

Міністерство освіти і науки України
Тернопільський національний технічний університет імені Івана Пулюя

Факультет інженерії машин, споруд та технологій
(повна назва факультету)

Кафедра будівельної механіки
(повна назва кафедри)

КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

на здобуття освітнього ступеня

магістр

(освітній ступінь (освітньо-кваліфікаційний рівень))

на тему: Проект дев'ятиповерхового житлового будинку в Полтаві з
дослідженням елементів конструкцій підсилених композитною арматурою

Виконав: студент 6 курсу, групи МБмз-61

спеціальності 192 Будівництво та цивільна
інженерія

(шифр і назва спеціальності)

Семків Ю.І.

(підпис)

(прізвище та ініціали)

Керівник

Ясній В.П.

(підпис)

(прізвище та ініціали)

Нормоконтроль

Данильченко С.М.

(підпис)

(прізвище та ініціали)

Рецензент

(підпис)

(прізвище та ініціали)

Факультет інженерії машин, споруд та технологій

Кафедра будівельної механіки

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри буд. механіки

« ____ » _____ 2020 р.

ЗАВДАННЯ НА КВАЛІФІКАЦІЙНУ РОБОТУ

на здобуття освітнього ступеня **магістр**

(назва освітнього ступеня)

за спеціальністю **192 «Будівництво і цивільна інженерія»**

Семків Юрій Ігорович

(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема роботи **Проект дев'ятиповерхового житлового будинку в Полтаві з дослідженням елементів конструкцій підсилених композитною арматурою**

Керівник роботи **Ясній Володимир Петрович, д.ф., доцент**

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

Затверджені наказом по університету від « ____ » _____ 2020 року № ____

2. Термін подання студентом роботи _____

3. Вихідні дані до роботи **Інженерно-геологічна розвідка будівельної ділянки під дев'ятиповерховий житловий будинок міста Полтава. Існуючі результати досліджень композитних арматур, як елементи підсилення будівельних конструкцій.**

4. Зміст розрахунково-пояснювальної записки (перелік питань, які потрібно розробити) **Вступ; Розділ 1 Архітектурно-будівельний розділ (Вихідні дані, рішення генплану, об'ємно-планувальні рішення, архітектурно-конструктивні рішення, теплотехнічний розрахунок, протипожежні заходи, санітарні умови і вимоги, інженерне обладнання будинків, заходи захисту від ураження струмом); Розділ 2 Розрахунково-конструктивний розділ (Розрахунок збірної плити перекриття/монолітної плити перекриття, оцінка умов будівництва, збір навантажень на фундамент, обґрунтування вибору фундаментів, розрахунок фундаменту в варіанті суцільної плити/з забивних паль/з бурових паль, техніко-економічне порівняння варіантів фундаментів); Розділ 3 Науково-дослідний розділ; Розділ 4 Охорона праці.**

5. Перелік графічного матеріалу (з точним зазначенням обов'язкових креслень, слайдів) **Фасад, розріз, план забудови, техніко-економічні показники, план першого поверху, план типового поверху, план покрівлі, план перекриття, будівельний генеральний план, календарний графік виконання робіт, план розвитку пального фундаменту і схема розміщення паль, робочі креслення варіантів фундаментів, геологічний розріз з варіантами фундаментів, фундамент з бурових паль.**

Презентація наукової частини.

6. Консультанти розділів проекту (роботи)

Розділ	Прізвище, ініціали та посада консультанта	Підпис, дата	
		завдання видав	завдання прийняв
Основна частина	Ясній В.П., д.ф. доцент		
Охорона праці	Каспрук В.Б., к.т.н., доцент		
Безпека в надзвичайних ситуаціях	Стручок В.С., ст. викладач		
Нормконтроль	Данильченко С.М., ст. викладач		

7. Дата видачі завдання

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

№ з/п	Назва етапів роботи	Термін виконання етапів роботи	Примітка
1	Обґрунтування прийнятого рішення ТЕП. Архітектурно-планувальне рішення ділянки.	03.07.2020	
2	Об'ємно-планувальне рішення.	10.07.2020	
3	Конструктивні рішення.	18.07.2020	
4	Теплотехнічний розрахунок стін та стелі.	25.07.2020	
5	Збір навантаження на перекриття та покриття.	02.08.2020	
6	Розрахунок фундаменту в варіанті забивних паль.	10.09.2020	
7	Розрахунок фундаменту в варіанті бурових паль.	20.09.2020	
8	Розрахунок календарного графіка виконання робіт.	05.10.2020	
9	Проектування будівельного генерального плану.	10.10.2020	
10	Огляд літератури щодо застосування композитної арматури	18.10.2020	
11	Опрацювання методики досліджень.	25.10.2020	
12	Обробка експериментальних даних.	30.10.2020	
13	Аналіз експериментальних даних.	15.11.2020	
14	Розробка заходів охорони праці.	28.11.2020	
15	Розробка заходів безпеки в надзвичайних ситуаціях.	05.12.2020	
16	Охорона навколишнього середовища.	10.12.2020	

Студент

_____ (підпис)

Семків Ю.І.

_____ (прізвище та ініціали)

Керівник роботи

_____ (підпис)

Ясній В.П.

_____ (прізвище та ініціали)

ЗМІСТ

ВСТУП	6
РОЗДІЛ 1 АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ РОЗДІЛ	10
1.1. Вихідні дані	10
1.2. Рішення генплану	10
1.3. Об'ємно-планувальні рішення	12
1.4. Архітектурно-конструктивні рішення	13
1.5. Теплотехнічний розрахунок	17
1.6. Протипожежні заходи	18
1.7. Санітарні умови і вимоги	19
1.8. Інженерне обладнання будинків	21
1.8.1. Опалення	21
1.8.2. Водопостачання	21
1.8.3. Вентиляція	21
1.8.4. Каналізація	22
1.8.5. Електропостачання	22
1.9. Заходи захисту від ураження струмом	23
РОЗДІЛ 2 РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ	24
2.1. Розрахунок збірної плити перекриття	24
2.1.1. Характеристика конструктивної та розрахункової схеми	24
2.1.2. Визначення величин навантажень	24
2.1.3. Розрахунки по міцності перерізу, нормального до поздовжньої осі плити	26
2.1.4. Розрахунки плити за граничним станом другої групи	27
2.1.5. Розрахунок розкриття тріщин	31
2.1.6. Розрахунки прогину плити	33
2.2. Розрахунок монолітної плити перекриття	34
2.2.1. Характеристика конструктивної схеми	34
2.2.2. Визначення величин навантажень	35
2.2.3. Розрахунок плити перекриття	36
2.2.4. Аналіз результатів та конструювання плити перекриття	39

2.3.	Оцінка умов будівництва.....	40
2.3.1.	Коротка технічна характеристика будівлі.....	40
2.3.2.	Аналіз інженерно-геологічних умов будівельного майданчика .	40
2.4.	Збір навантажень на фундамент.....	41
2.5.	Обґрунтування вибору фундаментів	47
2.6.	Розрахунок фундаменту в варіанті суцільної плити	48
2.6.1.	Підбір товщини плити.....	48
2.6.2.	Підбір розмірів подошви плити.....	49
2.7.	Розрахунок фундаменту в варіанті з забивних паль	52
2.7.1.	Вибір глибини закладання ростверку і марки паль	52
2.7.2	Розрахунок осадки пального фундаменту.....	52
2.8.	Розрахунок фундаменту в варіанті з бурових паль	53
2.8.1.	Вибір виду паль, їх довжини і діаметру	53
2.8.2.	Визначення несучої здатності бурової палі.....	54
2.8.3.	Розрахунок розташування паль у ростверку.....	54
2.9.	Техніко-економічне порівняння варіантів фундаментів.....	55
РОЗДІЛ 3 НАУКОВО-ДОСЛІДНИЙ РОЗДІЛ		58
3.1.	Постанова задачі дослідження	58
3.2.	Методика дослідження	58
3.3.	Аналіз переміщень і деформацій	63
3.4.	Аналіз напруженого стану	67
РОЗДІЛ 4 ОХОРОНА ПРАЦІ		71
4.1.	Соціальні аспекти охорони праці у будівельному виробництві	71
4.2.	Технічні рішення з гігієни праці і виробничої санітарії.....	71
4.3.	Технічні рішення щодо безпечного виконання робіт.....	74
4.4.	Технічні рішення з пожежної безпеки	76
4.5.	Розрахунок рівномірного освітлення прожекторами будівельного майданчика.....	77
Перелік посилань		79

ВСТУП

Тривалий час, у галузі будівництва, при зведенні споруд, практично не було альтернативного матеріалу на заміну сталеві арматури. У деяких випадках, технологи та матеріалознавці намагалися замінити арматуру дерев'яними волокнами чи стружкою. Проте, розвиток у різноманітних галузях науки дійшов до створення та ефективного застосування композитних матеріалів. У будівництві, один із таких матеріалів – композитна арматура.

Структурно, композитна арматура – це сукупність волокон і полімерних епоксидних смол. Текстура подібна до аналогічної сталеві арматури. Січення композитної арматури – це нарізані прямолінійні прутки чи канати, з нанесеними періодичними поперечними ребрами, що характерно для сталеві арматури, для покращення щеплення композиту із бетоном.

Незважаючи на наявність періодичних ребр, сама по собі композитна арматура гладка, що впливає на щеплення (адгезію) з бетоном. У порівнянні із класичної арматурою, композит має лише приблизно 80% щеплення. Через цю особливість, поверхню арматури з композитного матеріалу покривають кварцовим піском. Така технологія обробки покращує щеплення із бетоном до 100%, у порівнянні із сталеві арматурою.

Композитна арматура має високу питому міцність на розтяг, що дозволяє успішно замінювати сталеву арматуру (рис.1) в таких залізобетонних конструкціях: стрічковий фундамент, несучі стіни, перегородки, підпірні стінки, навіть зі зменшенням діаметру.

Сталева арматура А-III	Композитная арматура АСП, АБП
6А-III (d = 6mm) < br> 8А-III (d = 8mm)	АСП-4, АБП-4 (d = 4mm)
10А-III (d = 10mm)	АСП-6, АБП-6 (d = 6mm)
12А-III (d = 12mm)	АСП-8, АБП-8 (d = 8mm)
14А-III (d = 14mm)	АСП-8, АБП-8 (d = 8mm)
16А-III (d = 16mm)	АСП-10, АБП-10 (d = 10mm)
	АСП - 12, АБП-12 (d = 12mm)

Рисунок 1 – Відповідність арматур при повздовжніх навантаженнях

Проте, одним із вагомих недоліків композитної арматури є низька міцність при роботі на поперечно-пружні навантаження у таких конструкціях: поперечно-навантажені балки, плити перекриття, незакріплені опори, колони з сильним вітровим навантаженням. Тому, при заміні сталевій арматури у таких конструкціях на композитну варто збільшити діаметр вдвічі (рис.2).

Сталева арматура А-III	Композитная арматура АСП, АБ П
6А-III (d = 6mm)	АСП-12, АБП-12 (d = 12mm)
8А-III (d = 8mm)	АСП-16, АБП-16 (d = 16mm)
10А-III (d = 10mm)	АСП-20, АБП-20 (d = 20mm)

Рисунок 2 – Відповідність арматур при поперечних навантаженнях

Застосування композитних арматур у будівництві багатоповерхових будівель, промислових споруд, печей, труб, мостових переходах стримується, тому що температурна стійкість становить всього 160 °С. Для розуміння, температурна стійкість сталевій арматури – понад 550 °С. Отже, композитна арматура здатна втратити свою стійкість та міцність при незначних пожежах, що призведе до швидкого руйнування конструкції в цілому. Іншим суттєвим недоліком композитних арматур є неможливість створювати зварні з'єднання (даний недолік вирішується трудомістким процесом сплетіння сітки).

Отже, при всій своїй економічній доцільності, композитній арматурі не вдається повністю витіснити сталеву арматуру із використання у будівельних конструкціях.

Метою нашої дипломної роботи являється дослідження напружено-деформованого стану залізобетонних балок із класичним армуванням та композитним армуванням піддані розподіленому навантаженню на зазначеній площині 120×80 мм. А також, порівняти отримані дані напружено-деформованих станів залізобетонних балок.

Об'єктом дослідження являється залізобетонна балка із композитним армуванням, розрахункова схема якої повинна відповідати вільноопертому стану.

Предметом дослідження являється напружено-деформований стан залізобетонної балки із композитним армуванням.

Метод дослідження даної роботи полягає у моделюванні напружено-деформованого стану залізобетонної балки за допомогою методу скінчених елементів у програмному комплексі ANSYS 2019 R2

Наукова новизна отриманих результатів даної дипломної роботи полягає у використанні слабших за характеристиками міцності арматури та бетону, у порівнянні з іншими дослідженнями з метою підсилення залізобетонних конструкцій. Розрахункові дані відкривають перспективу для подальших досліджень, міняючи форму, довжину, діаметр композитних арматур, їх розташування та кількість у балці.

Апробація результатів даної магістерської роботи зроблена на IX Міжнародній науково-технічній конференції молодих учених та студентів «Актуальні задачі сучасних технологій» (Тернопільський національний технічний університет імені Івана Пулюя, 25 листопада 2020 року).

Публікація результатів магістерської роботи опубліковано у збірнику тез даної конференції.

Робота виконана відповідно до тематики науково-дослідних робіт кафедри будівельної механіки ТНТУ та державними програмами економічності та надійності будівельних виборів, конструкцій та матеріалів.

Ключові слова: залізобетонна балка, метод скінченних елементів, напружено-деформований стан, композитна арматура.

РОЗДІЛ 1

АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ РОЗДІЛ

1.1. Вихідні дані

Проект 9-ти поверхового житлового будинку, що представлений у даній дипломній роботі, знаходиться в місті Полтава з наступними природно-кліматичними умовами:

Температурна зона – II[2];

Тривалість зимового періоду – 186 діб.

Середня температура зимового періоду – 3°C.

Розрахункові параметри температур зовнішнього повітря у зимовий період для огороджувальні конструкцій [2]:

- найбільш холодної п'ятиденки -21°C;
- найбільш холодних діб – 26°C.

Вітровий тиск – 47 кг/м² [1, дод .Е].

Тип місцевості – II [1, табл. 9.10].

Вага снігового покриву – 136 кг/м² [1, дод .Е].

Сейсмічність цього району не більший за 6 балів.

Глибина промерзання ґрунту на цій місцевості – 0,9 м.

Відповідно до результатів інженерно-геологічного дослідження та вишукування основою для паливних фундаментів служить скельний ґрунт із міцністю середнього рівня – граніт сірий тріщинуватий, що залягає на глибині 8,4 – 9,6м.

Категорія складності будівлі II [4].

По ступеню вогнестійкості — до II ступеню [3].

1.2. Рішення генплану

Генплан ділянки розроблений з прив'язкою до плану забудови житлового масиву мікрорайону. Будинок розташований в орієнтації по сторонам світу з розрахунком допустимої інсоляції приміщень .

Відповідно до рішень генерального плану м. Полтава ділянка, на якій проектується даний будинок, призначена для розташування на цій території житлового кварталу із будинків висотою до 9-и поверхів включно. Вона характеризується наявністю спокійного рельєфу зі схилами південно-західного напрямку і має правильну прямокутну форму. Абсолютні відмітки на ділянці змінюються в межах 271,36 – 272,28м.

Відмітки дані в метрах, їх підрахунок та генплан виконані в М 1:200 методом проектних відміток.

Визначаємо чорні відмітки на розі будівлі за допомогою формули:

$$H_{ч} = H_{\text{мол гор}} + n \cdot h/m,$$

де $H_{\text{мол гор}}$ – відмітка молодшої горизонталі в метрах

n – відстань, яку вимірюють від молодшої горизонталі до точки в метрах.

m – відстань між обома горизонталями в метрах відповідно.

$h = 0,25\text{м}$ – розтин горизонталей.

$$H_{\text{чор } 1} = 271,75 + 1,6 \cdot 0,25/6,5 = 271,81$$

$$H_{\text{чор } 2} = 271,75 + 0 \cdot 0,25/5 = 271,75$$

$$H_{\text{чор } 3} = 271,75 + 2,86 \cdot 0,25/6,5 = 271,86$$

$$H_{\text{чор } 4} = 271,75 + 5,7 \cdot 0,25/6,5 = 271,96$$

Визначаємо червоні /проектні/ відмітки:

$$H_{\text{чер}} = H_{\text{ч.мах.}} + 0,22 = 271,98 + 0,22 = 272,2 \text{ м.}$$

Таким чином всі червоні відмітки рівні значенню:

$$H_{\text{чер } 1} = H_{\text{чер } 2} = H_{\text{чер } 3} = H_{\text{чер } 4} = 272,20 \text{ м}$$

Визначаємо відмітку цоколя

$$H + 0,000 = 272,20 + 1 = 273,20 \text{ м}$$

Генпланом передбачено влаштування під'їздів до будинку зі сторони вулиці з влаштуванням площадок для розвертання та стоянок для автомобілів. Проїзди та тротуари асфальтуються, на площадках благоустрою виконується покращене покриття, на окремих ділянках із тротуарних плит. Генеральний план розроблено так, щоб будівля відповідала архітектурному вигляду кварталу. Дану будівлю розташовано головним фасадом у сторону вулиці, по центру ділянки.

Відповідно до санітарних норм та пожежній безпеці було прийнято відстань між спорудами.

При організації рельєфу ділянки спроектовано водовідведення атмосферних опадів, прокладання під'їзних шляхів, враховуючи природні умови, методом проектних горизонталей.

Відповідно до санітарно-гігієнічних вимог, передбачено влаштування проїздів та тротуарів із асфальтобетонним покриттям, що забезпечить комфортний рух для транспортних засобів та пішоходів. Вздовж периметру будинку спроектовано вимощення шириною 1,5 м із асфальтобетонного покриття.

Таблиця 1.1 – Показники до генплану

№ п.п.	Назва показника	Одиниці виміру	Кількість
1	Площа ділянки	га	0,36
2	Площа забудови	м ²	321,4
3	Щільність забудови	%	8,9
4	Площа доріг, проїздів	м ²	1220
5	Площа тротуарів	м ²	549
6	Площа озеленення	м ²	1510
7	Процент озеленення	%	42

1.3. Об'ємно-планувальні рішення

Житловий будинок складається з однієї 40-квартирної секції. Особливістю рішення фасадів даного будинку являються виступаючі об'єми балконів та лоджій напівкруглої форми. В будинку налічується 9 житлових поверхів, підвальный поверх та горище. Основні принципи об'ємно-планувальних рішень прийняті згідно і умов майданчика будівництва.

В підвальному поверсі розміщуються підсобні приміщення для обслуговування інженерного обладнання будівлі. На першому поверсі розміщені: вестибюль, кімната для колисок, складова, сміттєсховок, дві

однокімнатних та дві двокімнатних квартири. На типовому поверсі передбачено розташування двох однокімнатних, двокімнатної та трикімнатної квартир.

Будинок обладнаний пасажирським ліфтом, вантажопідйомністю 400 кг.

Ліфто-сходовий вузол розміщений в центральній частині будинку.

Розміри будівлі в осях становлять – 18,6 × 21,6 м.

Кількість поверхів – 9

Висота поверхів – 2,8 м.

Загальна площа – 2677,0 м².

Будівельний об'єм – 11 894,0 м³

Таблиця 1.2 – Техніко-економічні показники

№ п.п.	Показники	Кількість
1	Кількість квартир:	36
2	Загальна площа квартир	2189 м ²
3	Житлова площа квартир	1302 м ²
4	Загальна приведена площа	2267 м ²
5	Площа забудови	321,4 м ²
6	Площа допоміжних приміщень	488,0 м ²
7	Будівельний об'єм	11 894 м ³
8	$K_1 = \text{житлова площа/заг. привед. площу} = 2442,6/4879$	0,57
9	$K_2 = \text{буд. об'єм/заг. привед. площу} = 25210/4879$	5,24

1.4. Архітектурно-конструктивні рішення

Прийнята конструктивна схема будівлі із несучими зовнішніми та внутрішніми цегляними стінами та перекриттям зі збірних залізобетонних плит.

При проектуванні житлового будинку прийняті наступні архітектурно-будівельні рішення виконання конструктивних елементів, наведені нижче.

Фундамент виконати зі збірних залізобетонних палів прямокутного перерізу. Ростверк – залізобетонний монолітний.

Стіни підвального поверху – збірні залізобетонні блоки шириною 500 та 600 мм на цементно-піщаному розчині .

Зовнішні стіни – кладка із повнотілої керамічної цегли на піщано-цементному розчині, із зовнішньої сторони утеплені мінераловатними базальтовими плитами товщиною 100 мм.

Внутрішні стіни – кладка із повнотілої керамічної цегли на цементно-піщаному розчині товщиною 380 та 510мм.

Перегородки – із пінобетонних блоків на цементно-піщаному розчині при товщині 100 та 200 мм, санвузли відокремлюються перегородками з керамічної цегли на цементно-піщаному розчині при товщині 65 мм.

Перекриття та покриття – зі збірних залізобетонних багатопустотних плит перекриття з попередньо напруженою арматурою.

Покрівля – рулонного типу на бітумних в'язучих, утеплена мінераловатними плитами. Ухил покрівлі створюється за рахунок засипки керамзитовим гравієм.

Сходи – збірні залізобетонні марші та площадки. Специфікація збірних залізобетонних елементів наведена в таблиці 2.4.

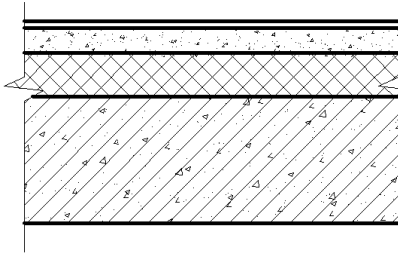
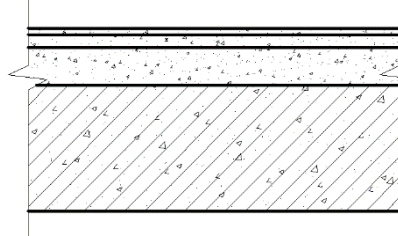
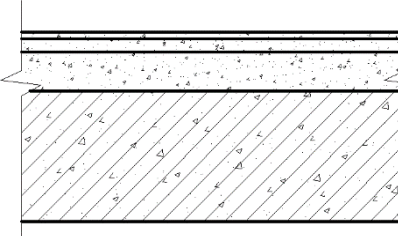
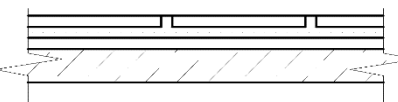
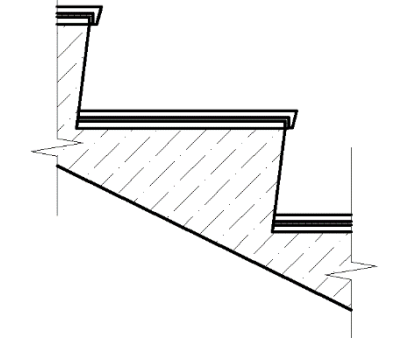
Оздоблення фасадів – цементно-піщана штукатурка покрита фарбою на основі органічної суміші.

Оздоблення цоколя – формується за допомогою керамічної плитки темно-сірого кольору з імітацією граніту по піщано-цементній штукатурці.

