

**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 житлового будинку із захисними спорудами цивільного захисту**

Виконали: студенти 6 курсу, групи МБд-21  
спеціальності 192 Будівництво та цивільна інженерія

(шифр і назва спеціальності)

**Щепановський В.В.**

(підпис)

**Лебедева-Скочеляс Н.В.**

(прізвище та ініціали)

**Керівник**

(підпис)

**Ясній В.П.**

(прізвище та ініціали)

**Нормоконтроль**

(підпис)

**Мещерякова О.М.**

(прізвище та ініціали)

**Завідувач кафедри**

(підпис)

**Ясній В.П.**

(прізвище та ініціали)

**Рецензент**

(підпис)

**Богуславська В.Ю.**

(прізвище та ініціали)

Факультет інженерії машин, споруд та технологій

Кафедра будівельної механіки

**ЗАТВЕРДЖУЮ**

Завідувач кафедри

« \_\_\_\_\_ » \_\_\_\_\_ 2022 р.

## **ЗАВДАННЯ НА КВАЛІФІКАЦІЙНУ РОБОТУ**

на здобуття освітнього ступеня магістр  
(назва освітнього ступеня)

за спеціальністю 192 «Будівництво і цивільна інженерія»  
Щепановський Віктор Васильович, Лебедева-Скочеляс Наталія Венедиктівна  
(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема роботи Проект житлового будинку із захисними спорудами цивільного захисту

Керівник роботи Ясній Володимир Петрович, д.т.н., доц  
(прізвище, ім'я, по батькові, науковий ступінь, вчене звання)

Затверджені наказом по університету від «14» листопада 2022 року №4/7-907

2. Термін подання студентом роботи 20 грудня 2022 року

3. Вихідні дані до роботи

4. Зміст розрахунково-пояснювальної записки (перелік питань, які потрібно розробити)

Розділ 1. Архітектурно-будівельний; Розділ 2. Розрахунково-конструктивний;

Розділ 3. Науково-дослідний розділ; Розділ 4. Технологія і організація будівельного

виробництва. Розділ 5. Охорона праці. Розділ 6. Екологія

5. Перелік графічного матеріалу (з точним зазначенням обов'язкових креслень, слайдів)

Генплан, ситуаційна схема, ТЕП по генплану, план благоустрою та озеленення, план типових поверхів, монтажний план збірного залізобетонного перекриття, фасад, розріз фасаду, план технічного поверху, план покрівлі, опалубочне креслення та схеми армування плити перекриття, специфікації арматурних виробів, план фундаментів мілкового закладення, розріз по фундаменті, інженерно геологічний розріз, план будівельного майданчику, календарний план будівництва житлового будинку, графік руху робочих кадрів, графік постачання матеріалів

## 6. Консультанти розділів проекту (роботи)

Розділ	Прізвище, ініціали та посада консультанта	Підпис, дата	
		завдання видав	завдання прийняв
Основна частина	Ясній В.П., д.т.н. доцент		
Охорона праці	Каспрук В.Б., к.т.н., доцент		
Безпека в надзвичайних ситуаціях	Стручок В.С., ст. викладач		
Нормконтроль	Мещерякова О.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.	03.10.2022	
2.	Об'ємно-планувальне рішення.	10.10.2022	
3.	Конструктивні рішення.	18.10.2022	
4.	Теплотехнічний розрахунок стін та стелі.	25.10.2022	
5.	Збір навантаження на перекриття та покриття.	02.11.2022	
6.	Розрахунок типового фундаменту.	10.11.2022	
7.	Розрахунок фундаменту в варіанті колон	15.11.2022	
8.	Розрахунок календарного графіка виконання робіт.	20.11.2022	
9.	Проектування будівельного генерального плану.	25.11.2022	
10.	Опрацювання методики досліджень.	30.11.2022	
11.	Обробка експериментальних даних.	03.12.2022	
12.	Аналіз експериментальних даних.	05.12.2022	
13.	Розроблення технології будівельного виробництва	07.12.2022	
14.	Розроблення заходів із організації будівельного виробництва	10.12.2022	
15.	Розроблення заходів із охорони праці.	11.12.2022	
16.	Розроблення заходів безпеки в надзвичайних ситуаціях.	14.12.2022	

