каштанов С. Ф. Зацарний В. В., Ткачук К. К. - К.: НТУУ«КПІ», 2009. - 323 с.