Внутрішнє оздоблення – в приміщенні житлових кімнат поклеєні шпалери покращеної якості, в кухнях і санвузлах змонтована масляна панель до висот 1,1 м, вище – вапняне пофарбування, а в ванних кімнатах – керамічна плитка до висоти 1,8 м, вище – пофарбування масляними фарбами.

Підлоги – формуються з лінолеуму на бітумній основі, а у ванних кімнатах і санвузлах – формуються з керамічної плитки, на сходовій клітці та в коридорах – мозаїко-бетонні.

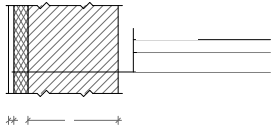
Таблиця 1.3 – Експлікація підлоги

Тип підлоги	Схема підлоги або тип підлоги за серією	Данні елементів підлоги /назва, товщина, мм/
1 (квартира без врахування ванної кімнати та туалету)		<p>Лінолеум на тканинній основі на мастиці - 5 мм; Стяжка з легкого бетону кл. В12,5 $\gamma < 1200 \text{ кг/м}^3$ - 35 мм; Пароізоляція 1 шар синтетичної плівки; Звукоізоляція ПСБ-С по ДСТУ Б В 2.7-8-94 - 40 мм; 3/б плита перекриття - 220 мм.</p>
2 (ванна кімната, туалет)		<p>Керамічна плитка - 10 мм; Цементно-піщана стяжка М200 - 14 мм; Стяжка з легкого бетону кл. В12,5 $\gamma < 1200 \text{ кг/м}^3$ - 40 мм; Гідроізоляція 2 шари руберойду - 6мм; 3/б плита перекриття - 220 мм.</p>
3 (загальний коридор)		<p>Керамічна плитка - 10 мм; Цементно-піщана стяжка М200 - 20 мм; Стяжка з легкого бетону кл. В12,5 $\gamma < 1200 \text{ кг/м}^3$ - 50 мм; 3/б плита перекриття - 220 мм.</p>
4 (сходова площадка)		<p>Керамічна плитка - 10 мм; Клеюча суміш Ceresit CM11 - 10 мм; Самовирівнююча суміш Ceresit CN 72 - 2..10 мм; Сходова площадка</p>
5 (сходовий марш)		<p>Керамічна плитка сходова - 10 мм; Клеюча суміш Ceresit CM11 - 10 мм; Самовирівнююча суміш Ceresit CN 72 - 2..10 мм; Сходовий марш</p>

Таблиця 1.4 – Відомість оздоблення фасадів

№п/п	Елементи	Вид оздоблення	Колір
1	Цоколь	Керамічна плитка	Темно-сірий
2	Коробки, рами вікон, дверей	Фарбування олійною фарбою за 2 рази	Білий
3	Штапики вікон, полотна дверей	-	Білий
4	Покрівля	Рулонного типу на бітумних в'язучих	-
5	Стіни	Цементно-піщана штукатурка з наступним пофарбування кремній-органічними сумішами	Блідо-рожевий, оранжевий

1.5. Теплотехнічний розрахунок



Цегляна стіна
Мінераловатний утеплювач
Штукатурка із цементно-піщаного розчину

d_3 d_2 d_1

Рисунок 1.1 – Розрахункова конструкція стіни

Місце будівництва м. Полтава. Стіна виконана із цегляної кладки товщиною 510 мм ($\gamma_1 = 1800 \text{ кг/м}^3$, $\lambda_1 = 0,755 \text{ Вт/(м}\cdot\text{°C)}$) утеплена мінераловатними плитами «ROCKWOOL» ($\gamma_2 = 40 \text{ кг/м}^3$, $\lambda_2 = 0,041 \text{ Вт/(м}\cdot\text{°C)}$) та покривається зовнішньою штукатуркою з цементно-піщаного розчину ($\gamma_3 = 2400 \text{ кг/м}^3$, $\lambda_3 = 0,843 \text{ Вт/(м}\cdot\text{°C)}$).

Розрахункова температура внутрішнього повітря $t_{\text{н}} = 22^\circ\text{C}$. Відповідно до додатку [2] визначаємо, що м. Полтава знаходиться в нормальній зоні вологості, відноситься до I температурної зони, нормативний опір передачі становить $R_{\text{н}} = 3,3 \text{ м}^2\cdot\text{C/Вт}$.

Загальний опір теплопередачі визначається як :

$$R_n = \frac{1}{\alpha_b} + R_K + \frac{1}{\alpha_3}, [2] \quad (1.1)$$

де $\alpha_b = 8,7 \text{ Вт/ м}^2 \cdot \text{С}$ [2] – коефіцієнт теплосприйняття;

α_3 – коефіцієнт тепловіддачі із зовнішньої поверхні для зимових умов:

$$\alpha_3 = 23 \text{ Вт/ м}^2 \cdot \text{С} [2];$$

$$R_K = R_1 + R_2 + R_3,$$

де $R_{1...3}$ - термічний опір кожного шару конструкції.

Визначаємо термічний опір 1-го шару стіни:

$$R_1 = \delta_1 / \lambda_1 = 0,51 / 0,755 = 0,675 \text{ м}^2 \cdot \text{С/Вт}.$$

Визначаємо термічний опір 3-го шару стіни:

$$R_3 = \delta_3 / \lambda_3 = 0,02 / 0,843 = 0,024 \text{ м}^2 \cdot \text{С/Вт}.$$

Опір теплопередачі утеплювача згідно формули (2.1):

$$R_{yt} = R_n - \left(\frac{1}{\alpha_b} + R_1 + R_3 + \frac{1}{\alpha_3} \right);$$

$$R_{yt} = 3,3 - (0,155 + 0,675 + 0,024 + 0,043) = 2,403 \text{ м}^2 \cdot \text{С/Вт}.$$

Товщина шару утеплювача:

$$\delta_2 = R_2 \cdot \lambda_2 = 2,403 \cdot 0,041 = 0,098 \text{ м}.$$

Приймаємо $\delta_2 = 0,90 \text{ м}$.

Опір теплопередачі утеплювача:

$$R_2 = \delta_2 / \lambda_2 = 0,098 / 0,041 = 2,39 \text{ м}^2 \cdot \text{С/Вт}.$$

Загальний опір теплопередачі

$$R = \frac{1}{8,7} + 0,675 + 2,39 + 0,024 + \frac{1}{23} = 3,26 \text{ м}^2 \cdot \text{С/Вт} > 3,3 \text{ м}^2 \cdot \text{С/Вт}.$$

Зовнішня стіна відповідає вимогам теплопередачі.

1.6. Протипожежні заходи

Ступінь вогнестійкості будинку – II[3].

Витрати води на внутрішнє пожежогасіння складають 5,2 л/с (2 потоки по 2,6 л/с) [3].

Кількість пожежних гідрантів – 18.

По відношенню до існуючої забудови будівля розміщена у відповідності з протипожежними нормами. Відстань до сусідніх будівель складає не менше 21 м. До житлового будинку передбачено під'їзд пожежних машин. Евакуація мешканців будівлі здійснюється сходовою кліткою з надземної частини. Витрати води на зовнішнє пожежогасіння для житлових будівель складають 20 л/с [3].

Проектом передбачаються наступні протипожежні заходи:

- Забезпечується живлення системи пожежної сигналізації, вентиляторів димовидалення і пожежних насосів по I категорії з автоматичним вводом резерву;
- Влаштування світлового показника пожежного гідранту;
- Біля кожного пожежного крану встановлюються кнопки запуску пожежних насосів дистанційно і кнопки для включення вентиляторів димовидалення;
- Передбачено автоматичний запуск пожежних насосів при спрацюванні пристроїв пожежної сигналізації.

1.7. Санітарні умови і вимоги

Температура, відносна вологість, швидкість руху повітря в кімнатах житлового будинку має відповідати оптимальним нормам. Для підтримання в приміщеннях будівлі нормативної температури повітря в холодну пору року передбачається система водяного опалення. Теплоносієм для систем опалення, є гаряча вода з параметрами: $T_1=95^{\circ}\text{C}$, $T_2=70^{\circ}\text{C}$.

Основним джерелом шуму біля кожного житлового будинку є автотранспорт. Для того, щоб дещо знизити рівень звукового тиску до нормативно-допустимого, проектом даного будинку передбачено наступні заходи:

- навколо будинку ростимуть зелені насадження, які служать захисним екраном;
- використання металопластикових вікон, конструкція яких значно знижує проникнення шуму, а також пилу в приміщення.

1.8. Інженерне обладнання будинків

1.8.1. Опалення

Схема опалення даного будинку прийнята однотрубна з прокладкою магістральних трубопроводів по горищному поверху. За опалювальні прилади прийняті радіатори МС-140 та реєстри із сталевих труб. Прокладання трубопроводів опалення з верхньою розводкою і відкритою. Дільниці трубопроводу ізолювані для зменшення тепловтрат.

Трубопроводи прокладаються із сталевих водогазопровідних труб по ДСТУ 8936:2019.

1.8.2. Водопостачання

Джерелом водопостачання житлового будинку служить існуюча мережу водопроводу із сталевих труб Ø50 мм. Існуючий напір в точці підключення становить 52 м водяного стовпа.

Розрахункові витрати холодної води по усій будівлі становить 9,4 м³/добу. В будівлі спроектована тупикова система холодного водопостачання. Для обов'язкового підрахунку обліку витрат води на ввіді водопроводу встановлюють водомірний вузол.

Запроектоване централізоване гаряче водопостачання від котельні. Усі мережі гарячої води запроектовані із сталевих водогазопровідних оцинкованих труб ДСТУ 8936:2019. Розрахункові витрати води становлять 5,04 м³/добу. В будівлі запроектована тупикова система водопостачання.

1.8.3. Вентиляція

Повітрообмін в більшості приміщеннях та принципове рішення систем вентиляції та природньої конвекції прийняті за індивідуальним проектом.

Витяжка з усіх житлових приміщень – відбувається природнім чином через стінові канали, додатково передбачено вентилятори для періодичного провітрювання. Вентиляційні канали передбачено розмірами 120x270 мм.

Для видалення диму з коридорів при виникненні пожежі передбачено влаштування вентиляційних шахт з установкою витяжних вентиляторів в «теплому» горищі пожежних клапанів димовидалення.

Для передбачення розповсюдження диму по поверхах через шахту ліфту в останніх забезпечується підбір повітря не менше 2 кг/м³. Клапани димовидалення і димозахисту спрацьовують автоматично і вмикаються вентилятори захисту від диму.

1.8.4. Каналізація

Каналізація — господарсько-фекальна, яка запроектована мережею каналізаційних трубопроводів на очисні споруди. Також передбачається самостійна мережа каналізації, яка влаштовується із керамічних труб ДСТУ Б В.2.5-57:2011.

Каналізаційні колодязі виконуються із збірних залізобетонних елементів. Стоки перекачують на очисні споруди за допомогою каналізаційної насосної станції, продуктивність якої 5м³/год, напором 10 м, що працює за допомогою насосів.

Відвід дощових вод з покрівлі будинку виконується системою внутрішніх водовідводів із сталевих труб Ø100мм і влаштовується в зовнішню систему дощової каналізації.

1.8.5. Електропостачання

Електропостачання даного житлового будинку спроектовано від трансформаторної підстанції, що має потіжність 100 кВт. Підрахунок та облік електроенергії передбачено на вводі до будинку.

Проектом передбачено багато природнього та штучного освітлення.

Проектом передбачається робоче, аварійне і евакуаційне освітлення.

В якості джерел світла прийняті лампи розжарювання, світильники для люмінесцентних ламп типу УСП-5.

Системи освітлення прокладаються в пластикових трубах в підготовці підлоги поверху вище та каналах, а також в штрабах стін і виконуються проводом, алюмінієвими жилами, кабелем АВВГ.

Електричне освітлення доріг та проїздів виконується світильниками зовнішнього освітлення типу ТКУ 01-250, які влаштовуються на залізобетонних опорах на кронштейнах.

1.9. Заходи захисту від ураження струмом

Проектом передбачено захист від ураження блискавками телевізійних антен і захисне заземлення електрощитової, ліфту, силової радіостанції. Всі металеві неструмоведучі частини електроприладів заземляються. В якості заземлення використано металеві труби електропроводників і нульові провідники системи.

РОЗДІЛ 2

РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ

2.1. Розрахунок збірної плити перекриття

2.1.1. Характеристика конструктивної та розрахункової схеми

Конструктивна схема будівлі з несучими цегляними стінами. Перекриття поверхів зі збірних залізобетонних плит.

Плиту перекриття виготовляють за поточно-агрегатною технологією з електротермічним натяганням на упори і тепловологістною обробкою. Товщина плити складає 0,22 (м), габаритні розміри: 7,18 × 1,49 (м).

Плита перекриття відноситься до третьої категорії тріщиностійкості, при цьому тривале розкриття тріщин не повинне перевищувати 0,3 мм. Розрахунок плити перекриття виконується з умови шарнірного обпирання на стіну.

Матеріал плити – бетон С25/30 з розрахунковим опором на стиск $f_{cd} = 14,5$ (МПа), розрахунковим опором на розтяг $f_{ctd} = 1,05$ (МПа), коефіцієнт умов роботи бетону [4]. Захисний шар бетону складає $a = 20$ (мм). Повздовжня арматура класу А600С, розрахунковий опір повздовжньої арматури $f_{yd} = 510$ (МПа) [6]. Поперечна арматура і зварні сітки із стержнів класу Вр-I, розрахунковий опір повздовжньої арматури:

$$f_{yd} = 375 \text{ (МПа)}, f_{ywd} = 270 \text{ (МПа)} \text{ при } \varnothing 3 \text{ мм};$$

$$f_{yd} = 365 \text{ (МПа)}, f_{ywd} = 265 \text{ (МПа)} \text{ при } \varnothing 4 \text{ мм};$$

$$f_{yd} = 360 \text{ (МПа)}, f_{ywd} = 260 \text{ (МПа)} \text{ при } \varnothing 5 \text{ мм [6]}.$$

Сітки виконані точковим зварюванням.

2.1.2. Визначення величин навантажень

Визначенні величин навантажень на плиту перекриття виконується відповідно до вимог ДБН В.1.2-2-2006 “Навантаження і впливи”. Значення рівномірно розподілених навантажень взяті з табл. 5.2 [1].

Таблиця 2.1 – Визначення величин навантажень на 1 м² плити

№, п/п	Вид навантаження	Характеристичне навантаження, Па	Кофіцієнт надійності за навантаженням		Розрахункові навантаження, Па	
			Експл. γ_{fE}	Гран. γ_{fm}	Експл.	Гран.
1	Постійне: Лінолеум, $\delta=5\text{мм}$, $\gamma=1800\text{ кг/м}^3$	90	1,0	1,2	90	108
2	Бітумна мастика $\delta=3\text{мм}$, $\gamma=1400\text{ кг/м}^3$	42	1,0	1,2	42	50
3	Стяжка із цементно-піщаного розчином товщ. 20 мм	360	1,0	1,3	360	468
4	Засипка із керамзитового гравію товщиною 50 мм	400	1,0	1,3	400	520
5	Плита перекриття	3140	1,0	1,1	3140	3450
	Всього				4032	4596
6	Тимчасове:	1500	1,0	1,3	1500	1950
	- в т. ч. тривале	350	1,0	1,3	350	455
	Разом повне	6612			5532	6546
	Постійне та тривале	5462			4382	5051

- постійне: $g = 4,38 \cdot 1,5 \cdot 0,95 = 6,24$ (кН/м);

- повне: $g + v = 5,53 \cdot 1,5 \cdot 0,95 = 7,88$ (кН/м);

Зусилля від розрахункових навантажень:

$$M = \frac{g + v \cdot l_0^2}{8} = \frac{9,33 \cdot 7,06^2}{8} = 58,1 \text{ (кН}\cdot\text{м)}; \quad (2.2)$$

$$Q = \frac{g + v \cdot l_0}{2} = \frac{9,33 \cdot 7,06}{2} = 32,9 \text{ (кН)}; \quad (2.3)$$

Зусилля від експлуатаційних навантажень:

$$M = \frac{g + v \cdot l_0^2}{8} = \frac{7,88 \cdot 7,06^2}{8} = 49,1 \text{ (кН}\cdot\text{м)}; \quad (2.4)$$

Зусилля від постійного і тривалого навантаження:

$$M = \frac{g + v \cdot l_0^2}{8} = \frac{6,24 \cdot 7,06^2}{8} = 38,9 \text{ (кН}\cdot\text{м)}; \quad (2.5)$$

2.1.3. Розрахунки по міцності перерізу, нормального до поздовжньої осі

ПЛИТИ

При розрахунках по міцності розрахунковий поперечний переріз плити приймається тавровим з полицею в стиснутій зоні (звиси полиць у розтягнутій зоні не враховуються).

$M = 58,1$ (кН·м). При $\frac{h_{eff}}{h} = \frac{31}{220} = 0,14 > 0,1$ розрахункова ширина

$b'_f = 1490 - 2 \cdot 15 = 1460 \leq 2 \cdot \left(\frac{1}{3} l_0\right) = 1843$ (мм). $h_0 = h - a = 220 - 30 = 190$ (мм).

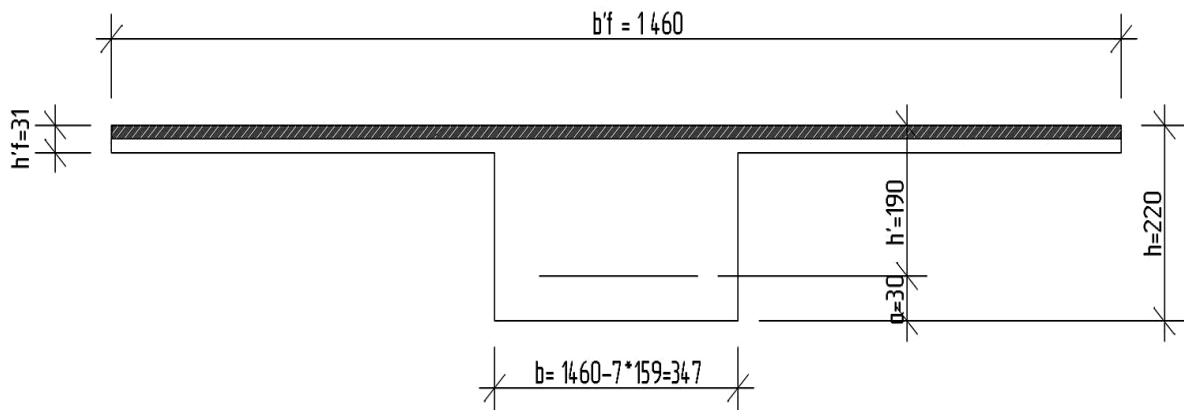


Рисунок .2.1 – Тавровий переріз плити

Перевіряємо умову:

$$f_{cd} b'_f h_{eff} (h - 0,5 h_{eff}) = 14,5 \cdot 10^3 \cdot 0,9 \cdot 1,46 \cdot 0,031 (0,19 - 0,5 \cdot 0,031) = 100,03 \text{ (кН·м)} >$$

$> M = 45,8$ (кН·м). Границя стиснутої зони проходить у полиці, розрахунки робимо як для прямокутного перетину шириною $b = b'_f = 1460$ (мм).

$$\alpha_m = \frac{M}{f_{cd} \cdot b'_f \cdot z_0^2}; \quad (2.8)$$

$$\alpha_\delta = \frac{58,1 \cdot 10^3}{14,5 \cdot 10^6 \cdot 0,9 \cdot 1,46 \cdot 0,19} = 0,016;$$

При $\alpha_\delta = 0,016$ $\xi = 0,019$, $\eta = 0,987$ [4].

Гранична відносна висота стиснутої зони визначається по формулі:

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{SR}}{\sigma_{sc,u}} \cdot \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)}; \quad (2.9)$$

де $\omega = \alpha - 0,008R_b = 0,8 - 0,008 \cdot 13,05 = 0,746$ – характеристика стислої зони бетону;

Гранична напруга в арматурах стислої зони: $\sigma_{sc,u} = 500$ (МПа) при $\gamma_{b2} = 0,9 < 1$;

$\sigma_{SR} = f_{yd} + 400 - \sigma_{cp} = 510 + 400 - 281,5 = 628,5$ (МПа) (попередня напруга прийнята з урахуванням повних втрат. $\sigma_{sp} = 0,7 \cdot 402,14 = 281,5$ (МПа);

$$\xi_R = \frac{0,746}{1 + \frac{628,5}{500} \cdot \left(1 - \frac{0,746}{1,1}\right)} = 0,53$$

Площа перетину розтягнутої арматури:

$$A_{sw} = \frac{M}{\gamma_{s6} \cdot f_{yd} \cdot \eta \cdot h_0}, \quad (2.10)$$

де γ_{s6} – коефіцієнт умови роботи арматури, що враховує опір арматур, що напружується, вище умовної границі текучості, $\gamma_{s6} = 1,2$.

$$\frac{58,1 \cdot 10^6}{1,2 \cdot 510 \cdot 0,987 \cdot 190} = 506,2 \text{ (мм}^2\text{)}$$

Приймаємо 5Ø12 A600C з $A_{sw} = 565$ (мм²).

2.1.4. Розрахунки плити за граничним станом другої групи

Пустотна плита, що експлуатується в закритому приміщенні з попередньо напруженою арматурою А600 задовольняє 3-й категорії вимог по тріщиностійкості, тобто допускається нетривале розкриття тріщин шириною $a_{crcl} = 0,4$ (мм) і тривале – $a_{crc2} = 0,3$ (мм). Прогин плити від дії постійної й тривалої навантажень відповідно [4] не повинен перевищувати:

$$\frac{l_0}{200} = \frac{7060}{200} = 35,3 \text{ (мм)}.$$

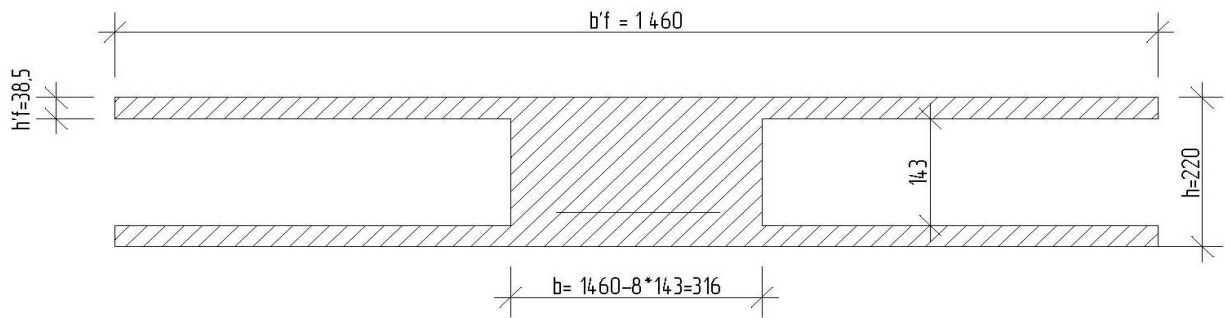


Рисунок 2.2 – Двотавровий переріз плити

Геометричні характеристики даного перетину наведені на рисунку 3.13:

-товщина полиць: $h_{eff} = h = (22,0 - 14,3) - 0,5 = 3,85$ (см),

-ширина ребра: $b' = b_f - n \cdot b = 146 - 8 \cdot 14,3 = 31,6$ (см),

-ширина пустот; $b_p = 146 - 41,6 = 104,4$ (см).