Студенти \_\_\_\_\_

(підпис)

Щепановський В.В. \_\_\_\_\_

Лебедева-Скочеляс Н.В. \_\_\_\_\_

(прізвище та ініціали)

Керівник роботи \_\_\_\_\_

(підпис)

Ясній В.П. \_\_\_\_\_

(прізвище та ініціали)

## ЗМІСТ

ВСТУП.....	7
РОЗДІЛ 1 АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ .....	9
1.1 Загальна частина.....	9
1.1.1 Вихідні дані та документи.....	9
1.1.2 Загальна інформація про місто Тернопіль та природно-кліматичні умови Тернопільської області .....	9
1.1.3 Містобудівельна ситуація ділянки будівництва .....	10
1.1.4 Інженерно-геологічні та гідрогеологічні умови ділянки .....	10
1.1.5 Транспортні зв'язки та екологічний вплив на оточуюче середовище.....	11
1.2 Генеральний план та благоустрій ділянки.....	12
1.3 Архітектурно-планувальне рішення .....	13
1.4 Архітектурно-художнє вирішення будівлі та фасадів .....	14
1.5 Внутрішнє оздоблення.....	15
1.6 Технологічна частина .....	15
1.7 Конструктивна частина .....	16
1.7.1 Несучі конструкції .....	16
1.7.2 Огороджуючі конструкції .....	17
1.7.3 Матеріали для зведення будівлі.....	17
1.8 Інженерне обладнання споруди.....	18
1.9 Узагальнені дані стосовно економічного обґрунтування проекту .....	19
1.10 Укриття.....	20
РОЗДІЛ 2 РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ .....	21
2.1 Розрахунок багатопустотної попередньо напруженої плити перекриття .....	21
2.1.1 Матеріали для виготовлення плити та їх характеристика .....	21

	4
2.1.2 Визначення розрахункового прольоту та навантажень на плиту .....	21
2.1.3 Розрахунок міцності нормальних перерізів .....	24
2.1.4 Визначення геометричних характеристик.....	26
2.1.5 Втрати попереднього напруження та зусилля обтиску.....	28
2.1.6 Розрахунок міцності перерізів, похилих до поздовжньої осі плити.....	30
2.1.7 Розрахунок плити по утворенню тріщин, нормальних до поздовжньої осі... ..	32
2.1.8 Розрахунок плити на розкриття тріщин, нормальних до поздовжньої осі ....	32
2.1.9 Розрахунок по утворенню тріщин, похилих до поздовжньої осі плити.....	44
2.1.10 Розрахунок плити за деформаціями .....	45
2.1.11 Перевірка міцності плити на навантаження, що виникають в стадії виготовлення, транспортування та монтажу .....	48
2.2 Аналіз інженерно-геологічних умов земельної ділянки .....	51
2.2.1 Визначення похідних характеристик ґрунтів. Встановлення повних назв ґрунтів.....	51
2.2.2 Висновки про інженерно-геологічні умови будівельного майданчика.....	58
2.3 Визначення навантажень на фундаменти .....	58
2.3.1 Основні поняття та визначення .....	58
2.3.2 Визначення вантажних площ .....	60
2.3.3 Збір навантажень на фундаменти .....	63
2.4 Проектування стрічкових фундаментів під стіни в осях Ж і Д.....	65
2.4.1 Визначення розрахункової глибини промерзання ґрунту .....	66
2.4.2 Глибина закладання фундаменту .....	66
2.4.3 Визначення розмірів подошви фундаментів .....	67
РОЗДІЛ 3 НАУКОВО-ДОСЛІДНИЙ .....	70
3.1 Застосування СПФ у конструкціях будівель та споруд .....	70