Площа наведеного перетину рівна:

$$A_{red} = A - \alpha \cdot A_{sp} \quad (2.13)$$

$$A_{red} = 146 \cdot 22 - 104,4 \cdot 14,3 = 1719,1 \text{ (см}^2\text{)}$$

Відстань від нижньої грані до центру ваги наведеного перетину:

$$y_0 = 0,5 \cdot h = 0,5 \cdot 220 = 110 \text{ (мм)}.$$

Момент інерції наведеного перетину щодо його центру ваги:

$$I_{red} = 146 \cdot 22^3 / 12 - 104,4 \cdot 14,3^3 / 12 = 104110,1 \text{ (см}^4\text{)}$$

Момент опору наведеного перетину відносно грані, розтягнутої від зовнішнього навантаження:

$$W_{red}^{int} = \frac{I_{red}}{y_0} = W_{red}^{sup} \quad (2.14)$$

$$W_{red}^{int} = \frac{104101,1}{11} = 9464,6 \text{ (см}^3\text{)} = W_{red}^{sup} \text{ (стиснутої від зовнішнього}$$

навантаження).

$$r = 0,85; W_{red} / A_{red} = 0,85 \cdot 9464,6 / 1719,1 = 4,68 \text{ см} = r_{inf}$$

Для даних симетричних двотаврових перетинів при:

$$\frac{b'_f}{b} \approx \frac{1460}{316} = 4,62 < 6; \quad \frac{h_f}{h} \approx \frac{38.5}{220} = 0,18 < 0,2; \quad \gamma = 1,5$$

Пружно-пластичний момент опору вздовж розтягнутої зони, обумовлений формулою:

$$W_{pl}^{int} = \gamma \cdot W_{red}^{int} = W_{pl}^{sup}; \quad (2.15)$$

$$W_{pl}^{int} = 1,5 \cdot 9464,6 = 14196,9 \text{ см}^3 = W_{pl}^{sup}$$

Визначимо перші втрати попередньої напруги арматури.

Втрати від релаксації напруг в арматурах при електротермічному способі натягу стрижневої арматур:

$$\sigma_1 = 0,03 \cdot \sigma_{sp} = 0,03 \cdot 472 = 14,16 \text{ (МПа)}.$$

Температурний перепад (різниця температур натягнутої арматур у зоні нагрівання й пристрою, що сприймає зусилля натягу при прогріві бетону):

$$\sigma_2 = 0$$

Втрати від деформації анкерів при механічному способі натягу рівні:

$$\sigma_3 = 0; \sigma_4 = 0; \sigma_5 = 0$$

Зусилля стиснення з урахуванням втрат $\sigma_1 \dots \sigma_5$ обчислюється за формулою:

$$P_1 = A_{sp} (\sigma_{sp} - \sigma_1); \quad (2.16)$$

$$P_1 = 565(472 - 14,16) = 258,68 \cdot 10^3 \text{ (Н)}.$$

Його ексцентриситет щодо центру ваги наведеного перетину рівний:

$$e_{op} = y_0 - a = 11 - 3 = 8 \text{ (см)}$$

Втрати від швидконапливаючої повзучості бетону. Обчислимо напругу в бетоні σ_{bp} в середині прольоту від дії сили P_1 й згинального моменту від маси плити. Навантаження від маси плити шириною 1,5 м рівна:

$$\sigma_{bp} = \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{(P_1 \cdot e_{op} \cdot y_0)}{I_{red}}; \quad (2.17)$$

$$\sigma_{bp} = \frac{258,68 \cdot 10^3}{1719,1} + \frac{(258,68 \cdot 10^3 \cdot 8 \cdot 11)}{1041101} = 3,69 \text{ (МПа)}$$

$$y = h - y_0 = 220 - 110 = 110 \text{ (мм)}$$

Призначаємо передатну міцність бетону з умови: $\sigma_{bp} / f_{ctd} \leq 0,75$;

$$f_{ctd} = 3,69/0,75=4,92 \text{ (МПа)}.$$

Бетон класу С25-30, приймаємо $f_{ctd}=12,5$ (МПа), тоді:

$$\sigma_{bp} / f_{ctd} = 3,69 / 12,5 = 0,30.$$

Стискаюча напруга в бетоні на рівні центру ваги площі, що напружує арматуру:

$$\sigma_{bp} = \frac{P}{A_{red}} + \frac{P \cdot l_{on}}{I_{red}} ; \quad (2.18)$$

$$\sigma_{bp} = \frac{258,68 \cdot 10^3}{1719,1} + \frac{(258,68 \cdot 10^3 \cdot 8^2)}{1041101} = 3,09 \text{ (МПа)}$$

Втрати від швидконапливаючої повзучості бетону σ_6 :

- на рівні розтягнутої арматур:

$$\alpha = 0,25 + 0,025 \cdot R_{bp} = 0,25 + 0,025 \cdot 12,5 = 0,56 < 0,8;$$

$$\frac{\sigma_{bp}}{f_{ctd}} = \frac{2,15}{12,5} = 0,17 < \alpha = 0,56,$$

-та втрати від швидконапливаючої повзучості:

$$\sigma_6 = 0,85 \cdot 40 \frac{\sigma_{bp}}{f_{ctd}} = 0,85 \cdot 40 \cdot 0,17 = 5,78 \text{ (МПа)}$$

Визначимо перші втрати: $\sigma_{los1} = \sigma_1 + \sigma_6 = 14,16 + 5,78 = 19,94$ (МПа)

Тоді зусилля стиснення з обліком перших втрат буде рівно:

$$P_1 = A_{sp}(\sigma_{sp} - \sigma_{los1}); \quad (2.19)$$

$$P_1 = 565(472 - 19,94) = 255,4 \cdot 10^3 \text{ (Н)}$$

Обчислимо максимальну стискаючу напругу в бетоні від дії сили P_1 без обліку власної маси:

$$\sigma_{bp} = \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{P_1 \cdot e_{0p}^2}{I_{red}} ; \quad (2.20)$$

$$\sigma_{bp} = \frac{255,4 \cdot 10^3}{1719,1} + \frac{(255,4 \cdot 10^3 \cdot 8^2)}{1041101} = 3,06 \text{ (МПа)}$$

Оскільки $\frac{\sigma_{bp}}{f_{ctd}} = \frac{2,13}{12,5} = 0,17$ $\frac{\sigma_{bp}}{f_{ctd}} = 0,25 < 0,95$, вимоги задовольняються.

Визначимо інші втрати попередньої напруги:

Втрати від усадки бетону $\sigma_8 = 35$ (МПа)

$$\sigma_9 = 150 \cdot \alpha(\sigma_{bp} / R_{bp}); \quad (2.21)$$

$$\sigma_9 = 150 \cdot 0,85 \cdot 0,17 = 21,68 \text{ (МПа)}$$

Разом другі втрати:

$$\sigma_{los2} = \sigma_8 + \sigma_9 = 35 + 21,68 = 56,68 \text{ (МПа)}$$

Повні втрати:

$$\sigma_{los} = 56,68 + 19,94 = 76,6 < 100 \text{ (МПа)}, \text{ приймаємо } \sigma_{los} = 100 \text{ (МПа)}$$

Зусилля стиснення з урахуванням сумарних втрат буде рівно:

$$P_2 = A_{sp}(\sigma_{sp} - \sigma_{los}); \quad (2.22)$$

$$P_2 = 565 \cdot (472 - 100) = 210,18 \cdot 10^3 \text{ (Н)}$$

2.1.5. Розрахунок розкриття тріщин

Приймаємо: $M_r = M_{tot} = 49,1$ (кН·м), $\gamma_f = 1$, $\gamma_{sp} = 0,9$.

$$M_{rp} = P_2(e_{op} + r_{sup}); \quad (2.23)$$

$$M_{rp} = 0,9 \cdot 210810(8 + 4,76) = 24209420 \text{ (Н·см)}$$

$$M_{crc} = f_{ctk} W_{pl}^{inf} + M_{rp}; \quad (2.24)$$

$$M_{crc} = 1,6 \cdot 15074,6 \cdot (100) + 24209420 = 52,3 \cdot 10^5 \text{ (Н·см)}$$

Оскільки $M_{crc} = 52,3$ (кН·м) $> M_r = 49,1$ (кН·м), тріщини у розтягнутій зоні не утворюються. Перевіряємо чи утворюються початкові тріщини ще у верхній зоні плити, коли її обтиснення $\gamma_{sp} = 1,1$.

Розрахункові умови:

$$\gamma_{sp} \cdot P_1 \cdot (e_{op} - r_{inf}) \leq W_{pl}' ; \quad (2.25)$$

$$1,1 \cdot 179900 \cdot (8 - 4,76) = 582876 \text{ (Н·см)}$$

$$f_{ctd} \cdot W_{pl}' = 1 \cdot 15074,6 \cdot (100) = 11507400 \text{ (Н·см)}$$

$f_{ctd} = 1 \text{ МПа}$ – для бетону В25.

$1\ 507\ 400 > 582\ 876 \text{ (Н}\cdot\text{см)}$ – отже тріщини не утворюються.

2.1.6. Розрахунки прогину плити

Розрахунки прогину плити виконуємо з урахуванням розкриття тріщин від дії постійних і тривалих навантажень.

Знаходимо кривизну від дії постійної й тривалої навантажень :

$$M_1 = 38,9 \text{ (кН}\cdot\text{м)}, \gamma_{sp} = 1, N_{tot} = P_2 \cdot 0,9 = 210,81 \cdot 0,9 = 189,7 \text{ (кН)};$$

$$f = \frac{l_0}{200} = \frac{7060}{200} = 35,3 \text{ (мм)}$$

$$I_{tot} = M/N_{tot}; \quad (2.26)$$

$$I_{tot} = 3890000/189700 = 20,5 \text{ (см)},$$

$$\varphi_m = 1,6 \cdot 15074,6 \cdot (100) / (3890000 - 1678960,8) = 1,08 > 1$$

приймаємо $\varphi_m = 1$;

$$\xi = h'_f / h_o = 3,85 / 19 = 0,203, \psi_s = 1,25 - 0,8 = 0,45 < 1,$$

$$z_1 = h_o \left[1 - \frac{\xi^2}{2\xi} \right] = 19 \left[1 - \frac{0,203^2}{2 \cdot 0,203} \right] = 17,07 \quad (2.27)$$

$$\left(\frac{1}{r} \right)_2 = \frac{M \cdot \varphi_{b2}}{\varphi_{b1} \cdot E_b \cdot I_{red}}; \quad (2.28)$$

$$\left(\frac{1}{r} \right) = \frac{3890000}{19 \cdot 17,07(100)} \cdot \left(\frac{0,45}{190000} + \frac{0,9}{0,15 \cdot 30000 \cdot 600,6} \right) - \frac{131600}{19} \cdot \frac{0,45}{19000 \cdot 3,93(100)} = 4,8 \cdot 10^{-4} \text{ (см}^{-1}\text{)},$$

де $\psi_b = 0,9$; $\nu = 0,15$ – при тривалій дії навантаження

$$A_c = 156 \cdot 3,85 = 600,6 \text{ (см}^2\text{)}$$

Прогин плити без обліку вигину від усадки й повзучості бетону при попередньому обтисненні буде рівний:

$$f = \left(\frac{1}{r} \right) \varphi_m l_0^2 < f_u = \frac{l_0}{200}; [7] \quad (2.29)$$

$$f = \frac{5}{48} \cdot 7,06^2 \cdot 4,8 \cdot 10^{-4} = 24,9 \text{ (мм)} < 35,3 \text{ (мм)}.$$

Отже, фактичний прогин плити знаходиться в межах допустимого.

2.2. Розрахунок монолітної плити перекриття

2.2.1. Характеристика конструктивної схеми

Конструктивна схема будівлі з несучими зовнішніми та внутрішніми цегляними стінами та монолітними залізобетонними плитами перекриття.

Стіни будівлі виконуються із силікатної цегли М200 на цементно-піщаному розчині М100, товщина стін становить 640 і 510 мм.

В даному розділі виконуємо розрахунок монолітної залізобетонної плити перекриття типового поверху. Розрахунок виконується у програмному комплексі “МОНОМАХ”, розрахункова схема перекриття наведена на рис. 2.1.

Плита перекриття типового поверху – монолітна залізобетонна безбалочного типу, опирається на несучі цегляні стіни. Товщина плити складає 200 мм. Плита виконується з бетону С25/30 з розрахунковим опором на стиск $f_{cd} = 14,5$ (МПа) [2], розрахунковим опором на розтяг $f_{ctd} = 1,05$ (МПа)[2], коефіцієнт умов роботи бетону [2]. Захисний шар бетону приймаємо не менше $a = 20$ (мм) [3].

Робоча арматура плити – класу А500С, розрахунковий опір робочої арматури $f_{yd} = 435$ (МПа)[4]. Поперечна і монтажна арматура класу А240С, розрахунковий опір поперечної арматури : $f_{yd} = 225$ (МПа), $f_{ywd} = 175$ (МПа)[4]. Армування плити виконується двома сітками, які виконані точковим електрозварюванням.

2.2.2 Визначення величин навантажень

Таблиця 2.2 – Визначення величин навантажень на 1 м² плити

№, п/п	Вид навантаження	Характери- стичне навантаження, Па	Коефіцієнт надійності за навантаженням		Розрахункові навантаження, Па	
			Експл. γ_{fE}	Гран. γ_f^m	Експл.	Гран.
1	Постійне: Лінолеум, $\delta=5\text{мм}$, $\gamma=1800\text{ кг/м}^3$	90	1,0	1,2	90	108
2	Бітумна мастика $\delta=3\text{мм}$, $\gamma=1400\text{ кг/м}^3$	42	1,0	1,2	42	50
3	Стяжка із цементно- піщаного розчином товщ. 20 мм	360	1,0	1,3	360	468
4	Засипка із керамзитового гравію товщ. 50 мм	400	1,0	1,3	400	520
5	Плита перекриття	5000	1,0	1,1	5000	5500
	Всього				5892	6646
6	Тимчасове:	1500	1,0	1,3	1500	1950
	- в т.ч. тривале	350	1,0	1,3	350	455
	Разом повне Постійне та тривале				7392 6242	8596 7101

2.2.3. Розрахунок плити перекриття

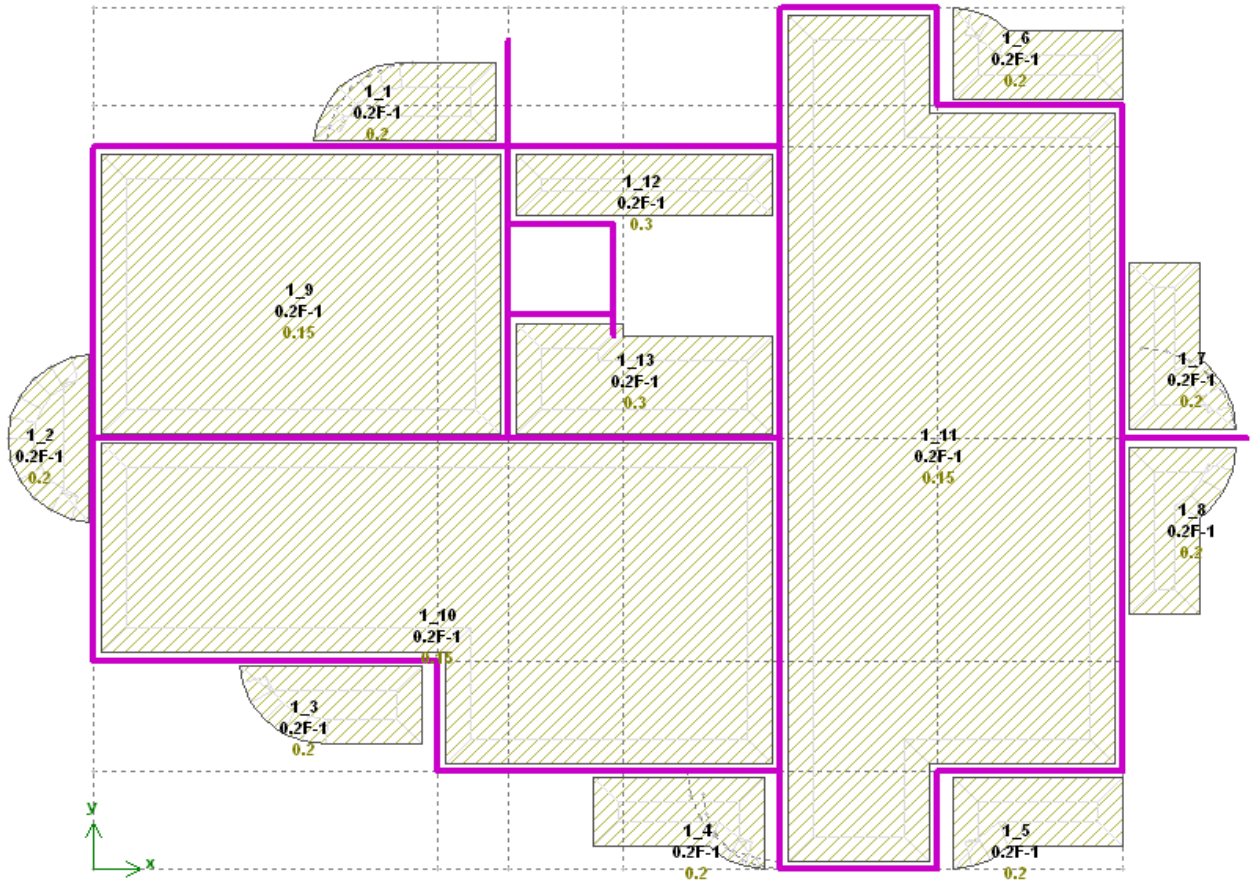


Рисунок 2.3 – Розрахункова схема перекриття будівлі

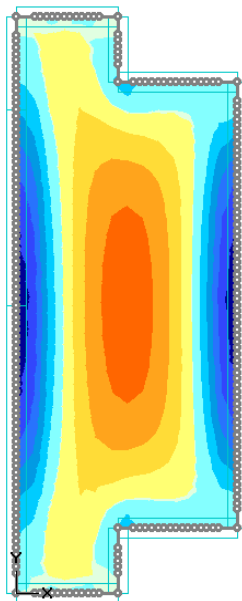
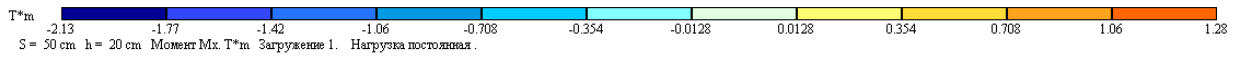


Рисунок 2.4 – Згинальні моменти плити відносно осі X.

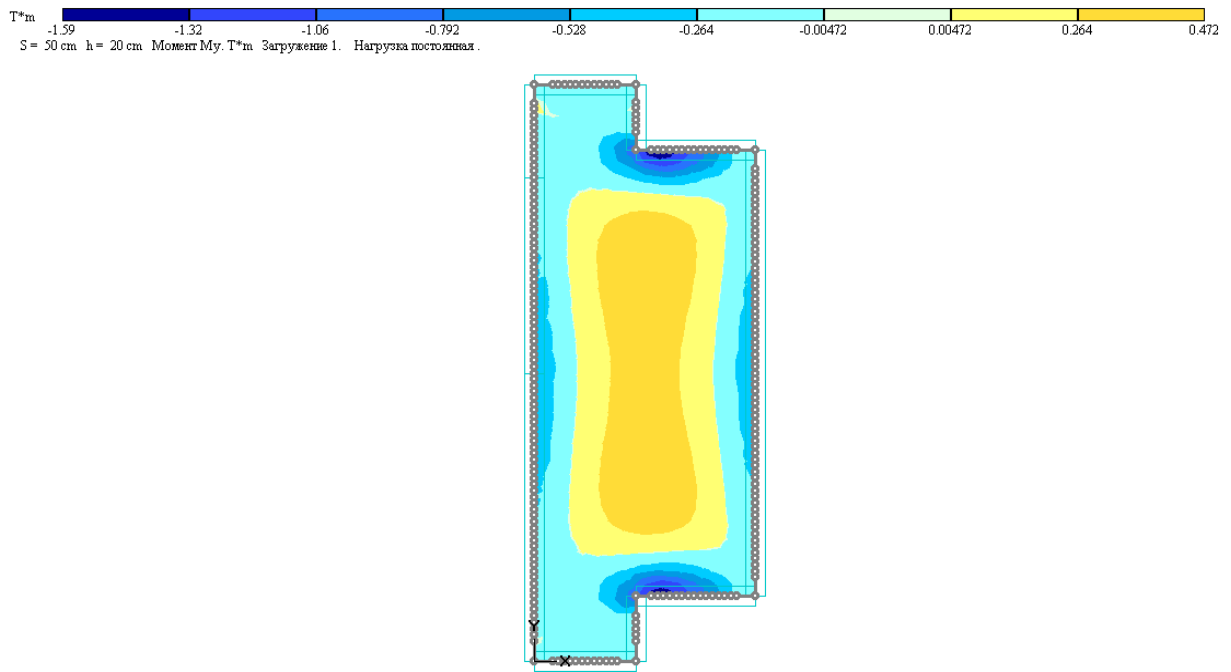


Рисунок 2.5 – Згинальні моменти плити відносно осі Y .

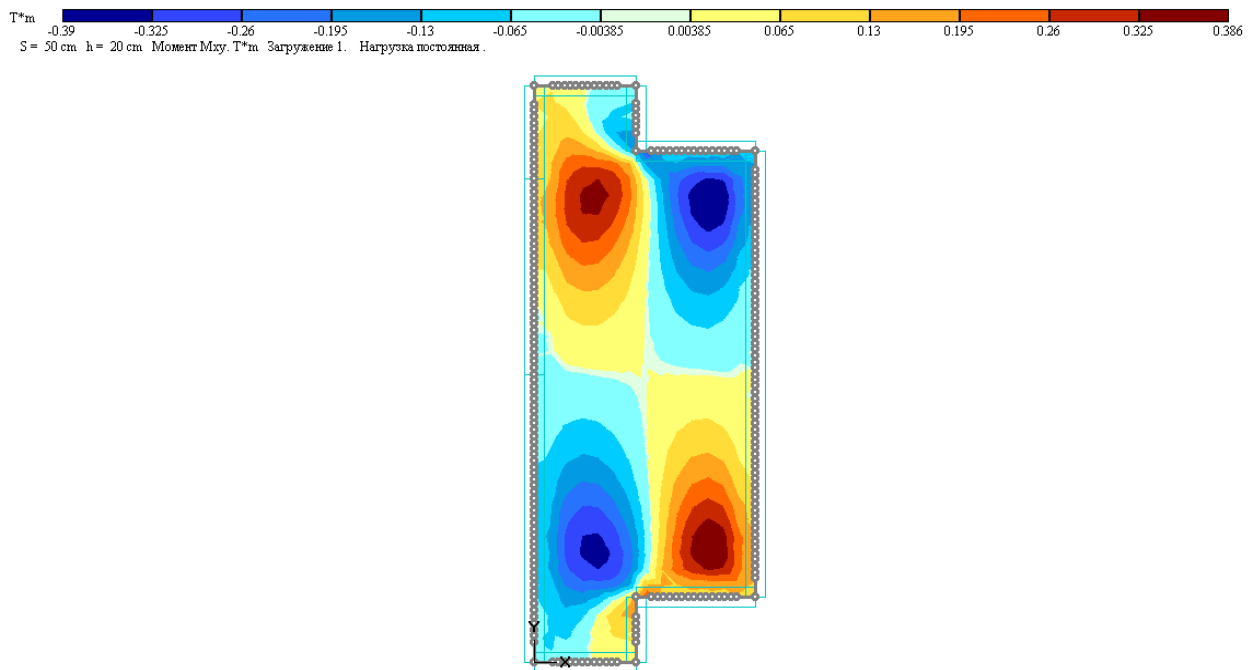


Рисунок 2.6 – Згинальні моменти плити відносно XY .