3.2	Методика досліджень .....	77
3.1	НДС залізобетонної балки підсиленої СПФ вставками .....	84
3.4.	Висновок до розділу 3 .....	95
РОЗДІЛ 4 ТЕХНОЛОГІЯ І ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА		97
4.1	Визначення будівельних об'ємів.....	97
4.2	Визначення трудомісткості та термінів будівництва .....	98
4.2.1	Визначення обсягів загально-будівельних робіт .....	98
4.2.2	Визначення трудомісткості робіт .....	100
4.3	Підбір монтажних механізмів і визначення їх кількості.....	102
4.4	Визначення потреби в матеріалах, напівфабрикатах .....	103
4.5	Будівельний генеральний план .....	104
4.5.1	Визначення потреби в інвентарних будинках.....	104
4.5.2	Розрахунок площі складів .....	107
4.5.3	Визначення потреби у воді.....	107
4.5.4	Визначення потреби у електропостачанні будівельного майданчика.....	109
4.6	Визначення техніко-економічних показників будженплану .....	110
4.7	Опис будженплану .....	111
4.8	Визначення терміну будівництва .....	112
4.9	Сітковий графік .....	112
4.9.1.	Сітковий графік будівництва .....	112
4.9.2	Карточка-визначник робіт і ресурсів сіткового графіка .....	113
4.9.3	Техніко-економічні показники сіткового графіку .....	117
РОЗДІЛ 5 ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА В НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ.....		118
5.1	Організація умов праці при будівництві.....	118

5.1.1 Заходи технічної безпеки при виконанні робіт по монтажу металевих та залізобетонних конструкцій.....	122
5.1.2 Розрахунок прожекторного освітлення .....	124
5.1.3 Заходи з пожежної безпеки .....	125
5.1.4 Зварювальні роботи.....	127
5.1.5 Покрівельні роботи .....	128
5.1.6 Опоряджувальні роботи.....	128
БІБЛІОГРАФІЯ.....	129

## ВСТУП

**Актуальність теми.** Даний житловий будинок призначений для проживання людей і відповідного обслуговування їх побутових і культурних потреб, тому такі споруди повинні бути обладнані всіма видами необхідного комунального благоустрою (водопровід, каналізація, опалення й т. д.) і забезпечені системами харчування, побутового й культурного обслуговування відвідувачів.

Місткість будинку розробленого в даній кваліфікаційній роботі на 27 квартир. Приміщення будинку по функціональній ознаці поєднують в групи - житлову й суспільну.

В проєкті передбачено сховище, яке виконує роль найпростішого укриття, для захисту жителів будинку при виникненні надзвичайних ситуацій військового характеру. Також, сховище може бути використане як укриття при надзвичайних ситуаціях іншого характеру, за умови що перебування в сховищі не зумовить більшої шкоди, ніж поза ним.

Суспільна частина будинку розміщена в одному будинку з жилою, що забезпечує найбільшу економію території забудови. Вона складається із приміщень харчування, приміщень розважального призначення й побутового обслуговування.

Основним у вхідній групі є приміщення вестибюля, навколо якого компонують всі інші (гардероб, санітарні вузли і т.д.) із забезпеченням зручних і найкоротших зв'язків з вестибюлем, приміщеннями харчування й культурно-масового призначення.

Група приміщень побутового обслуговування включає приміщення магазину і стоматологічного центру.

Основними структурними одиницями житлової частини будинку є квартири, двокімнатні та трьохкімнатні. До складу таких квартир входять приміщення житлової кімнати, ванної кімнати кухні й санітарного вузла. Санітарні вузли проєктують сполученими зі складом сантехнічного устаткування.

**Метою науково-дослідної частини** є дослідження напружено-деформованого стану залізобетонної балки зі нитіоловими вставками за



розподілених навантажень. Отримані дані порівнюються з напружено-деформованим станом залізобетонної балки зі звичайним армуванням.

**Об'єктом дослідження** є залізобетонна балка зі вставками з псевдопружного сплаву NiTi, розрахункова схема якої відповідає вільній опорі.

**Предметом дослідження** є напружено-деформований стан залізобетонної балки із нітинолу.

**Метод дослідження** полягає у моделюванні напружено-деформованого стану залізобетонної балки методом скінчених елементів у програмному комплексі ANSYS.