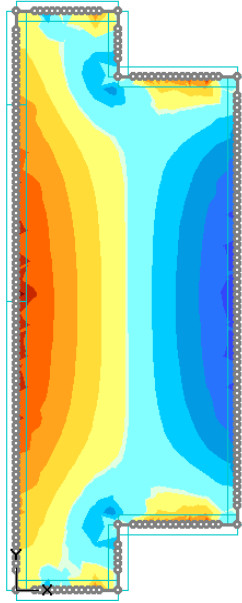
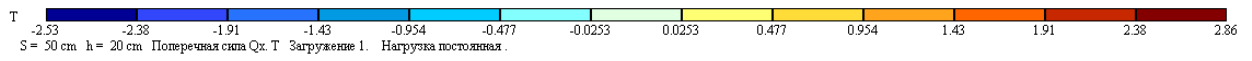


Рисунок 2.7 – Поперечні сили плити по осі X.

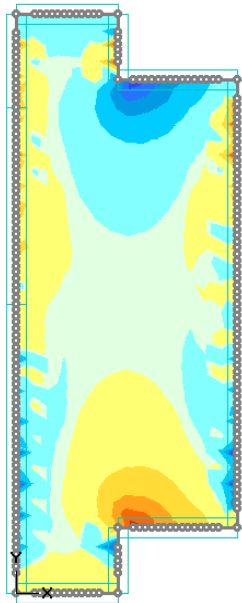
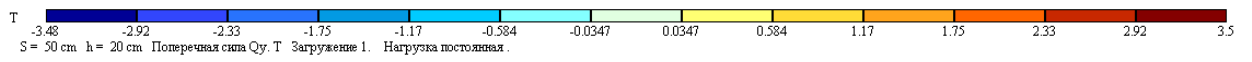


Рисунок 2.8 – Поперечні сили плити по осі Y.

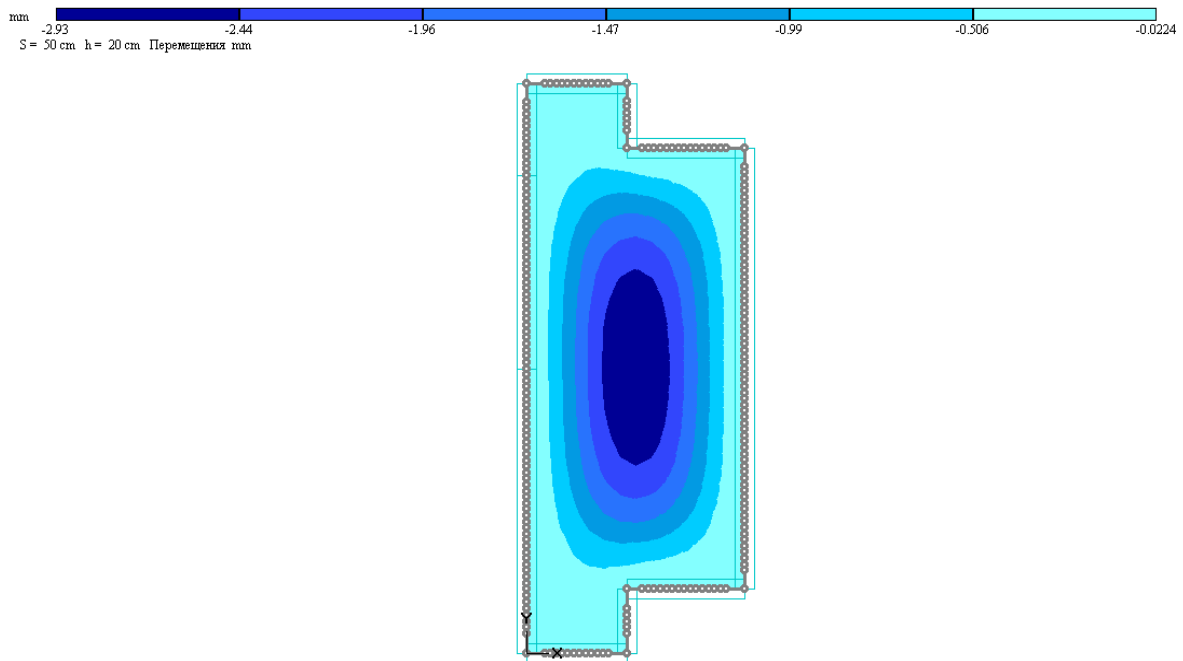


Рисунок 2.9 – Розрахункові прогини плити.

2.2.4. Аналіз результатів та конструювання плити перекриття

В результаті проведених розрахунків визначено максимальне переміщення відносно вертикальної осі, яке становить 2,93 мм. При прольоті плити 7,1 м це значення переміщення знаходиться в межах допустимого, яке становить $f_{\text{дп}} = 7100/250 = 28,4$ мм. Отже, можна зробити висновок що жорсткість плити перекриття забезпечена.

Максимальне значення згинального моменту становить $-2,13 \text{ тс} \cdot \text{м}$.

Максимальне значення поперечної сили – 3,5 тс.

У відповідності до результату розрахунку приймаємо армування плити двома арматурними сітками, вздовж верхньої та нижньої граней плити. Сітки складається зі стержнів арматури $\text{Ø}8$ класу А500С. Крок арматури в обох напрямках становить 200 мм.

На опорних ділянках плити, де необхідна по розрахунку площа верхньої арматури перевищує прийняту, влаштовуємо додаткові стержні $\text{Ø}8$ і $\text{Ø}10$ мм з кроком 200 мм. Додаткові стержні розташовані зі зміщенням 100 мм відносно стержнів верхньої сітки.

2.3. Оцінка умов будівництва

Земельна ділянка під будівництво 9-ти поверхового житлового будинку розташована у м. Полтава

Рельєф ділянки переважно спокійний.

Вітровий район – II [1].

Сніговий район – II [1].

Клас споруди за ступенем відповідальності – II [1].

Нормативна глибина максимального сезонного промерзання ґрунту – 0,8 м [2].

2.3.1. Коротка технічна характеристика будівлі

У конструктивному відношенні будівля - безкаркасна споруда з поздовжніми несучими стінами з цегли, перекриттям з збірних залізобетонних панелей.

Будівля дев'ятиповерхова, з підвалом висотою 2,7 м.

Покрівля суміщена відповідно із чотирьох шарів руберойду.

Товщина несучої частини зовнішніх несучих стін – 0,51 м, внутрішніх – 0,38м (до четвертого поверху 0,51 м). Цокольна і підземна частина стін виконуються з збірних бетонних блоків.

2.3.2. Аналіз інженерно-геологічних умов будівельного майданчика

Інженерно-геологічна будова майданчику зображена на розрізі (див. графічну частину). Ґрунт інженерно-геологічних елементів №2-5 (ІГЕ№2-5) – осідаючий.

Тип ґрунтових умов за просідання – перший.

Ґрунтові води залягають на глибині 8,0-9,0 м. Коливання рівня ґрунтових вод

може досягати $\pm 1,0$ м. Ґрунтові води не являються агресивними до руйнування бетону конструкцій.

У таблицях 3.1, 3.2 представлені фізико-механічні характеристики ґрунтів.

2.4. Збір навантажень на фундамент

Вага 1 м² зовнішньої стіни з : $18 \cdot 0,51 + 9 \cdot 0,1 = 10,2$ кН.

Висота поверху 2,8 м.

Вага 1 м² плит перекриття – 3,2 кН.

Вага 1 м² конструкції підлоги – 1,0 кН.

Вага 1 м² конструкції покрівлі:

- гравій 0,15 кН;
- 4 шари руберойду 0,25 кН;
- цементна стяжка $0,025 \cdot 20 = 0,50$ кН;
- пінобетон $0,15 \cdot 10 = 1,50$ кН;
- Разом 2,40 кН.

Вага перегородок на 1 м² підлоги – 1 кН.

Площа вікон складає 0,15 від площі зовнішніх стін.

Таблиця 2.3 – Фізико-механічні характеристики ґрунтів

№ ПЕ	Найменування ґрунтів	Потужність шару, м	Питома вага	Вологість	Питома вага частинок ґрунту	Питома вага сухого ґрунту	Коефіцієнт пористості	Ступінь вологості	Вологість на межі текучості	Вологість на межі пластичності	Число пластичності	Показник текучості	Питоме зчеплення	Кут внутрішнього тертя	Модуль деформації
1	Ґрунтово-рослинний шар	0,3	16,8	Для природної основи фундаментів не рекомендується											
2	Суглинок напівтвердий, важкий, бурий, гумусова ний, просідаючий. Найвні орган.рештки	1,3-1,5	17,4	0,22	26,8	14,3	0,89	0,66	0,34	0,18	0,16	0,25	13	15	7
3	Суглинок напівтвердий, жовтий з карбонатними солями, просідаючий	1,3-1,4	17,6	0,19	26,8	14,8	0,82	0,62	0,27	0,18	0,09	0,21	14	17	7
4	Суглинок напівтвердий, важкий бурий з карбонатними солями, просідаючий з прошарком напівтвердої глини	2,9-3,0	18,2	0,19	26,8	15,3	0,75	0,68	0,32	0,18	0,14	0,17	16	17	9
5	Суглинок напівтвердий, жовто-сірий	2,1-2,6	18,2	0,18	26,8	15,4	0,74	0,66	0,30	0,18	0,12	0,30	15	17	10
6	Суглинок туго пластичний, запіскований, жовтий, жовто-бурий, з прошарком напівтвердого суглинку	1,0-1,9	18,3	0,22	26,8	15,0	0,79	0,75	0,30	0,18	0,12	0,35	11	19	10
7	Суглинок напівтвердий, важкий, жовто-бурий, з прошарком напівтвердої глини	2,2-3,1	19,0	0,20	27,0	15,9	0,70	0,76	0,34	0,18	0,16	0,11	10	21	14
8	Глина тверда, дресв'яна, жовто сіра, запіскована	0,2-0,3	20,0	0,17	27,4	17,1	0,61	0,76	0,39	0,20	0,19	<0	25	23	22

№ ПЕ	Найменування ґрунтів	Потужність шару, м	Питома вага	Вологість	Питома вага частинок ґрунту	Питома вага сухого ґрунту	Коефіцієнт пористості	Ступінь вологості	Вологість на межі текучості	Вологість на межі пластичності	Число пластичності	Показник текучості	Питоме зчеплення	Кут внутрішнього тертя	Модуль деформації
			γ , кН/м ³	w	γ_s , кН/м ³	γ_d , кН/м ³	e	S_r	w _L	w _P	I _p	I _L	c, кПа	ϕ , град.	E, МПа
9	Глина тверда записована бурова то-сірого кольору з дутиками, з дресвою 5-10%	0,2-2,0	19,9	0,18	27,4	16,8	0,64	0,79	0,40	0,20	0,20	<0	25	20	19
10	Пісок сірий, жовтий, мілкий, водонасичений, з прошарками крупного піску, суглинку та включ. дресви 15%	0,5-1,9	19,8	0,21	26,6	16,4	0,61	0,92	-	-	-	-	3	32	32
11	Суглинок туго пластичний, дресв'яний, сірий, записований, з прошарками твердої глини	0,2-0,5	20,1	0,21		16,6	0,64	0,89	0,30	0,18	0,12	0,26	18	19	16
12	Кора вивітрювання скельних ґрунтів, яка представлена дресв'яним ґрунтом з піщаним заповнювачем	0,4-0,5	Розрахунковий опір R=20 000 кПа												
13	Скельний ґрунт – сильно вивітрений граніт	Необмеж.	Розрахунковий опір R=20 000 кПа												

Таблиця 2.4 – Розрахункові значення при урахуванні певних можливих змін (у процесі будівництва і експлуатації) інженерно-геологічних і гідрогеологічних умов та властивостей ґрунтів

№ ПЕ	Найменування ґрунтів	$\frac{\gamma_{II}}{\gamma_I}$	I_L	$\frac{c_{II}}{c_I}$	$\frac{\varphi_{II}}{\varphi_I}$	E
1	Суглинок напівтвердий, важкий, бурий, гумусований, просідаючий. Наявні орган.рештки	$\frac{17,3}{17,2}$	0,75	$\frac{13}{9}$	$\frac{15}{13}$	7
2	Суглинок напівтвердий, жовтий з карбонатними солями, просідаючий	$\frac{17,5}{17,4}$	>1	$\frac{14}{9}$	$\frac{17}{15}$	7
3	Суглинок напівтвердий, важкий бурий з карбонатними солями, просідаючий з прошарком напівтвердої глини	$\frac{18,1}{18,0}$	0,50	$\frac{16}{11}$	$\frac{17}{15}$	9
4	Суглинок напівтвердий, жовто-сірий	$\frac{18,1}{18,0}$	0,58	$\frac{15}{10}$	$\frac{17}{15}$	10
5	Суглинок туго пластичний, запіскований, жовтий, жовто-бурий, з прошарком напівтвердого суглинку	$\frac{18,2}{18,1}$	0,70	$\frac{11}{9}$	$\frac{19}{17}$	10
6	Суглинок напівтвердий, важкий, жовто-бурий, з прошарком напівтвердої глини	$\frac{18,9}{18,8}$	0,34	$\frac{10}{9}$	$\frac{21}{20}$	14
7	Глина тверда, дресв'яна, жовто сіра, запіскована	$\frac{19,9}{19,8}$	0	$\frac{25}{17}$	$\frac{23}{20}$	22
8	Глина тверда запісована бурова то-сірого кольору з дутиками, з дресвою 5-10%	$\frac{19,8}{19,7}$	0,05	$\frac{25}{17}$	$\frac{20}{17}$	19

9	Пісок сірий, жовтий, мілкий, водонасичений, з прошарками крупного піску, суглинку та включ. дресви 15%	$\frac{19,7}{19,6}$	-	$\frac{3}{2}$	$\frac{32}{29}$	32
10	Суглинок туго пластичний, дресв'яний, сірий, запискований, з прошарками твердої глини	$\frac{20,0}{19,9}$	0,26	$\frac{18}{15}$	$\frac{19}{17}$	16

Таблиця 2.5 – Визначення типу ґрунтових умов від просідання

№ІГЕ	Глибина відбирання, м	Природний тиск в середині шару, кПа	Відносне просідання, ϵ_{sl} , при p, кПа							Початковий тиск просідання, p_{sl} , кПа
			Природний	50	100	150	200	250	300	
2	1,2	11	0,000	0,002	0,005	0,010	0,025	0,024	0,022	110
3	2,2	32	0,001	0,002	0,006	0,009	0,013	0,023	0,028	160
4	3,2	49	0,006	0,006	0,009	0,010	0,013	0,024	0,028	165
4	4,2	69	0,006	0,003	0,006	0,006	0,015	0,023	0,030	180

Таблиця 2.6 - Навантаження на 1 п. м фундаменту середньої несучої стіни по осі Г

Найменування навантаження і формула підрахунку	X^n , кН	γ_f	X, кН
<u>1 Постійні вертикальні навантаження</u>			
1. Вага стіни підвалу 0,5x2,9x25	35,0	1,1	38,5
2. Вага стіни (11,2x0,51+16,5x0,38)x18,0	215,7	1,1	237,2
3. Вага плит перекриття 3,2x5,4x11	191,8	1,1	211,0
4. Вага конструкції підлоги 1,0x5,45x9	54,5	1,3	70,9
5. Вага покрівлі 2,4x5.45	<u>13,1</u>	1,3	<u>17,0</u>
Всього:	509,5		573,9
<u>2.Тимчасові вертикальні навантаження</u>			
1. Корисне навантаження на перекриття			
1,5x5.45x9x0,6	49,1	1,3	63,8
2. Навантаження від перегородок 1,0x5,45x9	54,5	1,2	65,4
3. Снігове навантаження 0,7x5,45	<u>3,8</u>	1,4	<u>5,3</u>
Всього:	107,4		134,5

Одним з несприятливих сполученням навантажень для фундаменту середньої стіни буде являтися їх сума з урахуванням коефіцієнтів сполучень.

Припускаючи коефіцієнт надійності за призначенням ($\gamma_n = 0,95$) [1], маємо:

$$N^n = (\sum N_i^{\text{пост.}} + 0,9\sum N_i^{\text{тим.корот.}} + 0,95\sum N_i^{\text{тим.трив.}}) \gamma_n = (509,5 + 0,95 \times 107,4) \times 0,95 = 581,0 \text{ кН/м.п.};$$

$$N = (\sum N_i^{\text{пост.}} + 0,9\sum N_i^{\text{тим.корот.}} + 0,95\sum N_i^{\text{тим.трив.}}) \gamma_n = (573,9 + 0,95 \times 134,5) \times 0,95 = 666,6 \text{ кН/м.п.}$$

2.5. Обґрунтування вибору фундаментів

Оскільки навантаження на фундамент значні, а з поверхні залягають осідаючі і слабкі глинисті ґрунти, то у варіанті фундаменту мілкового закладання може розглядатись тільки плитний фундамент.

Варіант 1. Обираємо суцільну плоску плиту, як найбільш зручний варіант у технологічному відношенні.

У якості метода будівництва в умовах наявності осідаючих ґрунтів обираємо улаштування фундаментів мілкового закладання з забезпеченням відсутності просадок протягом експлуатації, тобто навантаження по підшві плитного фундаменту не повинне перевищувати початкового тиску просідання.

Глибину закладання фундаменту призначаємо з таких міркувань.

1. Аналізуючи геологічні умови, представлені у таблицях 3.1, 3.2, у якості основи фундаментів обираємо ІГЕ№3 – суглинок напівтвердий, жовтий осідаючий, оскільки два вище залягаючі шари непридатні як основа для фундаменту. З умови заглиблення фундаменту у несучий шар на глибину не менше 0,5 м, глибина закладання фундаменту з геологічних умов не менше $d=1,6+0,5=2,4$ м.

2. Підземна частина стіни зводиться з збірних бетонних блоків ФБС-4 або ФБС 5. Чотири ряди блоків забезпечують потрібну за геологічними умовами глибину закладання фундаменту і потрібну за архітектурно-планувальним рішенням висоту цоколя. (Висота блока 600 мм, висота монолітного плитного фундаменту не менше 500 мм).

Виходячи висоти підвалу, збільшуємо глибину закладання до відмітки - 3,75 м, що відповідає відстані до поверхні ґрунту в середньому $d=2,75$ м.

3. Виходячи з кліматичних умов, глибина закладання фундаменту повинна бути більшою за розрахункове значення глибини сезонного промерзання ґрунтів у даній місцевості. Нормативне значення глибини сезонного промерзання для території Полтавської області складає 0,8 м. Оскільки будівля опалювана, розрахункове значення глибини промерзання буде менше за нормативне, тому при глибині закладання $d = 2,75$ м, вибраної з інших

міркувань, умова заглиблення фундаменту нижче глибини промерзання буде виконана.

Отже остаточно зупиняємось на величині глибини закладання плитного фундаменту $d = 2,75$ м.

Варіант 2. У якості другого варіанту обираємо забивні призматичні висячі палі з спиранням нижніх кінців на шар ґрунту ІГЕ №5, суглинок напівтвердий.

Глибину закладання ростверку приймаємо на 0,6 м нижче підлоги підвалу виходячи з конструктивних міркувань. Глибина закладання підшви ростверку від підлоги першого поверху $2,95 + 0,6 + 0,2 = 3,75$ м.

Варіант 3. У якості третього варіанту приймаємо набивні палі, що спираються на мілкий пісок (ІГЕ №10).

2.6. Розрахунок фундаменту в варіанті суцільної плити

2.6.1. Підбір товщини плити

Згідно до [3], мінімальна товщина плитового фундаменту $h_{\min} = 300$ мм, а найбільш максимальний виліт консолей (відстань від краю плити до зовнішньої грані стіни підвалу) $l_{\text{консолі max}} = 3,0$ м.

Будемо брати для плити бетон класу В15: $R_b = 8,5$ МПа; $R_{bt} = 0,75$ МПа.

Найбільш мала товщина плити з умови продавлювання від найбільш навантаженої стіни підвалу (див. рисунок 3.1) може бути розрахована з умови міцності на продавлювання [4].

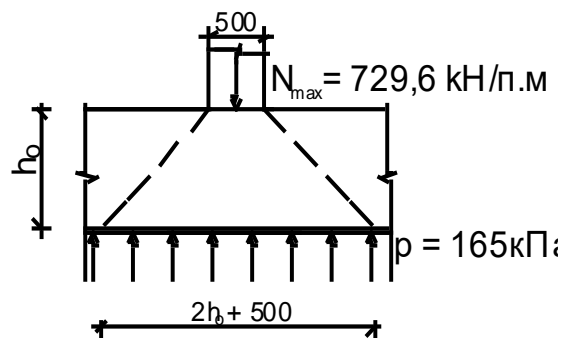


Рисунок 2.1 – Розрахункова схема роботи плити на продавлювання

$$N - p(2h_0 + 0,5) \leq R_{bt} u_m h_0, \quad (3.1)$$

де u_m – середнє значення периметру піраміди продавлювання, яке в випадку погонного прикладання центрального навантаження $u_m = 2,0$ м.

$$729,6 - 165(2 h_0 + 0,5) \leq 750 \times 2 \times h_0;$$

$$h_0 \geq 0,36 \text{ м.}$$

Підберемо товщину плити за умови міцності похилих перерізів на дію поперечної сили. Проектуємо плиту без робочого поперечного армування, тоді, згідно до [3], повинна задовольнятися умова:

$$Q \leq 0,75 R_{bt} h_0. \quad (3.2)$$

Максимальне значення поперечної сили у конструкції плити не більша 520 кН. Тоді потрібна товщина плити без поперечного армування повинне бути розрахована з умови:

$$520 \leq 0,75 \times 750 \times h_0;$$

$$h_0 \geq 0,924 \text{ м.}$$

Приймаємо товщину плити рівною 1,0 м.

2.6.2. Підбір розмірів підшви плити

Розрахунок розмірів підшви фундаменту мілкового закладання в умовах осідаючих ґрунтів, згідно до [2], виконуємо за другою групою граничних станів.

Розмір підшви фундаменту повинен відповідати таким умови:

$$p < R; \quad (3.3)$$

$$s < s_u,$$

де p – тиск під підшвою фундаменту, кПа;

R – розрахунковий опір ґрунту основи, кПа;

s – фактична осадка фундаменту, м;

s_u – гранично допустиме значення осадки для даної будівлі.