## РОЗДІЛ 1

### АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ

#### 1.1 Загальна частина

##### 1.1.1 Вихідні дані та документи

Основними вихідними документами для виконання дипломної роботи є:

- завдання на виконання випускного дипломного проекту;

##### 1.1.2 Загальна інформація про місто Тернопіль та природно-кліматичні умови Тернопільської області

- населення в місті Тернопіль складає 223 462 чоловік (дані 2020 року);
- географічне положення міста - 49° 54' п.ш., 25° 52' с.д.;
- площа міста Тернопіль - 72 км кв.;
- довжина з півночі на південь - 16км, с заходу на схід - 22км.
- найвища точка міста - вершина пагорба (356м).
- територія Тернопільської області – 13,8 тис. кв. км.
- населення Тернопільської області – 1105,4 тис. чоловік, у тому числі: міське - 341000; сільське - 831000.
- щільність населення– 18,45 чол.на кв. км.
- питома вага області в Україні:  
по чисельності населення – 5,2%; по території – 2,3%.

Таблиця 1.1 – Повторюваність напрямків вітру (м. Тернопіль)

Місяць	Пн.	Пн.Сх.	Сх.	Пд.Сх.	Пд.	Пд.Зх.	Зх.	Пн.Зх.
Січень	7	5	10	19	14	8	18	19
Лютий	11	6	7	9	6	8	22	31

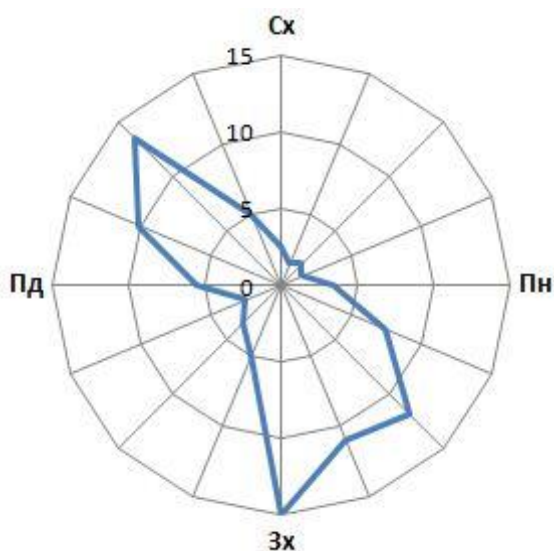


Рисунок 1.1 – Роза вітрів та повторюваність напрямку вітру по румбах в %

Клімат Тернопільщини є помірно-континентальний, з теплим вологим літом і м'якою зимою. Середня температура повітря коливається  $+20^{\circ}\text{C}$  влітку до  $-5^{\circ}\text{C}$  зимою. Середньорічна кількість опадів становить 550-700 мм.

### 1.1.3 Містобудівельна ситуація ділянки будівництва

Ділянка будівництва розміщена в центральній частині м. Тернопіль масиві Дружби. Даний район характеризується забудовою різної поверховості.

### 1.1.4 Інженерно-геологічні та гідрогеологічні умови ділянки

Майданчик для будівництва має розміри в плані 80x45м. Рельєф ділянки характеризується коливаннями висотних позначок. Абсолютні відмітки поверхні землі змінюються від 338,00м до 341,50м, з похилами на північний схід та південний захід.

Бурінням та аналізом результатів лабораторних досліджень зразків ґрунту встановлено, що геолого-літологічна будова ділянки має такий вигляд:

ІГЕ-1 – рослинний шар потужністю 0,4м.

ІГЕ-2 – суглинок твердий неспісний, потужністю 2,2-5,8м.

ПЕ-3 – суглинок тугопластичний неперсідний, потужністю 4,0-4,1м.

ПЕ-4 – суглинок м'якопластичний неперсідний, потужністю 2,0-2,1м.

ПЕ-5 – пісок середньої крупності, середньої щільності, насичений водою, потужністю 2,7-3,6м.

На період виконання вишукувальних робіт ґрунтові фіксувалися свердловинами на абсолютних відмітках 338,7...341,4м.