При розрахунках розмірів підшви фундаменту з умови недопущення просадок при можливості замочування ґрунту, згідно до [2], розрахунковий опір ґрунту основи приймається рівним початковому тиску просідання p_{sl} .

При глибині закладання підшви фундаменту $d=2,75$ м, відповідно до таблиці 2.4, початковий тиск просідання під підшвою фундаменту $p_{sl}=165$ кПа.

Згідно до розрахункової схеми загальне навантаження на плиту обчислюємо, враховуючи довжину стін, у таблиці 2.7.

Таблиця 2.7 – Сумарне нормативне навантаження на фундаментну плиту

Вісь А	470,3x7.5+520,1x3,8	5503,6 кН
Вісь Б	459,7x5.4+429,6x5,3	4759,3 кН
Вісь В	389,1x5,4+470,7x5.7+581,0x3,8+634,5x1,8+581,0x5,3	11213,3 кН
Вісь Г	479,3x7,1	3339,1 кН
Вісь Д	138,4x1,9x2+321,0x2,9	1456,8 кН
Вісь Е	314,3(11.1+1.2)	3865,9 кН
Вісь Ж	470,3x4,2+520,1x8,25+306,6x5,1+128,6x1,9	8074,4 кН
Вісь 6	355,1x1,9	674,7 кН
Вісь 5	516,6x5,6+462,7x1,9+681,0x6,0	7258,1 кН
Вісь 4	274,8x6,3	1731,2 кН
Вісь 3	380,3x4.8+368,5x1,85+423,1x2,7+472,9x4,3	5683,0 кН
Вісь 2	314,3x1,5	471,5 кН
Вісь 1	435,3x1,9	827,1 кН
	Всього	61282,4 кН

Потрібна площа підшви плитного фундаменту з урахуванням його власної ваги:

$$A = \frac{N}{R - \gamma_{\text{мг}} d} = \frac{61282,4}{165 - 25 \times 1,0} = 438 \text{ м}^2.$$

Площа будівлі по зовнішньому контуру, згідно до рисунку 3.4:

$$A_{\text{min}} = (1,2+18,45+0,7) \times (10,5+0,9) + 12,7 \times 10,9 = 370,4 \text{ м}^2.$$

Приймаємо виліт консолей плити рівним 1,05 м.

Площа плити разом з урахуванням консолей:

$$A = 14,1 \times 20,65 + 9,85 \times 15,6 = 444,8 \text{ м}^2.$$

Визначимо вагу ґрунту на консолях плити при товщині зворотної засипки 2,1 м і питомій вазі ґрунту зворотної засипки 19 кН/м³. Площа консолей:

$$A_{\text{конс}} = 1,05 \times 20,65 + (2,7-0,45) \times 5,5 \times 2 + 1,05 \times 11,3 + 1,05 \times 5,05 + 1,05 \times 9,9 + 1,9 \times 2,9 = 79,5 \text{ м}^2.$$

Вага ґрунту на консолях:

$$G_{\text{ґрунту на консолях}} = 2,1 \times 19,0 \times 79,5 = 3180 \text{ кН}.$$

Тиск під подошвою плити при урахуванні ваги ґрунту на консолях:

$$p = \frac{61283 + 3180}{444,8} + 25 \cdot 1,0 = 170 \text{ кПа} > p_{sl} = 165 \text{ кПа}.$$

Збільшуємо ширину консолей до 1,55 м.

Площа плити з урахуванням консолей:

$$A = 15,1 \times 21,15 + 9,35 \times 16,6 = 474,5 \text{ м}^2.$$

Визначимо вагу ґрунту на консолях плити при товщині зворотної засипки 2,1 м і питомій вазі ґрунту зворотної засипки 19 кН/м³. Площа консолей:

$$A_{\text{конс}} = 1,55 \times 21,15 + (3,2 - 0,45) \times 5,5 \times 2 + 1,55 \times 11,3 + 1,55 \times 4,45 + 1,55 \times 9,35 + (3,5 - 0,45 - 1,55) \times 2,9 = 106,4 \text{ м}^2.$$

Вага ґрунту на консолях:

$$G_{\text{ґрунту на консолях}} = 2,1 \times 19,0 \times 106,4 = 4258 \text{ кН}.$$

Тиск під подошвою плити з урахуванням ваги ґрунту на консолях:

$$p = \frac{61283 + 4258}{474,5} + 25 \cdot 1,0 = 163,3 \text{ кПа} < p_{sl} = 165 \text{ кПа}.$$

Перевіримо значення розрахункового опору ґрунту основи за характеристиками міцності у водонасиченому стані.

Для ІГЕ 3 $\varphi_{II} = 17^\circ$; $c_{II} = 14 \text{ кПа}$ (див. табл. 3.1). Розрахунковий опір ґрунту основи плитного фундаменту, згідно до [2], з врахуванням $k_z = 8/14 + 0,2 = 0,77$:

$$\begin{aligned} R &= \frac{\gamma_{c1} \gamma_{c2}}{k} \left[M_\gamma k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma_{II}' + (M_q - 1) d_b \gamma_{II}' + M_c c_{II} \right] = \\ &= \frac{1,1 \cdot 1,0}{1,1} (0,56 \cdot 0,77 \cdot 14 \cdot 19,0 + 3,24 \cdot 3,0 \cdot 18,7 + 5,84 \cdot 18) = \\ &= 401,6 \text{ кПа} > p = 163,3 \text{ кПа}. \end{aligned}$$

Отже, при вильоті консолі 1,55 м всі необхідні граничні нерівності виконуються. Приймаємо розміри плити в плані згідно до рис. 3.4.

2.7. Розрахунок фундаменту в варіанті з забивних паль

2.7.1. Вибір глибини закладання ростверку і марки паль

Оскільки будівля має підвал, то основним фактором, який впливає на глибину закладання ростверку, буде глибина підвалу, яка складає 2,95 м від відмітки підлоги першого поверху. Приймаємо глибину закладання підосви ростверку на 0,6 м нижче підлоги підвалу (0,5 м висота ростверку плюс 0,1 м на конструкцію підлоги підвалу).

Основою для паль можуть служити ґрунти ІГЕ 7. Приймаємо для фундаменту призматичні палі марки С7-30. При умові заведення арматури паль на 0,2 м у ростверк, положення палі у ґрунті також наведене на листах графічної частини.

2.7.2 Розрахунок осадки пального фундаменту

Розрахунок осадки виконаємо також на прикладі фундаменту по осі Г. Розрахунок осадки виконуємо на дію розрахункового навантаження з коефіцієнтом надійності $\gamma_f = 1,0$, $N_d = 666,6$ кН/м.п.

Розрахунок осадки виконуємо як для умовного фундаменту мілкового закладання.

Визначимо ширину умовного стрічкового фундаменту:

$$\varphi_{mt} = \frac{17 \cdot 0,15 + 17 \cdot 3 + 2,1 \cdot 17 + 19 + 21 \cdot 0,5}{6,75} = 17,6^\circ;$$

$$b_{\text{ф.}} = 0,9 + 0,3 + 6,75 \cdot 2 \cdot \text{tg}(17,6/4)^\circ = 2,24 \text{ м}.$$

Об'єм 1 м.п. умовного стрічкового фундаменту:

$$V_{\text{ум.}} = b_{\text{ум.}} \cdot d_{\text{ум.}} \cdot 1,0 = 2,24 \cdot 7,55 \cdot 1,0 = 16,91 \text{ м}^3.$$

Об'єм ростверку і паль в об'ємі умовного фундаменту:

$$V_p + V_{\text{гр.}} = 1,5 \cdot 0,6 \cdot 1,0 = 0,9 \text{ м}^3;$$

$$V_{\text{паль}} = 0,32 \cdot 6,75 / 1,1 = 0,55 \text{ м}^3.$$

Об'єм ґрунту в об'ємі умовного фундаменту:

$$V_{\text{гр.}} = 16,91 - 0,9 - 0,55 = 15,46 \text{ м}^3.$$

Вага ростверку і паль:

$$G_p + G_{гр.} = 0,9 \cdot 25 = 22,5 \text{ кН};$$

$$G_{паль} = 0,55 \cdot 25 = 13,75 \text{ кН.}$$

Осереднене значення питомої ваги ґрунту в об'ємі умовного фундаменту:

$$\gamma_{mt} = \frac{17,6 \cdot 0,15 + 18,2 \cdot 3 + 18,2 \cdot 2,1 + 18,3 + 19 \cdot 0,5}{6,75} = 18,26 \text{ т/м}^3.$$

Вага ґрунту в об'ємі умовного фундаменту:

$$G_{гр.} = 15,46 \cdot 18,26 = 282,3 \text{ кН.}$$

Тиск по підшві умовного стрічкового фундаменту:

$$p = \frac{N + G_{\delta+\bar{\omega}} + G_{\bar{\omega}} + G_{i\bar{\omega}ii}}{A_{\bar{\omega}}} = \frac{666,6 + 13,75 + 282,3 + 22,5}{2,24 \cdot 1,0} = 439,8 \text{ т/м}^2.$$

Визначений опір ґрунту основи умовного фундаменту:

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} \left[M_{\gamma} k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma_{II}' + (M_q - 1) d_b \gamma_{II}' + M_c c_{II} \right] =$$
$$= \frac{1,2 \cdot 1,0}{1,1} (0,56 \times 1,0 \times 2,34 \times 19 + 3,24 \times 7,55 \times 18,26 + (3,24 - 1) \times 2 \times 18,26 + 5,84 \times 10) =$$
$$= 667,4 \text{ т/м}^2 > \delta = 439,8 \text{ т/м}^2.$$

Тиск від власної ваги ґрунту в рівні нижніх кінців паль:

$$\sigma_{zg0} = 16,8 \cdot 0,3 + 17,4 \cdot 1,3 + 17,6 \cdot 1,3 + 18,2 \cdot 3 + 18,2 \cdot 2,1 + 18,3 \cdot 1,0 + 0,5 \cdot 19 = 154,8 \text{ кПа.}$$

Осадку умовного фундаменту знаходимо методом пошарового підсумовування. Розрахунок виконаний тільки на потужність 4 м нижче підшви умовного фундаменту, оскільки нижче залягають скельні ґрунти. Осадка умовного фундаменту $S = 2,4 \text{ см} < s_u = 15 \text{ см}$.

2.8. Розрахунок фундаменту в варіанті з бурових паль

2.8.1. Вибір виду паль, їх довжини і діаметру

Для стрічкового фундаменту найдоцільнішим буде менший діаметр бурових паль, приймаємо 0,6 м. Влаштування ствола паль здійснюємо під захистом обсадної труби.

Глибину розташування ростверку приймаємо 3,65 м нижче підлоги першого поверху. Положення бурових паль у ґрунті наведене на листах графічної частини.

2.8.2. Визначення несучої здатності бурової палі

Приймаємо бурову палю діаметром 0,6 м, довжиною 10,0 м, що улаштовується під захистом обсадної труби:

$$\gamma_c=1 [20]; \gamma_{CR}=1 [20]; \gamma_{cf}=0,7 [20];$$

$$A=\pi(d/2)^2=0,1256 \text{ (м}^2\text{)}.$$

$$U=\pi d = 1,256 \text{ (м)}.$$

Розрахункове значення кута внутрішнього тертя ґрунту під нижнім кінцем палі $\varphi_I = 32^\circ$ за табл. 3.1.

$\gamma_I' = 13,8 \hat{e} \hat{I} / \hat{i}^3$ – питома вага ґрунту в основі палі з урахуванням відштовхуючої дії води:

$$\gamma_I = \frac{17,6 \cdot 0,15 + 18,2 \cdot (3 + 2,1) + 18,3 \cdot 1,0 + 19,0 \cdot 2,2 + 0,2(20 + 19,9) + 1,05 \cdot 13,8}{10} =$$

$$= 18,4 (\hat{e} \hat{I} / \hat{i}^3) \quad \text{– значення питомої ваги ґрунту вище нижнього кінця палі.}$$

Розрахунок несучої здатності палі виконаний за допомогою програми «Palya», результати розрахунку наведені в додатку В.

2.8.3. Розрахунок розташування паль у ростверку

Потрібна відстань між палями в ряду (власну вагу паль і ростверку враховуємо введенням коефіцієнту 1,1):

$$N = 1011 \hat{e} \hat{I}$$

$$F_d = 1011 / 1,4 = 722 \hat{e} \hat{I}$$

$$n = \frac{581}{1,1 \cdot 722} = 0,73$$

$$l' = \frac{1}{0,73} = 1,41 \hat{i}$$

Приймаємо відстань між палями в ряду 1,4 м. Оскільки ця відстань менша, ніж $3d = 1,8$ м, то розташовуємо палі шахматному порядку. Розміщення палей в плані показане на рисунку 4.3. Ширину ростверку приймаємо рівною 1930 мм.

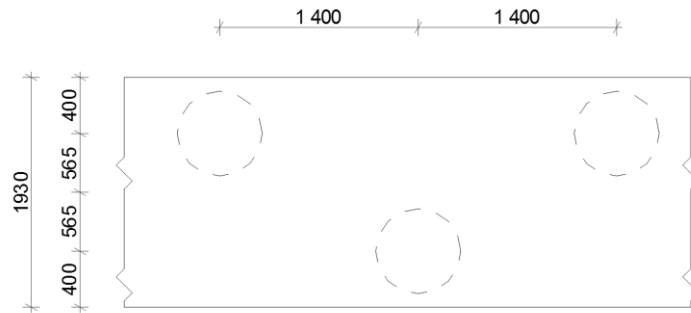


Рисунок 3.3 – Розміщення бурових палей в плані у ростверку по осі Г

Виконаємо перевірку навантаження на палю з урахуванням фактичної ваги ростверку і палей.

Вага палі $G_{\text{палі}} = 0,25 \pi 0,62 \cdot 10,0 \cdot 25 \cdot 1,1 = 77,8$ кН.

Вага ростверку, що приходить на одну палю:

$$G_p = 0,6 \cdot 0,5 \cdot 1,93 \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 1,4 = 22,3 \text{ кН.}$$

Загальне розрахункове навантаження на одну палю

$$581 \cdot 1,4 + 77,8 + 22,3 = 913,5 \text{ кН} < N = 1011 \text{ кН.}$$

Отже, несуча здатність палей при обраному їх розташуванні забезпечена.

Армування стволів палей виконуємо конструктивно, за рекомендаціями [7, 9], вертикальними стержнями $\varnothing 18$ А400С у кількості 8 штук по периметру поперечного перерізу. Армування здійснюємо у верхній частині палі з урахуванням випусків арматури у ростверк довжиною 400 мм.

Поперечне армування спіральне з арматури $\varnothing 6$ А240С з кроком 300 мм. Армування палі показане на листі 3 графічної частини.

2.9. Техніко-економічне порівняння варіантів фундаментів

Для того, щоб з визначених вище різних варіантів фундаментів вибрати найкращий, розглянемо їх техніко-економічне порівняння при урахуванні витрат матеріалів та способу виробництва робіт.

Також, обсяги робіт визначаємо для ділянки фундаментів по осі Г довжиною 6 м. Оскільки в будівлі є підвал, то котлован передбачаємо під всю будівлю глибиною до підшви фундаменту або ростверку.

При глибині котловану до 3,0 м і суглинистому ґрунті укоси стінок котловану виконуємо 1:0,75.

Результати підрахунку обсягів робіт нульового циклу для трьох варіантів фундаментів наведені у таблиці 2.9, а у додатках Д, Е, Ж приведені кошторисні розрахунки вартості і трудомісткості виконання робіт по кожному з варіантів.

Таблиця 2.9 – Обсяги робіт з улаштування варіантів фундаментів

Найменування робіт і витрат	Одиниця виміру	Кількість
1. Варіант фундаменту з суцільної плити		
1. Розробка ґрунту котловану екскаватором	1000 м ³	0,098
2. Улаштування бетонної підготовки товщиною 100 мм з бетону класу В7,5	м ³	3,33
3. Улаштування суцільної фундаментної плити товщиною 1,0 м з бетону класу В15	м ³	33,3
4. Арматура для плити	кг	1830
5. Фундаментні блоки стін підвалу ФСБ 24.5.6	шт.	12,5
2. Варіант фундаменту з забивних призматичних паль		
1. Розробка ґрунту котловану екскаватором	1000 м ³	0,095
2. Занурення дизель-молотом призматичних залізобетонних паль довжиною 7 м, периметром 1200 мм	шт.	5,5
3. Улаштування бетонної підготовки з бетону класу В7,5 товщиною 100 мм під ростверк	м ³	1,02
4. Улаштування монолітного залізобетонного стрічкового ростверку з бетону класу В15	м ³	5,4
5. Арматура для ростверку	кг	297
6. Фундаментні блоки стін підвалу ФСБ 24.5.6-т	шт.	12,5
7. Зворотна засипка пазух котловану	м ³	23,55

Найменування робіт і витрат	Одиниця виміру	Кількість
3. Варіант фундаменту з бурових паль		
1. Розробка ґрунту котловану екскаватором	1000 м ³	0,092
2. Улаштування бурових паль діаметром 600 мм довжиною 18 м з бетону класу В15 під захистом обсадних труб	шт.	4,3
3. Арматура для паль	кг	67
4. Улаштування бетонної підготовки під ростверк	м ³	1,3
5. Улаштування монолітного залізобетонного стрічкового ростверку шириною до 2,0 м	м ³	5,8
6. Арматура для ростверку	кг	319
7. Фундаментні блоки стін підвалу ФСБ 24.5.6-Г	шт.	12,5
8. Зворотна засипка пазух котловану	м ³	19,54

Результати розрахунків зведено у таблицю 2.10.

Таблиця 2.10 – Порівняльна вартість і трудовитрати для улаштування варіантів фундаментів

Тип фундаменту	Кошторисна вартість		Витрати праці	
	грн.	%	люд. - год.	%
1. Суцільна фундаментна плита	8069	131	226	181
2. Варіант фундаменту з забивних призматичних паль	6165	100	125	100
3. Варіант фундаменту з бурових паль	42117	683	727	581

Як видно з таблиці 2.10, пальовий фундамент з забивних паль має переваги у порівнянні з іншими варіантами як за вартістю, так і за трудомісткістю, тому для робочого проектування обираємо саме цей варіант.

РОЗДІЛ 3 НАУКОВО-ДОСЛІДНИЙ РОЗДІЛ

3.1. Постановка задачі дослідження

Мета даного дослідження – це проаналізувати ефективність використання композитної арматури як основної несучої конструкції при статичному навантаженні та розвантаженні залізобетонної балки. Порівняти напружено-деформаційні стани балки із класичним армуванням та армуванням композитною арматурою 250С у навантаженому та розвантаженому станах.

3.2. Методика дослідження

За допомогою ПК ANSYS 2019 R2 було змодельовано елемент конструкції (рис.3.1) для підсилення: залізобетонна балка $b = 80$ мм, $h = 140$ мм, $L = 1200$ мм; арматура А400С 2 \varnothing 12мм; монтажна арматура А240С 2 \varnothing 6мм.

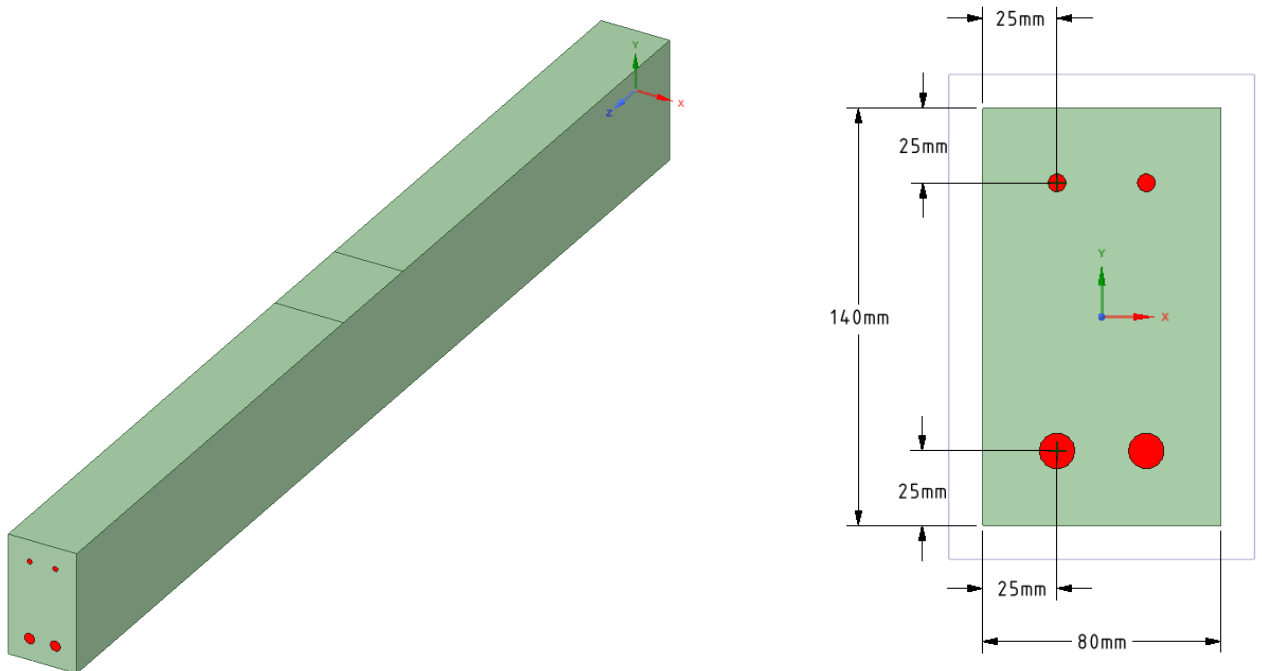


Рис.3.1 – Просторова модель залізобетонної балки

Для моделювання використовувалися характеристики бетону С20/25 (рис.5.2).

Properties of Outline Row 6: Бетон C20/25				
	A	B	C	D E
1	Property	Value	Unit	
2	Material Field Variables	Table		
3	Density	2300	kg m ⁻³	
4	Isotropic Secant Coefficient of Thermal Expansion			
5	Coefficient of Thermal Expansion	1.4E-05	C ⁻¹	
6	Isotropic Elasticity			
7	Derive from	Young's Modu...		
8	Young's Modulus	23000	MPa	
9	Poisson's Ratio	0.2		
10	Bulk Modulus	1.2778E+10	Pa	
11	Shear Modulus	9.5833E+09	Pa	
12	Uniaxial Compression Test Data	Tabular		
13	Has Lateral Strain	No		
14	Scale	1		
15	Offset	0	Pa	

Рисунок 3.2 – Характеристики бетону C20/25

Оскільки бетон – це будівельний матеріал, котрий використовують при роботі елементів на стиск, було розраховано та змодельовано таку поведінку бетону.

Для моделювання поведінки бетону у роботі на стиск, використана ізотропна полілінійна модель поведінки бетону, яка запропонована Уільямом і Варнке (William & Wranke).

Відповідно до даної моделі, нелінійну діаграму деформування бетону на стиск розраховано за формулами 3.1 – 3.3:

$$f = \frac{E_{cd} \varepsilon}{1 + \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_D}\right)^2} \quad (3.1);$$

$$\varepsilon_D = \frac{2f_{cd}}{E_{cd}} \quad (3.2);$$

$$E_{cd} = \frac{f}{\varepsilon} \quad (3.3);$$

де f_{cd} – значення міцності бетону на стиск (напруження руйнування бетону);

E_{cd} – початковий модуль пружності бетону;

f – напруження за довільної деформації ε ;

ε_D – деформація при напруженні руйнування бетону на стиск f .

На рисунку 3.3 подано інформацію про значення, отримані при розрахунку формул 3.1 – 3.3 у програмі Excel. Отримані значення використано для побудови діаграми деформування бетону на стиск (рис.3.4).

Побудова нелінійної діаграми деформування бетону на стиск					
	Видовження	Напруження			
1	0	0			
2	0.00018913	4.35	Fcd=	14.5	
3	0.000567391	10.85239085	Ecd=	23000	
4	0.000756522	12.79411765			
5	0.001008696	14.14634146			
6	0.00126087	14.5			

Рисунок 3.3 – Значення для побудови діаграми деформування бетону

Мітка 1 – початок діаграми деформування;

Мітка 6 – відповідає значенню критичної деформації бетону;

Мітка 2 – відповідає початковій (30%) ділянці пружності бетону;

Мітки 3, 4, 5 – проміжні точки діаграми, визначаються за формулою (3.1) при деформаціях 45%, 60%, 80% від критичної деформація ϵ_D .

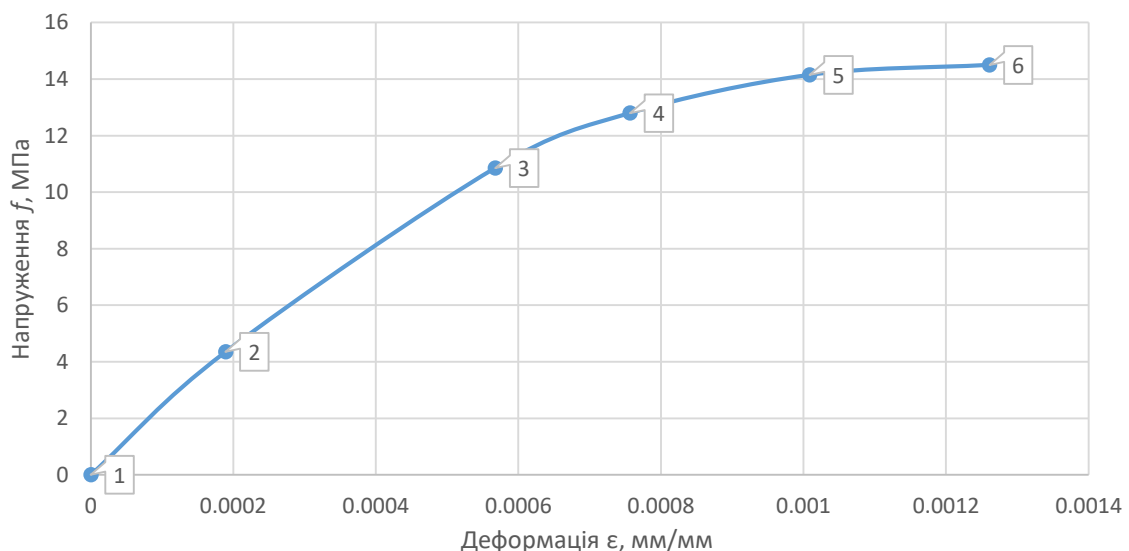


Рисунок 3.4 – Діаграма деформування бетону на стиск

Для моделювання задавалися наступні характеристики арматури 400С та 240С, які подані на рисунках 3.5 та 3.6 відповідно. Вибрано найбільш поширені типи арматур, які використовуються при виготовленні практично у

всіх видів залізобетонних виробів, при спорудженні різних металоконструкцій, перекриттях та ін.

	A	B	C	D	E
1	Property	Value	Unit		
2	Material Field Variables	Table			
3	Density	7850	kg m ⁻³		
4	Isotropic Secant Coefficient of Thermal Expansion				
5	Coefficient of Thermal Expansion	1.2E-05	C ⁻¹		
6	Isotropic Elasticity				
7	Derive from	Young's Modu...			
8	Young's Modulus	2.1E+05	MPa		
9	Poisson's Ratio	0.3			
10	Bulk Modulus	1.75E+11	Pa		
11	Shear Modulus	8.0769E+10	Pa		
12	Bilinear Isotropic Hardening				
13	Yield Strength	365	MPa		
14	Tangent Modulus	4000	MPa		

Рисунок 3.5 – Характеристика арматури 400С

	A	B	C	D	E
1	Property	Value	Unit		
2	Material Field Variables	Table			
3	Density	7850	kg m ⁻³		
4	Isotropic Secant Coefficient of Thermal Expansion				
5	Coefficient of Thermal Expansion	1.2E-05	C ⁻¹		
6	Isotropic Elasticity				
7	Derive from	Young's Modu...			
8	Young's Modulus	2.1E+05	MPa		
9	Poisson's Ratio	0.3			
10	Bulk Modulus	1.75E+11	Pa		
11	Shear Modulus	8.0769E+10	Pa		
12	Bilinear Isotropic Hardening				
13	Yield Strength	225	MPa		
14	Tangent Modulus	2500	MPa		

Рисунок 3.6 – Характеристика арматури 240С

Для моделювання властивостей композитної арматури задані характеристики, представлені на рисунку 3.7.

Properties of Outline Row 3: E-Glass					
	A	B	C	D	E
1	Property	Value	Unit		
2	Density	1900	kg m...	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
3	Isotropic Elasticity			<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
4	Derive from	You...			
5	Young's Modulus	55000	MPa	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
6	Poisson's Ratio	0.022		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
7	Bulk Modulus	1.9177E+10	Pa	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
8	Shear Modulus	2.6908E+10	Pa	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
9	Tensile Ultimate Strength	1300	MPa	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

Рисунок 3.7 – Характеристики композитної арматури

Показники міцності бетону та арматури відповідають стандартам ДБН В.2.6-98:2009 та ДСТУ Б В.2.6-156:2010.

Фіксація балки (рис.3.8) відповідає вільноопертому стану та піддано навантаженню в 14 МПа (мітка D) та повному розвантаженню. При даному навантаженні напруження у стиснутій зоні бетону переходять межу міцності бетону C20/25 на стиск. Зусилля рівномірно розподілене по площині 120x80мм.

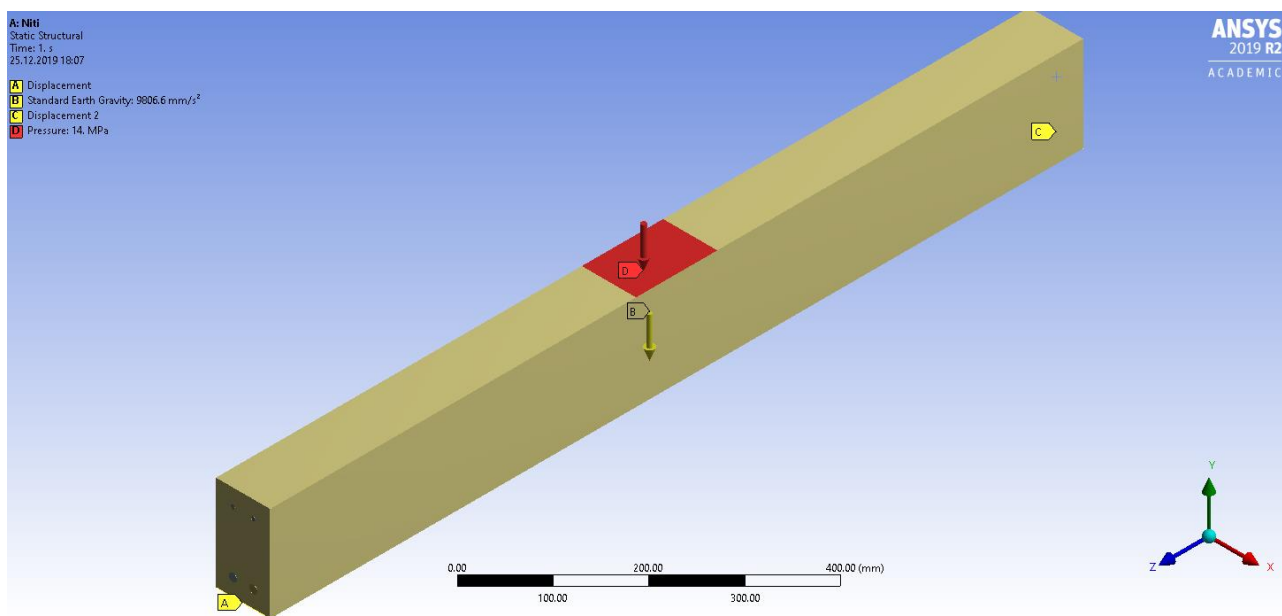
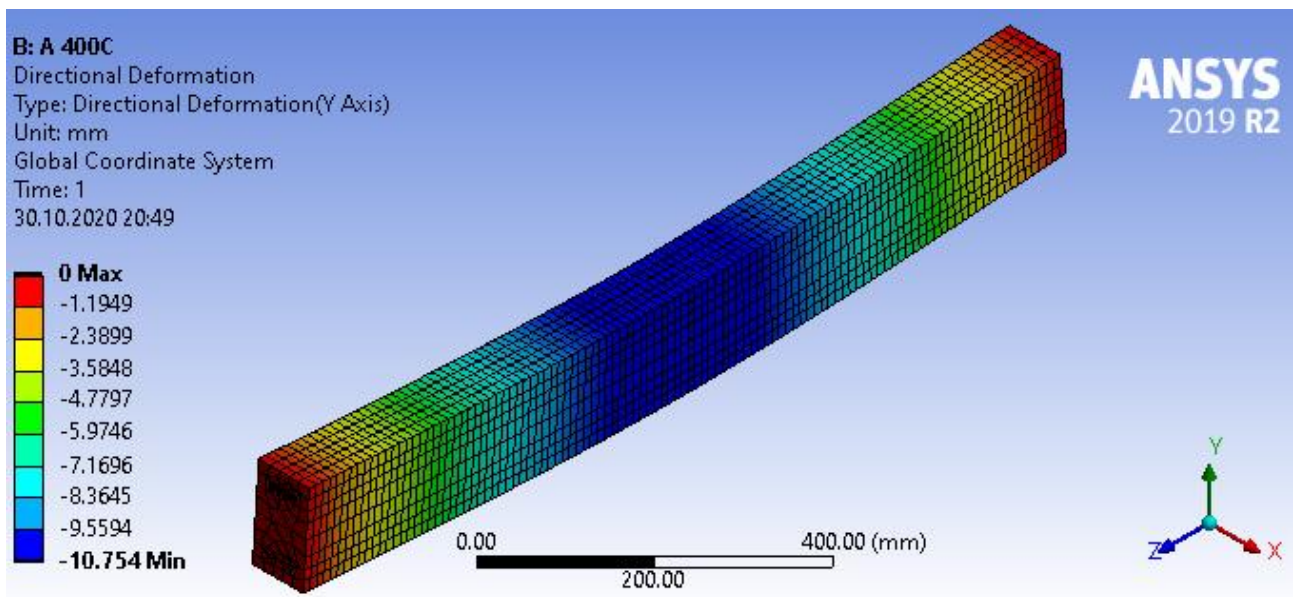


Рисунок 3.8. – Розрахункова схема вільноопертої залізобетонної балки

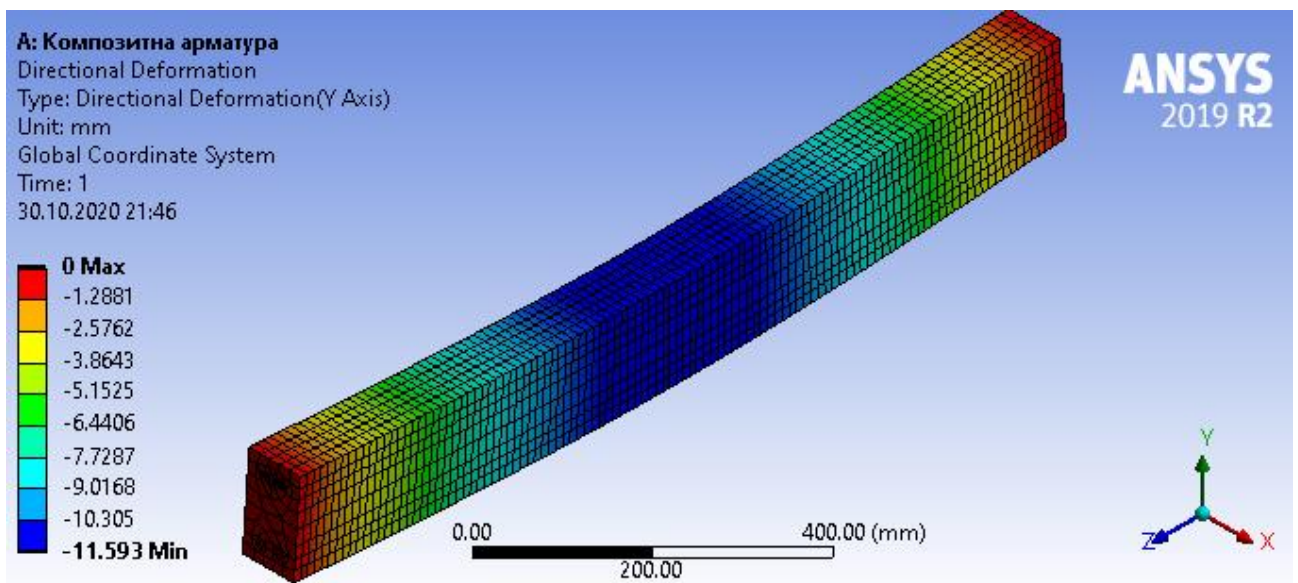
3.3. Аналіз переміщень і деформацій

На рисунку 3.9 демонструються поля переміщень вздовж осі OY (прогин) у балці з робочою арматурою 400С (а) та в балці з робочою композитною арматурою (б) за максимального навантаження. Вага балки врахована.

На рисунку 3.10 показані залишкові прогини балок з робочою арматурою 400С (а) і з композитною арматурою (б).

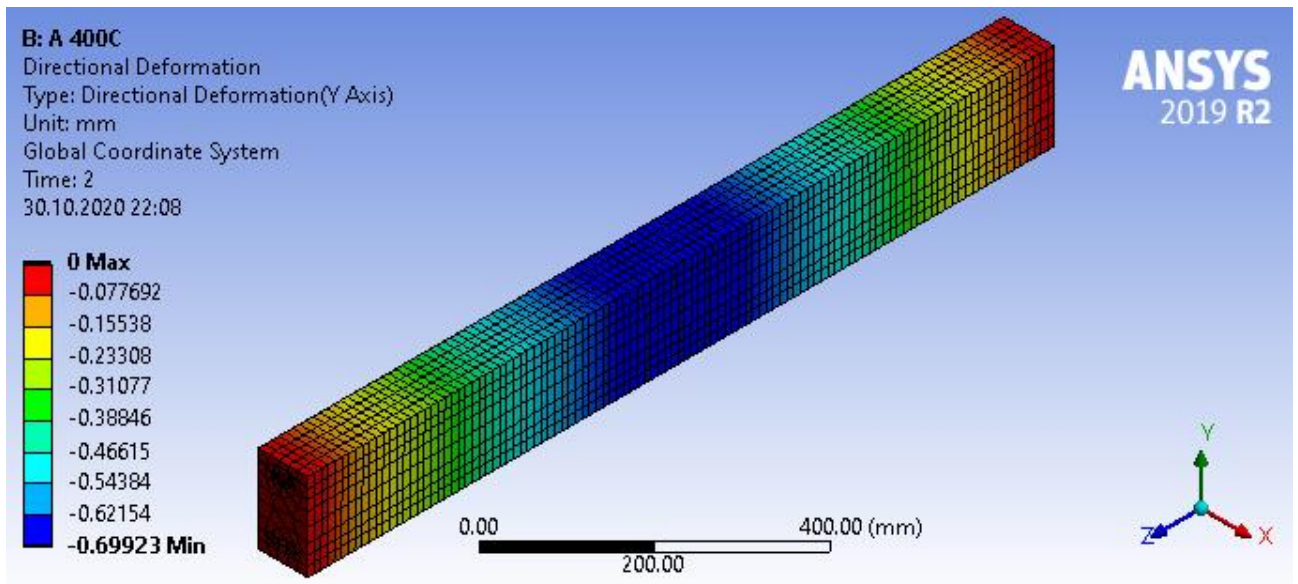


а)

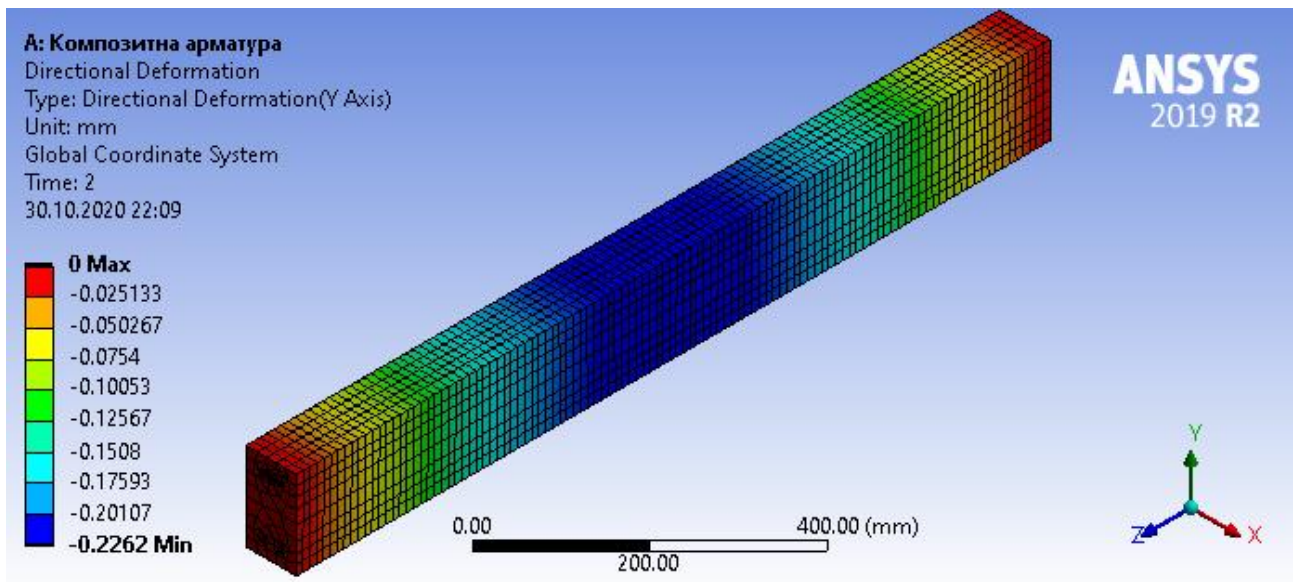


б)

Рисунок 3.9 – Максимальний прогин балки: а) – з робочою арматурою 400С; б) – з композитною арматурою.



a)



б)

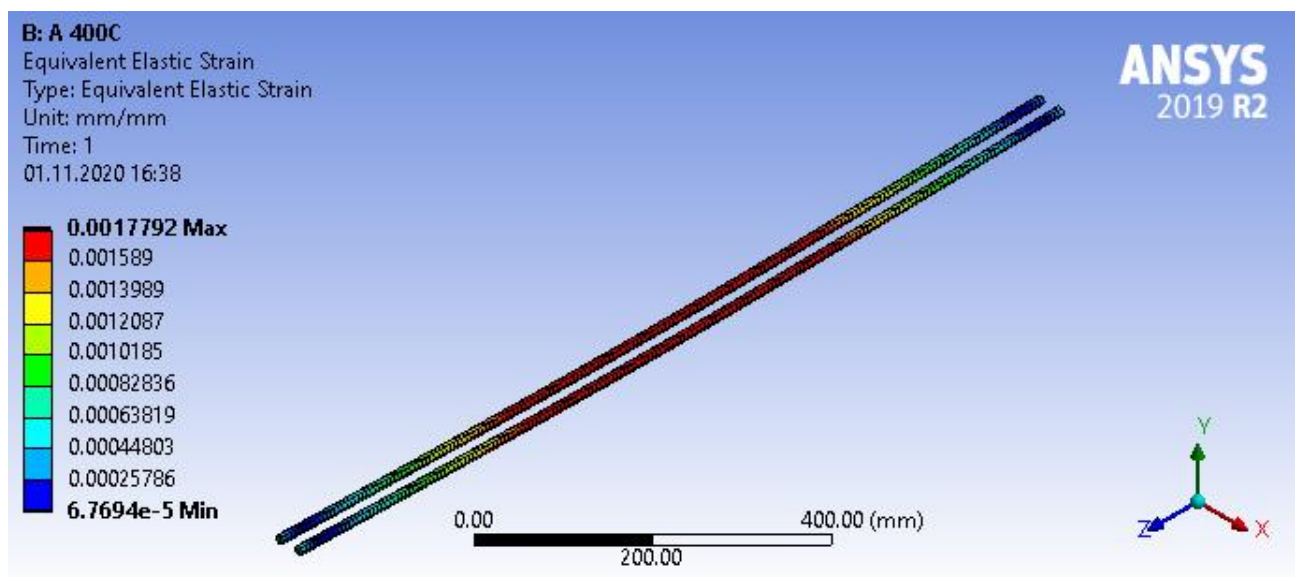
Рисунок 3.10 – Залишковий прогин балки: а) – з робочою арматурою 400С;
 б) – з композитною арматурою.

Роблячи аналіз даних, впливає висновок, що дана балка із композитною арматурою вигнулася більше на 0,839 мм, ніж балка із робочою арматурою 400С.

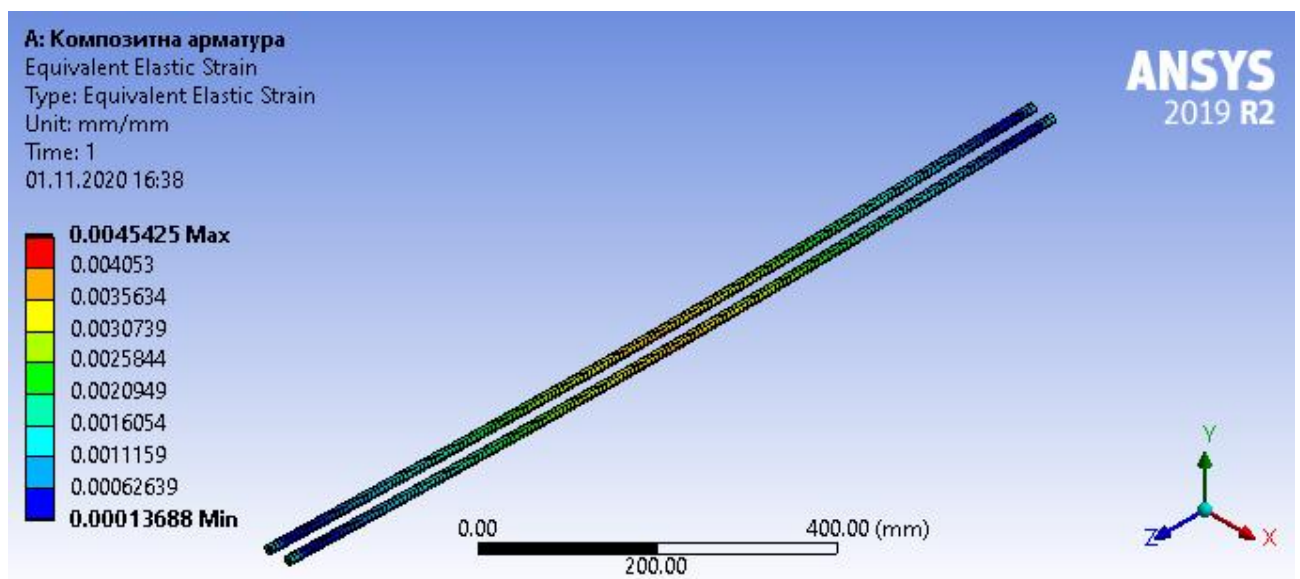
Коли зняли навантаження з балок, вийшли наступні результати: у балці із робочою арматурою 400С присутній залишковий прогин у значенні 0,69923 мм; у балці з композитною арматурою значення залишкового прогину – 0,2262 мм.