Відмітка низу підосви фундаменту будівлі, що проектується 337,2.

Дані інженерно-геологічні умови дозволяють здійснювати будівництво на майданчику, відведеному під забудову, з використанням фундаментів мілкового закладання.

### **1.1.5 Транспортні зв'язки та екологічний вплив на оточуюче середовище**

Доставку матеріалів для будівництва будемо проводити автомобільним транспортом. Залізобетонні конструкції буде завозитись на будівельний майданчик з ПАТ Березовицький комбінат «Будіндустрія», що знаходиться в с.м.т. В. Березовиця, Тернопільського р-ну, Тернопільської обл. Відстань перевезення матеріалів від заводу до будівельного майданчика складає приблизно 8 км, тому матеріали будуть завозитись на будівельний майданчик за допомогою автомобільного транспорту.

Цегла для внутрішніх та зовнішніх стін та перегородок привозиться з Філія "Цегельний завод" ТОВ "Тернопільбуд", що знаходиться у м. Волочиськ на відстані 60 км від будівельного майданчика.

Склопакет для фасадних систем AGS буде закуповуватись в ТОВ «Viknaroff», що знаходиться на відстані 2,4 км від об'єкту будівництва.

Асфальтобетон для внутрішніх проїздів та тротуарів привозиться ПАТ «Спецавтоінвест» в с.м.т. В. Березовиця, Тернопільського р-ну, Тернопільської обл, що знаходиться на відстані 11,4 км від об'єкту будівництва. Сантехнічні роботи будуть виконуватися ВАТ «ТернопільСантех», що знаходиться на відстані 6 км від об'єкту будівництва.

## 1.2 Генеральний план та благоустрій ділянки

Ділянка для розміщення даного проекту знаходиться в м. Тернопіль у структурі району Дружба. Будинок розташовується недалеко від центра міста. Площа ділянки під будівництво становить 0,2616 га.

Генеральний план забудови майданчика розроблений на топографічній основі в масштабі 1:500.

При благоустрою території передбачається проектування нових паркових доріжок, з влаштуванням лав для відпочинку. Під'їзди до будівлі мають ширину 7м і влаштовуються з асфальтобетонного покриття. При озелененні ділянки передбачається посадка нових насаджень та дерев, які не перешкоджатимуть нормальній експлуатації споруди, руху людей та транспорту. Біля головного входу в будівлю влаштовані місця для відпочинку відвідувачів будівлі.

Для кращої організації рельєфу, збереженні існуючого рельєфу та відводу води з території ділянки передбачається влаштування підпірних стінок різної висоти.

Головний фасад будівлі виходить на Північ.

Відведена під забудову ділянка розміщена в безпосередній близькості до центру міста і має під'їзд до вул. Бережанська.

Будівля, що проектується, прив'язується до 4-х поверхового житлового будинку.

Ситуаційна схема для зображення розміщення об'єкту будівництва в м. Тернопіль, генеральний план, техніко-економічні показники по генеральному плану, типи покриттів та відомість житлових та громадських будівель і споруд представлена на аркуші 1 графічної частини проекту.

План благоустрою і озеленення, план організації рельєфу з відомостями елементів озеленення та малих архітектурних форм наведена на аркуші 2 креслень.

Таблиця 1.2 – Техніко-економічні показники по генеральному плану

№	Найменування	Од.вим.	Показник	Примітки
1	Площа ділянки	га	0,2616	
2	Площа забудови	га	0,0308	
3	Процент забудови	%	11,8	
4	Площа мощення	м <sup>2</sup>	552,93	
5	Площа озеленення	м <sup>2</sup>	987,77	
6	Площа благоустрою	м <sup>2</sup>	671,28	

### 1.3 Архітектурно-планувальне рішення

Проектно-планувальні рішення. Будинок вміщає в себе повний спектр послуг для відпочинку й житла. На першому поверсі будівлі розміщено об'єкти прийомно-вестибюльної групи стоматологічного центру, кафе на 20 місць та приміщення для адміністрації. Передбачено, за допомогою паркових доріжок, зв'язок будинку з зонами відпочинку дітей та дорослих, майданчиком для занять фізкультурою, господарськими майданчиками та прогулянковим бульваром. Для відвідувачів кафе перед головним входом розміщена тимчасова стоянка на 6 автомобілів, і з бокового фасаду для тимчасової стоянки жителів. Також в будинку передбачений підвал.