Дана різниця у значеннях показує на залишкові пластичні деформації у балці із робочою арматурою 400С.

Максимальне відносне видовження (рис.3.11) робочої арматури 400С (а) менше на 61% за максимальне відносне видовження композитної арматури (б). Проте, помітно, що максимальне видовження для робочої арматури 400С розподілене по значно більшому об'єму матеріалу, у порівнянні з композитною арматурою.



а)

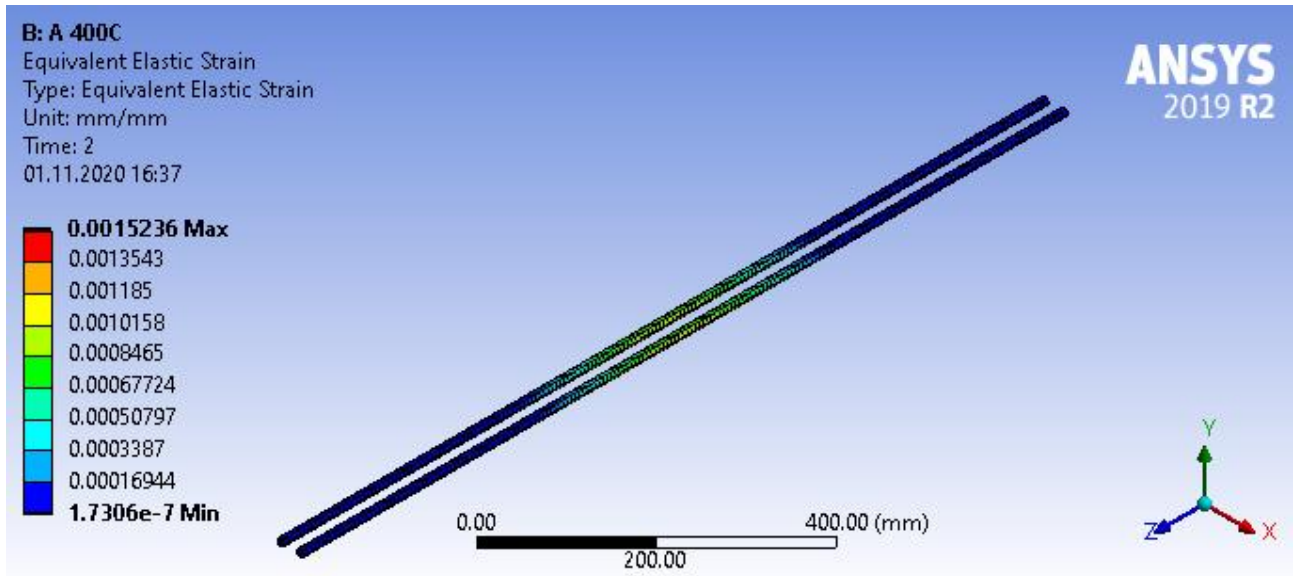


б)

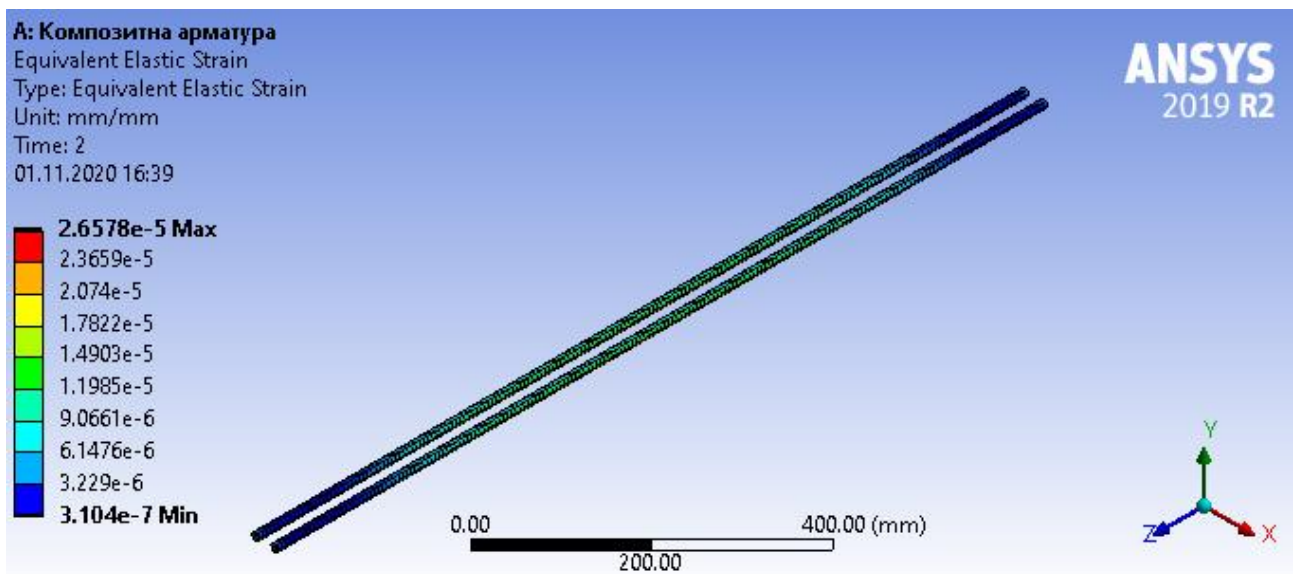
Рисунок 3.11 – Відносне видовження при максимальному навантаженні:

а) – робочої арматури 400С; б) – композитної арматури.

Після розвантаження балок, максимальне залишкове відносне видовження (рис.3.12) робочої арматури 400С (а) більше на 98% у порівнянні із композитною арматурою (б). Також, максимальне залишкове відносне видовження робочої арматури 400С (рис.3.12 а) близьке до значення максимального відносного видовження робочої арматури 400С (а) за максимального навантаження. Отже, арматура 400С зазнала значного пластичного деформування.



а)



б)

Рисунок 3.12 – Залишкове відносне видовження:

а) – робочої арматури 400С; б) – композитної арматури.

Для кращого розуміння отриманих результатів відносного видовження кожних з арматур, побудовано діаграму залежності розподілу відносного видовження від довжини робочої арматури (рис.3.13).

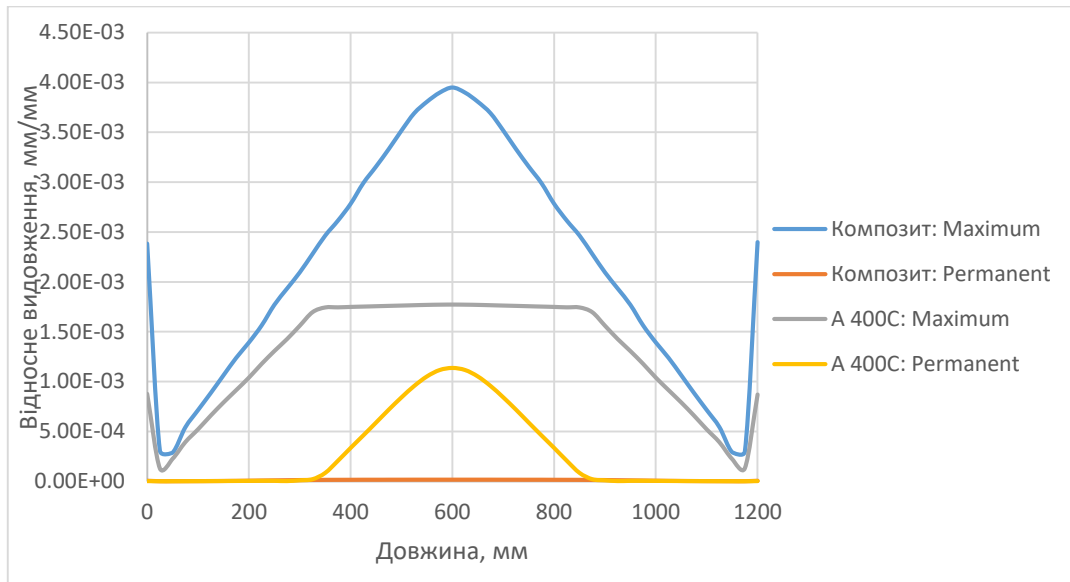
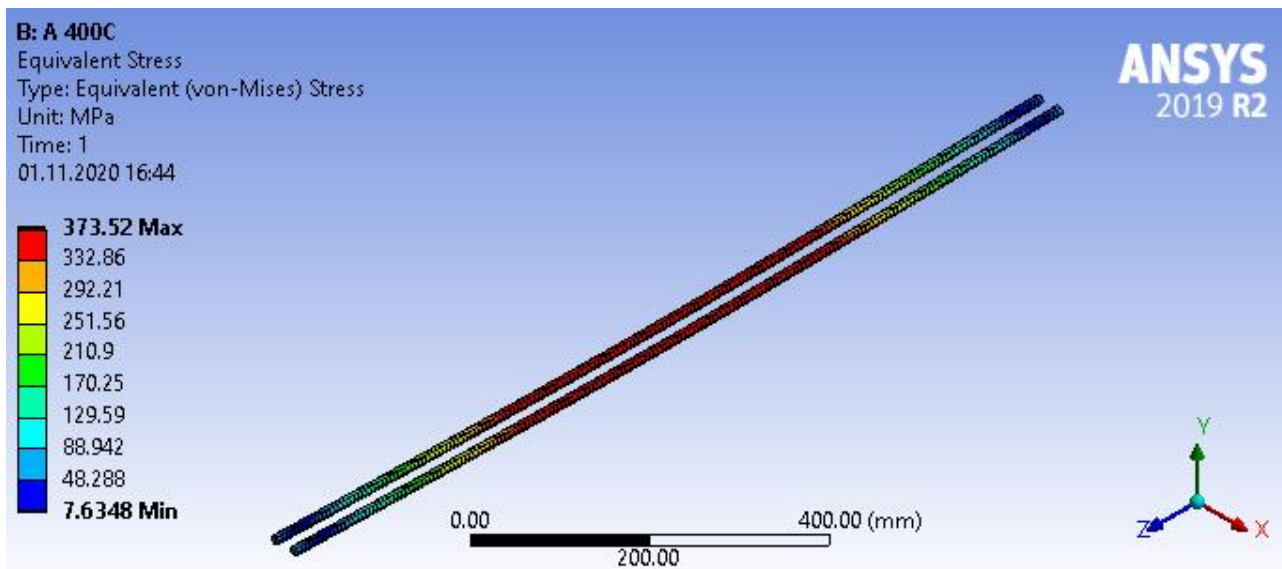


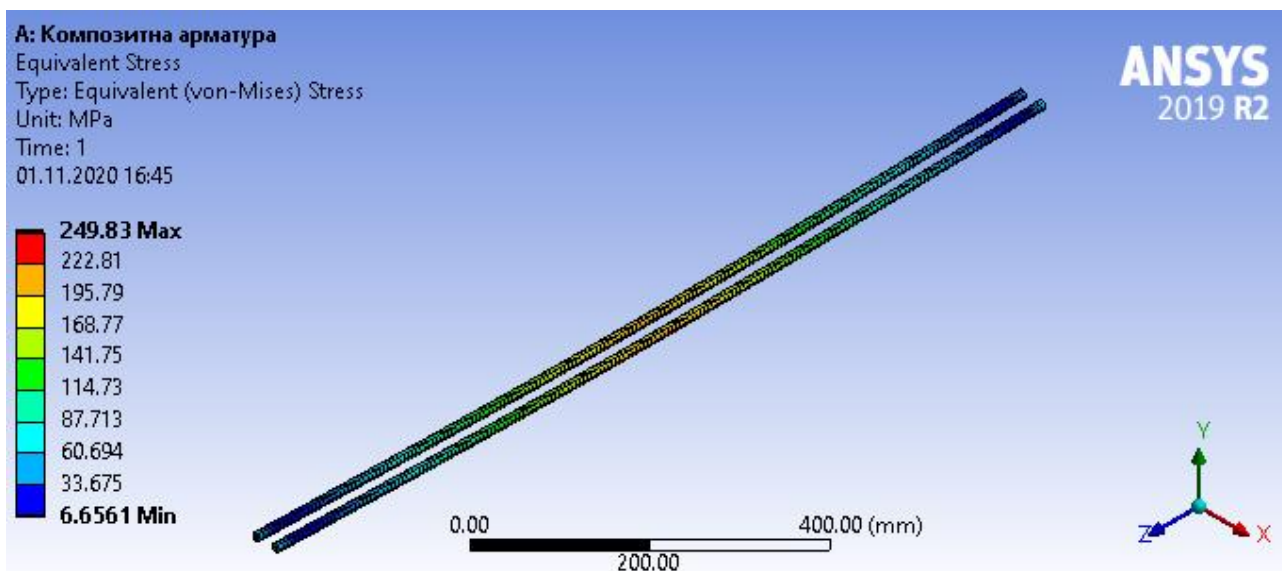
Рисунок 3.13 – Діаграма залежності розподілу відносного видовження від довжини робочої арматури

3.4. Аналіз напруженого стану

За максимального навантаження, робоча арматура 400С та композитна арматура зазнали такого напруження, як представлено на рисунку 3.14.



a)



б)

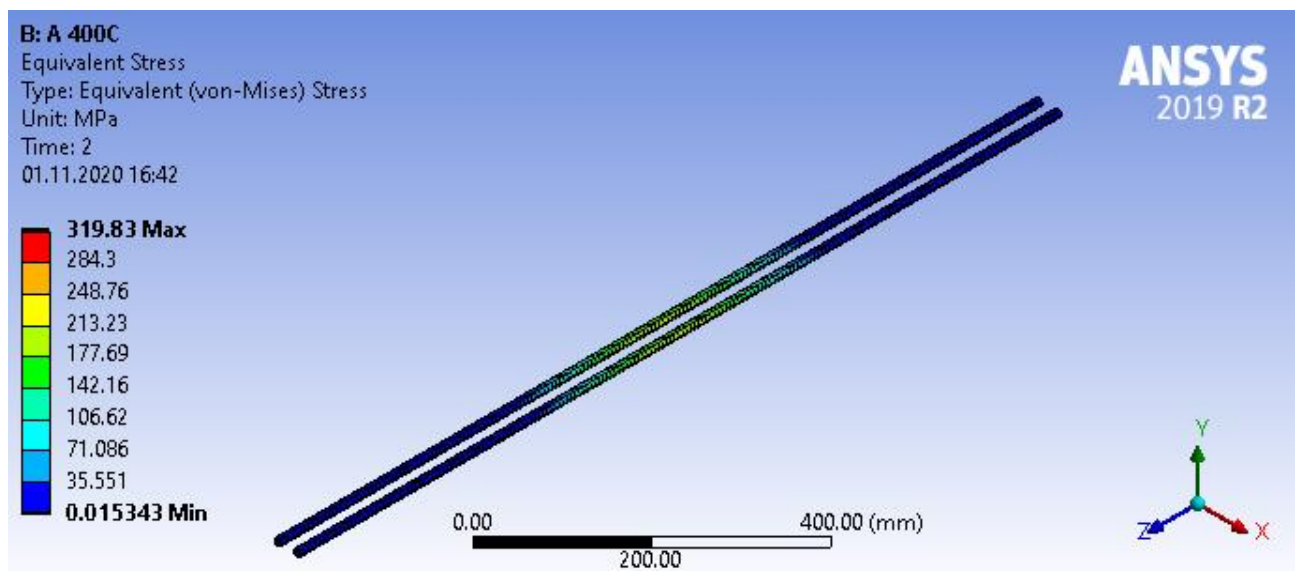
Рисунок 3.14 – Розподіл напруження за максимального навантаження:

а) – в робочій арматурі 400С; б) – композитній арматурі

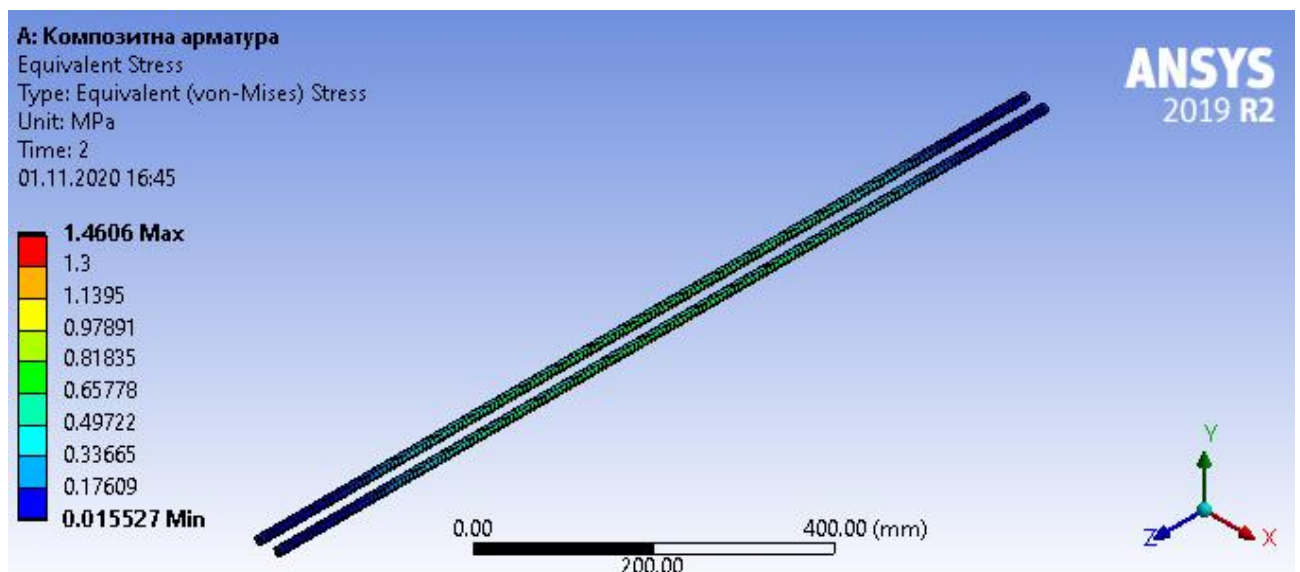
Максимальні напруження в робочій арматурі 400С, за максимального навантаження, перевищують межу текучості: $\sigma_{max} = 373,53 \text{ МПа} > \sigma_{0,2} = 365 \text{ МПа}$. Отже, утворилися пластичні (незворотні) деформації, що не дає змогу арматурі пружно відновити форму балки після розвантаження. Найбільші напруження у композитній арматурі (рис.3.6 б) на 33% менші, порівнюючи з робочою арматурою 400С.

Відповідно до результатів розподілу залишкових полів еквівалентних напружень (рис.3.15), робоча арматура 400С (а) після розвантаження все ще перебуває у напруженому стані ($\sigma = 319,83$ МПа). Це зумовлено тим, що усе навантаження від власної ваги балки повністю сприймається пластично-деформованою арматурою. Залишкові напруження у композитній арматурі (рис.3.15 б) практично відсутні. Це зумовлено тим, що у композитній арматурі ще присутній запас міцності. Отже, залишкові напруження у робочій арматурі 400С на 99,85% більші, ніж у композитній арматурі.

Доцільно було б порівняти композитну арматуру із попередньо напруженою арматурою чи вантами.



а)



б)

Рисунок 3.15 – Розподіл залишкових напружень:

а) – у робочій арматурі 400С; б) – у композитній арматурі

На діаграмі (рис.3.16) показано як змінюється напруження в робочій арматурі 400С та композитній арматурі вздовж осі за максимального навантаження і після повного розвантаження.

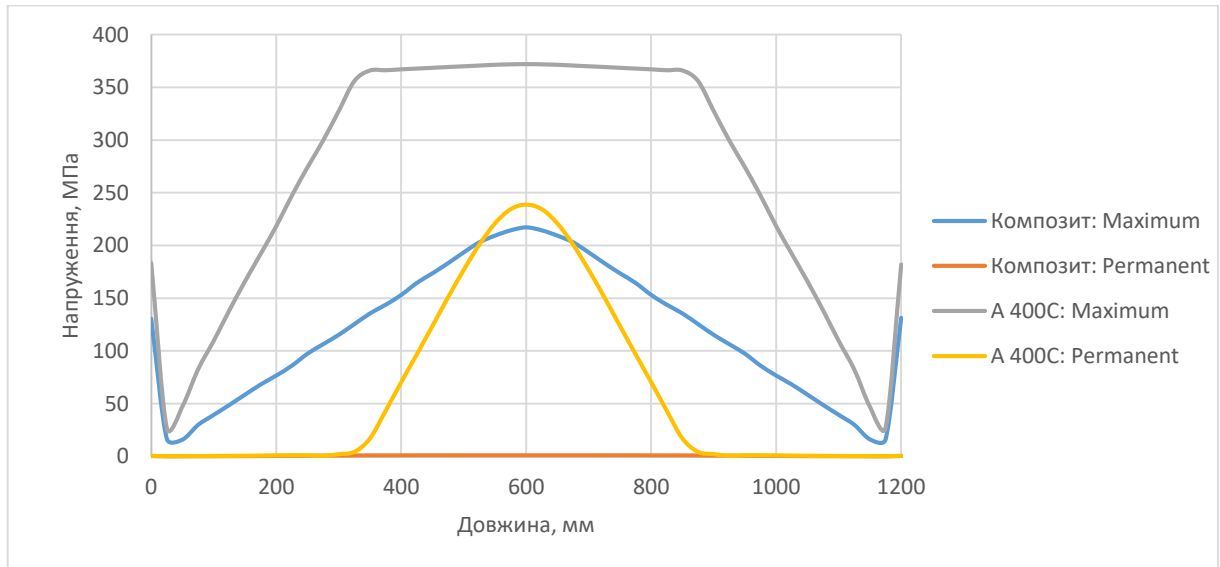


Рисунок 3.16 – Розподіл напружень вздовж центральної осі робочої арматури

Як помітно з діаграми (рис.3.16) максимальні залишкові напруження у робочій арматурі 400С (A 400C: Permanent) більші, ніж максимальні напруження у композитній арматурі за максимального навантаження (Композит: Maximum).

Також, помітною є ділянка де відбулися незворотні пластичні деформації в робочій арматурі 400С (ділянка в межах 325 – 875 мм вздовж арматури).

Отже, використання композитної арматури у несучих конструкціях мало б значні переваги у несучій здатності, у порівнянні із арматурою 400С.

РОЗДІЛ 4

ОХОРОНА ПРАЦІ

4.1. Соціальні аспекти охорони праці у будівельному виробництві

Будівництво сьогодні є однією з найнебезпечніших галузей, яка посідає третє місце за категорією небезпечності. Це пов'язано з тим, що в будівництві зустрічається багато виробничих травм. Заходи з охорони праці на будівельних об'єктах покликані, з одного боку, створити сприятливі умови роботи для працівників, підвищуючи тим самим продуктивність праці та якість будівництва, а з іншого – захистити працюючих від нещасних випадків, ризик яких у будівництві традиційно є високим.

Соціальне значення охорони праці проявляється у зростанні якості та продуктивності праці, збереження трудових ресурсів і підвищенні соціально-економічних показників об'єкта. Підвищення соціально-економічних показників об'єкта відбувається за рахунок покращення якості та продуктивності праці, збереження трудових ресурсів та їх складових компонентів.

Економічне значення охорони праці визначається ефективністю заходів, що поліпшують умови праці та підвищують її безпеку, і оцінюється за результатами, які отримують при зміні соціальних показників.

Основним Законом - Конституції України (ст. 43) зазначено: "Кожен має право на належні, безпечні й здорові умови праці, на заробітну плату, не нижчу від визначеної законом"; "Використання праці жінок і неповнолітніх на небезпечних для їхнього здоров'я роботах забороняється". "Кожен, хто працює, має право на відпочинок" (ст. 45).

4.2. Технічні рішення з гігієни праці і виробничої санітарії

Метеорологічні умови

У даному розділі описується охорона праці при покрівельних роботах, тому розглядаються метеорологічні умови, при яких можливе проведення робіт без шкідливого впливу на робочий персонал. Всі роботи виконуються в теплий

період року ($t=18-25^{\circ}\text{C}$) та за характером роботи відносяться до III категорії робіт (пов'язані з постійним переміщенням, перенесенням значних (понад 10 кг) вантажів, які потребують великих фізичних зусиль).

Таблиця 4.1 Мікрокліматичні параметри для III категорії робіт

Період року	Оптимальні			Допустимі		
	$t^{\circ}\text{C}$	W,%	V,м/с	$t^{\circ}\text{C}$	W,%	V,м/с
Теплий	18-20	40-60	0,4	15-26	75	0,2-0,6

З метою профілактики перегріву робітників при температурі повітря вище допустимих показників, проектом передбачено обмеження часу перебування на цих робочих місцях.

Для профілактики перегрівань та переохолоджень робітників використовуються засоби індивідуального захисту.

Виробниче освітлення

Для умов будівництва найкраще підходить системи комбінованого освітлення. Освітлення відкритих територій здійснюється світильниками або прожекторами.

Таблиця 4.2 Виробниче освітлення

Характеристика зорової роботи	Найменший або еквівалентний розмір об'єкта розрізнення, мм	Розряд зорової роботи	Підрозряд зорової роботи	Контраст об'єкта з фоном	Характеристика фону	Штучне освітлення			Природне освітл.		Суміщене освітл.	
						Освітленість, лк			КПО, e_n , %			
						комбіноване		загальне	верхнє або бокове	бокове	верхнє або комбіноване	бокове
						всього	у т. ч. від загального					
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
Груба (дуже малої точності)	Більше 5	VI		Незалежно від характеристик фону і контрасту		–	–	200	3	1	1,8	0,6

Нормується природне освітлення при проведенні покрівельних робіт. При контролі якості робіт необхідно перевірити допустимі відхилення поверхні ізоляції (5-10мм), що приймається за об'єкт розрізнення.

Згідно таблиці 4.2 нормовані показники при системі загального освітлення – 200 лк, значення КПО природного та суміщеного освітлення не повинні бути меншими за нормовані.

Для проведення покрівельних робіт в 2 зміни передбачено освітлення будівельного майданчика.

Виробничі вібраційно-акустичні коливання

Згідно локального кошторису до технології влаштування покрівлі інфрачервоним методом на об'єкті працюють такі будівельні машини і механізми, які створюють шум, величини якого згідно технічних паспортів, наведені в таблиці 4.3.

Таблиця 4.3 Шум від будівельних машин

Машини і механізми	Еквівалентний рівень шуму, Дб
Кран	85
Компресор	80
Установка для подачі покрівельного матеріалу	80

Гранично допустимий еквівалентний рівень шуму на будівельному майданчику приведений у табл. 4.4

Таблиця 4.4 Допустимі норми шуму, інфразвуку та ультразвуку

Вид трудової діяльності, робоче місце	Рівні звукового тиску, дБ в октавних смугах із середньгеометричними частотами, Гц									Рівні звуку та еквівалентні рівні звуку, дБА
	31,5	63	125	250	500	1000	2000	4000	8000	
На постійних робочих місцях	107	95	87	82	78	75	73	71	69	80

на території будівництва										
-----------------------------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--

Отже, для умов, що розглядаються в проекті – на постійних робочих місцях, пов'язані з тривалим перебуванням робітників в джерелі підвищеного, непостійного шуму, рівні звукового тиску не повинні перевищувати 80 дБА. На майданчику присутнє перевищення допустимого шуму.

В проекті використовується такі методи боротьби з шумом: звукоізоляція устаткування за допомогою глушників; використання засобів індивідуального захисту (наушників), зменшення тривалості контакту з шумом, застосування раціонального режиму праці та відпочинку.

4.3. Технічні рішення щодо безпечного виконання робіт

Безпека щодо організації робочих місць

В якості безпеки організації робочих місць розглянемо процес влаштування покрівельного гідроізоляційного килиму за допомогою машини "Луч".

Інфрачервона покрівельна машина типу "Луч" не підлягає сертифікації в галузі пожежної безпеки.

При виробництві покрівельних робіт машинами типу "Луч" в галузі техніки безпеки слід дотримуватися правил згідно ДБН А. 3.2-2-2009 "Охорона праці і промислова безпека в будівництві".

Робота з машинами типу "Луч" на вибухонебезпечних об'єктах допускається тільки з дозволу відповідних служб.

Для захисту від нафти, нафтопродуктів, масел, жирів рекомендуються фартухи з брезентової напівплляної парусини з комбінованим просоченням або лавсано-віскозної тканини з маслонафтозахисним просоченням.

Для захисту ніг від підвищених температур рекомендується спеціальне шкіряне взуття.

Для захисту рук у покрівельників повинні бути:

- рукавиці для захисту від нафти;
- спеціальні рукавиці з покриттям з нафтомаслостійкого матеріалу.

Робочі місця для приготування гарячих мастик, проведення гідроізоляційних робіт з можливим виділенням пожежонебезпечних речовин повинні бути обладнані первинними засобами пожежогасіння.

Під час гідроізоляційних робіт із застосуванням гарячого бітуму декількома робочими ланками відстань між ними повинна бути не менше ніж 10 м.

Виконання робіт з улаштування покрівель одночасно з іншими будівельно-монтажними роботами на покрівлях, пов'язаними із застосуванням відкритого вогню (зварювання тощо), не допускається.

Не допускається виконання покрівельних робіт під час ожеледі, туману, що виключає видимість в межах фронту робіт, грози і вітру швидкістю 15 м/с і більше.

Безпечність технологічного обладнання та процесу

Зоною потенційно діючих небезпечних виробничих факторів є ділянка території будівельного майданчика, розташованого по периметру будівлі, на покрівлі якого ведуться роботи.

Розміщувати матеріали на дахах допускається тільки в місцях, передбачених проектом виробництва робіт, з прийняттям заходів проти їх падіння, у тому числі від впливу вітру.

Під час приготування ґрунтовки, що складається з розчинника та бітуму, необхідно розплавлений бітум вливати у розчинник, одночасно перемішуючи його дерев'яними мішалками. Температура бітуму на момент приготування ґрунтовки не повинна перевищувати 70°C. Забороняється вливати розчинник у розплавлений бітум, а також готувати ґрунтовку на етилованому бензині чи бензолі.

Під час використання горючих ізоляційних матеріалів їх кількість на робочому місці не повинна перевищувати змінної потреби, а їх відходи необхідно зберігати в закритих металевих контейнерах у безпечному місці.

Під час перерв у роботі технологічні пристосування, інструмент та матеріали повинні бути закріплені або прибрані з даху.

При складуванні на покрівлі штучних матеріалів, інструменту і тари з мастикою необхідно вжити заходів проти їх ковзання по скату або здування вітром. Розміщувати на даху матеріали допускається тільки в місцях, передбачених проектом виробництва робіт .

Після закінчення роботи або зміни забороняється залишати на даху матеріали , інструмент або пристосування щоб уникнути нещасного випадку. Громіздкі пристосування повинні бути надійно закріплені .

Електробезпека

Клас виробничих приміщень за ступенем ураження електричним струмом – з підвищеною небезпекою (роботи виконуються на відкритому повітрі).

Вимоги до електробезпеки при виконанні покрівельних робіт:

- 1) Перед початком роботи необхідно перевірити справний стан захисного заземлення. Не допускається працювати при пошкоджені ізоляції .
- 2) Категорично забороняється проводити будь-які ремонтні або інші роботи на машині “Луч”, не відключивши автомат на електрощиті управління .
- 3) Забороняється працювати на покрівлі з використанням будь-якого електроустаткування під час атмосферних опадів.
- 4) При виявленні в машині несправності або напрузі на корпусі (б'є струмом) необхідно роботу припинити і повідомити керівника робіт .
- 5) В кінці роботи електрощит повинен бути повністю відключений від зовнішньої мережі.

4.4. Технічні рішення з пожежної безпеки

Будівля, що проектується має ступінь вогнестійкості – II (будинки з несучими та огорожувальними конструкціями з природних або штучних кам'яних матеріалів, бетону, залізобетону із застосуванням листових і плитних негорючих матеріалів) .

Забезпечення високого рівня пожежної безпеки досягається комплексом організаційних і технічних рішень.

Пожежна безпека виконується наступними рішеннями проекту:

- застосування світильників та проводки згідно з призначенням приміщень;
- розміщення вимикачів за межами пожежонебезпечних та вологих приміщень;
- захист електричних мереж від токів К.З. і перевантажень автоматичними вимикачами та пристроєм захисного відключення.

Об'єкт повинен мати таке об'ємно-планувальне і технічне виконання, щоб евакуація людей з нього була завершена до настання гранично допустимих значень небезпечних чинників пожежі, а при недоцільності евакуації був забезпечений захист людей в об'єкті. Будинок забезпечений виходами на випадок пожежі: на першому поверсі будинку запроектовані три входи, на наступних поверхах – балкони.

Матеріали, що використовуються для теплової ізоляції трубопроводів опалення та водопостачання, а також для трубопроводів і повітроводів системи кондиціонування повітря, повинні мати показники пожежної безпеки не вище ніж Г2, РП1.

4.5. Розрахунок рівномірного освітлення прожекторами будівельного майданчика

Для повноцінної роботи на будівельному майданчику в дві зміни необхідно забезпечити штучне освітлення на майданчику з дотриманням норм та правил . Штучне освітлення виконують шляхом влаштування прожекторів по периметру будівельного майданчика.

Розрахунок полягає у визначенні кількості прожекторів та висоти їх закріплення на мачтах. Вихідними даними є розміри будмайданчика та нормативна освітленість.

Кількість прожекторів, визначається через питому потужність по формулі:

$$n = P \cdot E \cdot S / P_n \quad (8.1)$$

де, P - питома потужність , яку приймаємо при освітленні прожекторами типу ПЗС-35, $P = 0,4 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot \text{лк})$;

E – освітленість горизонтальної поверхні, яка приймається в залежності від питомої потужності $E = 2 \text{ лк}$, а також в залежності від найменування споживачів;

S – площа, яку треба освітлювати, $S=2500 \text{ м}^2$;

P_n – потужність лампи прожектора при освітленні прожекторами типу ПЗС-35, $P_n= 500 \text{ Вт}$;

Підставляємо всі дані у формулу :

$$n = P \cdot E \cdot S / P_n = 0,4 \cdot 2 \cdot 2500 / 500 = 4 \text{ шт.}$$

Приймаємо для освітлення будівельного майданчика 4 прожектора типу ПЗС-35.

Визначаємо мінімальну висоту влаштування прожекторів ПЗС-35 над поверхнею, що освітлюється за формулою:

$$h = \sqrt{I_{\max} / 300}; \quad (8.2)$$

де, I_{\max} – максимальна сила світла, яка приймається згідно ДСТУ Б А.3.2-15:2011: $I_{\max} = 30000 \text{ кВт}$;

$$h = \sqrt{I_{\max} / 300} = \sqrt{30000 / 300} = 10 \text{ м.}$$

Отже, для влаштування освітлення необхідно встановити чотири прожектори типу ПЗС-35 на мачтах по одному на висоті не менше 10 метрів. Кожну прожекторну мачту встановлюють по периметру будівельного майданчика.

Під час виконання даного розділу було визначено оптимальні та допустимі умови з гігієни праці та виробничої санітарії. Прийняті технічні рішення з виробничої безпеки. Також проведено розрахунок освітлення будівельного майданчика.

Перелік посилань

1. Будівельна кліматологія : ДСТУ-Н Б В.1.1-27-2010 (Чинний від 2011-01-11)- К.: Мінбуд України, 2011-123 с.- (Національні стандарти України).
2. Навантаження і впливи: ДБН В.1.2-2:2006 (Чинний від 2007-01-01)- К.: Мінбуд України, 2006-59 с.- (Національні стандарти України).
4. Будівництво у сейсмічних районах України : ДБН В.1.1-12-2006 К.: Мінбуд України, 2017.
5. Пожежна безпека об'єктів будівництва України: ДБН В.1.1-7:2016 К.: Держбуд України, 2003-33 с.- (Національні стандарти України).
6. Опалення, вентиляція та кондиціонування: ДБН В.2.5-67:2013(Чинний від 2014-01-01)- К.: Мінрегіон України, 2013-141 с.- (Національні стандарти України).
7. Конструкції будинків і споруд. Теплова ізоляція будівель: ДБН В.2.6-31:2006 / Мінбуд України. - К. : ДП «Укрархбудінформ», 2006- 66 с.- (Національні стандарти України).
8. Бетонні та залізобетонні конструкції : ДБН В.2.6-98:2009-К.: Мінбуд України, 2009. – 92 с.- (Національні стандарти України).
9. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону : ДСТУ Б В.2.6-156:2010 (Чинний від 2010-01-28)- К.: Мінбуд України, 2010. – 166 с.- (Національні стандарти України)..
10. Железобетонные конструкции. Общий курс: учебник для вузов / Байков В.Н., Сигалов Э.Е. – М.: Стройиздат, 1991 – 767 с.
11. Залізобетонні конструкції: Підручник / А.Я. Барашиков, Л.М. Будникова, Л.В. Кузнєцов та ін.; під ред. А.Я. Барашикова. – К.: Вища школа, 1995. – 591 с.
12. Основи і фундаменти будинків і споруд: ДБН В.2.1-10:2009 – [Видання офіційне].-К.: Мінрегіонбуд України, 2009.-105 с.
13. Основи і фундаменти будинків і споруд (Зміна 1): ДБН В.2.1-10:2009– [Видання офіційне].-К.: Мінрегіонбуд України, 2011.-55 с.

14. Фундаменти мілкового закладання (Частина 1): Методичні вказівки/ І. І Ваганов, І.В. Маєвська, М. М. Попович.-В.: ВНТУ, 2009.- 57 с.
15. Пальові фундаменти (Частина 2): Методичні вказівки/ І. І. Ваганов, І.В. Маєвська, М. М. Попович, Н.В. Блащук -В.: ВНТУ, 2010.- 84 с.
16. А.П.Снежко. Технология строительного производства. Курсовое и дипломное проектирование: підруч. [для студ. вищ. навч. закл.] / А.П.Снежко, Г.М.Батура. – К. : Вища школа, 1991. - 200 с.
17. В.К.Черненко. Технология и организация монтажа строительных конструкций. Справочник . / В.К.Черненко, В.Ф.Баранникова. – К:Будівельник, 1988 – 154 с.
18. Дудар І.Н. Довідник нормативно-технічних даних для проектів виконання комплексу робіт зі зведення надземної частини будівель та споруд. Довідник. / Дудар І.Н., Потапова Т.Е., Прилипко Т.В. – Вінниця.: ВНТУ, 2005. – 137 с.
19. Бетонні та залізобетонні збірні конструкції: ДБН Д.2.2-7-99, Держбуд України, Київ –2000р. –104с.
20. Конструкції з цегли та блоків: ДБН Д.2.2-8-99 Держбуд України, Київ –2000р. –35с.
21. Постанова Кабінету Міністрів України «Отримання дозволу на виконання будівельних робіт» від 13 квітня 2011 року №466:
 1. Порядок виконання підготовчих робіт.
 2. Порядок виконання будівельних робіт.
22. Розробка проекту виконання робіт для будівельного об'єкта. Навчальний посібник/Сердюк В.Р., Ровенчак Т.Г. -Вінниця:ВДТУ,2002.-114с.
23. Організація будівельного виробництва ДБН А.3.1-5-2007.
24. Посібник з розробки проектів організації будівництва і проектів виконання робіт. Київ-2007.
25. Організація будівництва. Підручник/ С.А.Ушацький – К.: Командор, 2007-521 с.
26. Организация жилищно-гражданского строительства. - 2-е изд./ Дикман Л. Г – М.: "Стройиздат", 2006, -495 с.

27. Постанова Кабінету Міністрів України «Про Порядок прийняття в експлуатацію закінчених будівництвом об'єктів» від 13 квітня 2011 року № 461.

28. Выбор кранов и технических средств для монтажа строительных конструкций: Учеб. Пособие/ Соколов Г.К. - М.:МГСУ,2002-180 с.

29. Методичні вказівки до виконання лабораторної роботи “Атестація робочих місць за умовами праці” з дисципліни “Охорона праці в галузі” для студентів усіх спеціальностей / Уклад. О. В. Березюк, М. С. Лемешев. – Вінниця: ВНТУ, 2010. – 21 с.

30. Основи охорони праці: Навчальний посібник/ Кобилянський О.В., Лемешев М.С., Березюк О.В. – Вінниця: ВНТУ, 2010. –188с.

31. ДБН В.1.2-2:2006. Навантаження і впливи. Норми проектування.

32. ДБН В.2.1-10:2018. Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення проектування.

33. ДСТУ Б В.2.6-109:2010. Конструкції будинків і споруд. Плити залізобетонні стрічкових фундаментів. Технічні умови.

34. М.В.Берлинов, Б.А.Ягупов Примеры расчета оснований и фундаментов: Учеб. для техникумов.-М.: Стройиздат,1986.-173с.

35. Далматов Б.И., Лапшин Ф.К., Россихин Ю.В. Проектирование свайных фундаментов в условиях слабых грунтов. Под ред. Б.И.Далматова. Л., Стройиздат, Ленингр. отд-ние, 1975.-240 с.

36. ДБН В.2.1-10:2018 Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення.

37. Палі і пальові фундаменти. Метелюк Н. С.

38. ДБН В.2.6-98:2009 Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення.

39. Основания и фундаменты: Справочник/Под ред. Г.И.Швецова. –М.: Высшая школа, 1991. – 383 с.

40. Федоровский В.Г., Безволев С.Г. Прогноз осадок фундаментов мелкого заложения и выбор модели основания для расчета плит //Основания, фундаменты и подземные сооружения.-2000.-№4.

41. Проектирование железобетонных конструкций: Справоч. пособие/ А.Б.Голышев, В.Я.Бачинский, В.П.Полищук и др.; Под ред. А.Б.Голышева.- К.: Будівельник, 1985.-496 с.

42. Вавилов В.П., Климов А.Г. Тепловизоры и их применение. - М.: Интел универсал, 2002. - 207 с.

43. Карслоу Г. С. Теория теплопроводности, пер. с англ./ Г. С. Карслоу // М.-Л., 2007. – 220 с.

44. Чудновский А.Ф. Теплофизические характеристики дисперсных материалов. - М.: Гос. изд-во физико-математической лит., 1992. - 456 с.

45. Борисов Ю.Д. Новые теплоизоляционные материалы для строительства // Технический текстиль. 2002. № 3, С. 18-23.

46. Лабораторный практикум по технологии теплоизоляционных материалов / Инновационный центр «Химические технологии и оборудование». Электронный ресурс. — Режим доступа : <http://chemteq.ru>

47. Сироткина К.В. Определение теплопроводности древесины / К.В. Сироткина, А.А. Титунин // Сборник научно- исслед. работ молодых ученых по программе «Шаг в будущее». — Кострома: Авантитул, 2005. -С. 104-108.

48. Тарашкевич В. И. Теплофизические свойства древесины мягких лиственных пород, модифицированной термохимическим способом : автореферат дис. кандидата технических наук : 05.21.05 / В.И. Тарашкевич. Белорус, технол. институт, 1990. - 16 с.

49. Карслоу Г. С. Теория теплопроводности, пер. с англ./ Г. С. Карслоу // М.-Л., 2007. – 220 с.

50. Чудновский А.Ф. Теплофизические характеристики дисперсных материалов. - М.: Гос. изд-во физико-математической лит., 1992. - 456 с.

51. Борисов Ю.Д. Новые теплоизоляционные материалы для строительства // Технический текстиль. 2002. № 3, С. 18-23.

52. Лабораторный практикум по технологии теплоизоляционных материалов / Инновационный центр «Химические технологии и оборудование». Электронный ресурс. — Режим доступа : <http://chemteq.ru>

53. Сироткина К.В. Определение теплопроводности древесины / К.В. Сироткина, А.А. Титунин // Сборник научно-исслед. работ молодых ученых по программе «Шаг в будущее». — Кострома: Авантитул, 2005. -С. 104-108.

54. Тарашкевич В. И. Теплофизические свойства древесины мягких лиственных пород, модифицированной термохимическим способом : автореферат дис. . кандидата технических наук : 05.21.05 / В.И. Тарашкевич. Белорус, технол. институт, 1990. - 16 с.

55. Герасимов В. М. Механические свойства древесины и композиционных материалов : монография / В. М. Герасимов. Чита: ЧитГУ, - 2007 г. – 230 с.

56. Рыкунин С.Н. Рациональное использование древесного сырья в производстве заготовок : Дис. . докт. техн. наук.: 05.21.05: защищена 1988г. / С.Н. Рыкунин. — Москва: Московский лесотехнический институт, 1988.-266 с.

57. Титунин А.А. Ресурсосбережение в деревообрабатывающей промышленности. Организационно-технические аспекты : монография / А. А. Титунин. Кострома : Изд-во КГТУ, 2007. - 141 с.

58. Ковальчук Л. М. Производство деревянных клееных конструкций / Ковальчук. 3-е изд., перераб. и доп. - М. : ООО РИФ Стройматериалы, 2005. - 336 с.

59. Боголицын К. Г. Физикохимия лигнина / К. Г. Боголицын // Материалы II Международной конференции : Архангельский гос. технический университет. Архангельск : АГТУ, 2007 г. - 120 с.