Житлові квартири знаходяться з другого по дев'ятий поверхи будівлі. В будинку передбачено квартири двох типів:двохкімнатні та трьохкімнатні, в кожній квартирі передбачена ванна кімната, туалет, кухня також є вихід на балкон. Загальна кількість номерів – 27, кількість квартир на поверсі – 3, загальна площа квартир – 246,9 м<sup>2</sup>, житлова площа квартир – 129,45 м<sup>2</sup>. Оскільки квартири знаходяться над такими об'єктом як кафе, то передбачається влаштування в підлозі якісної звукоізоляції. Вікна квартир виходять на кожную сторону фасаду.

Висота поверхів прийнята згідно норм і становить 2,8 м.

Плани першого поверху, типового та технічного поверхів показані на аркуші 5 графічної частини проекту. Експлікації приміщень громадського призначення наведені в табличній формі на аркуші 5 графічної частини проекту.

### **1.3.1 Основні техніко-економічні показники будівлі**

Техніко-економічні показники по будівлі наведені в табл. 1.3.

Таблиця 1.3 – ТЕП по будівлі

№	Найменування	Од.вим.	Показник
1	Площа будівлі в плані	м <sup>2</sup>	366,70
2	Будівельний об'єм	м <sup>3</sup>	10505,96
2	Загальна площа будівлі	м <sup>2</sup>	2473,03
3	Загальна площа квартир	м <sup>2</sup>	246,9
4	Кількість квартир	кв.	27

### **1.4 Архітектурно-художнє вирішення будівлі та фасадів**

Зовнішній образ будинку гармонує з навколишнім середовищем мікрорайону. Враховуючи особливості ландшафту та композицію всього житлового комплексу використано такі засоби архітектурної композиції:

- вертикальне та горизонтальне членування зовнішніх площин стін віконними прорізами та балконами та їх конструктивними елементами;
- на літніх приміщеннях (балконах) архітектурну виразність фасаду надають декоративні вставки огорож балконів;
- виконання парапету різної криволінійної форми та конфігурації;
- використання архітектурних деталей – розміщених на фасаді, які

доповнюють композиційний задум.

- для утеплення фасаду використана система «мокрого» утеплення (за утеплювач приймаємо пінополістиролові плити).

Невід'ємним елементом споруди є кольорове опорядження фасаду в теплій зеленій гамі та покриття козирків метало черепицею червоного кольору. В межах доповнюючих кольорів при опорядження фасаду використанні – світло-зелений і темно-зелений кольори.

Арки на фасадах, чіткий ритм приміщень з балконами, з купольним дахом створюють разом своєрідний архітектурний образ.

Фасади будівлі показані на аркушах 3-4 графічної частини проекту.

### **1.5 Внутрішнє оздоблення**

Внутрішня обробка приміщень квартир:

Підлоги: дубовий паркет (20 мм); основа-фанера (10 мм); цементно-піщана стяжка (20мм); шумоізоляція (30 мм); плита перекриття (220 мм).

Стіни: штукатурка; цегляна стіна.

Внутрішня обробка приміщень громадського призначення:

Підлоги: плитка керамічна; цементно-піщана стяжка (20мм); плита перекриття (220 мм).

Стіни: шпалери; штукатурка; цегляна стіна.

### **1.6 Технологічна частина**

Приміщення будинку по функціональній ознаці поєднують в групи – житлову, суспільну і технічну.

До житлової групи відносяться безпосередньо самі житлові квартири. Вони є двох- і трьохкімнатні, в кожній квартирі передбачена ванна кімната, туалет, кухня також є вихід на балкон.



До суспільної групи відносяться приміщення громадського призначення що розміщені на першому поверсі. Вони в свою чергу поділяються на:

- для відпочинку і харчування
- для побутового обслуговування
- для лікувально-профілактичного

До групи відпочинку і харчування відноситься кафе, розраховане на 20 місць. Вхід в кафе виходить на головний фасад, з якого ми попадаємо у вестибюль. З вестибюля можна потрапити в любе приміщення кафе, пройшовши невеликим коридором попадаємо в зал кафе, рядом з яким знаходиться доготовча кімната і мийка. В кафе також передбачені гардероб, санвузол та підсобне приміщення кафе.

До групи побутового обслуговування належить приміщення магазину з торговим залом площею 36,49 м<sup>2</sup>. Також передбачені такі приміщення як: склад продукції магазину, кімната персоналу, мийка, поливна та санвузол.

До лікувально-профілактичного відноситься стоматологічний центр з двома кабінетами стоматолога, вестибюль, санвузли та кімната персоналу.

Входи в приміщення магазину і стоматологічного центру виходять в задній двір будинку.

## **1.7 Конструктивна частина**

### **1.7.1 Несучі конструкції**

Несучими конструкціями в будівлі є плити перекриття та стіни. Просторова жорсткість і стійкість будівлі забезпечується плитами перекриття.

Фундаменти будуть використовуватись стрічкові мілкового закладання. Підшва фундаменту буде опиратися в сприятливий ґрунт – глину тверду не просідну.

Фундаменти - одна з найбільш відповідальних частин будівлі, яка є основною несучою конструкцією. Фундамент сприймає зусилля від ваги вище лежачих конструкцій та передає навантаження на ґрунт основи. Проектування фундаментів полягає у виборі його типу, розмірів і способів влаштування. Для цього визначають

матеріал та конструкцію фундаменту, глибину його залягання, тиск на підшву фундаменту.

Фундамент повинен лежати нижче рівня промерзання ґрунтів, який для м. Тернопіль становить 0,8 м.

Перекрыття будівлі виконується збірними залізобетонними пустотними плитами перекрыття, товщиною 0,22 м.

### **1.7.2 Огороджуючі конструкції**

Огороджуючими конструкціями є внутрішні стіни та перегородки, покриття і підлога.

Стіни та перегородки влаштовуються з цегли глиняної звичайної М 75 на цементно - піщаному розчині М 75, об'ємною вагою 1800 кг/м<sup>3</sup>. Товщина внутрішніх стін становить 0,51м. Товщина внутрішніх перегородок складає 0,12м – 0,65м. З метою збільшення звукоізоляції особливу увагу необхідно звернути на зароблення швів та зазорів між перегородками, стінами та перекрыттям.

Перекрыття будівлі виконується збірними залізобетонними пустотними плитами перекрыття, товщиною 0,22 м.

Вікна, двері виконуються по індивідуальному замовленню.

### **1.7.3 Матеріали для зведення будівлі**

Реконструкція і технічне переозброєння діючих виробництв а також житлове і цивільне будівництво в містах і селах вимагають значного підвищення продуктивності праці, зниження вартості, скорочення тривалості та поліпшення якості будівництва. Для цього необхідно підносити рівень індустріалізації будівельного виробництва і ступінь заводської готовності будівельних конструкцій і деталей, розширювати застосування нових ефективних конструкцій, збільшувати потужності територіальних будівельно-монтажних організацій і пересувних

інвентарних баз будівельної індустрії, вдосконалювати методи зведення будівель і споруд.

При зведенні будинку використовуються такі матеріали:

- бетонна суміш – для влаштування монолітних ділянок перекриття;
- арматура – для влаштування монолітних ділянок перекриття;
- дерев'яна опалубка – для влаштування монолітних конструкцій будівлі;
- керамічна цегла – для кладки внутрішніх, зовнішніх стін та перегородок;
- алюмінієві профілі – для влаштування дверей, вікон;
- однокамерні склопакети – для влаштування дверей, вікон;
- цементно-піщаний розчин – для вирівнювання поверхні конструкцій, влаштуванні стяжки;
- вапняно-піщаний розчин – для згладжування швів та стиків.

### **1.8 Інженерне обладнання споруди**

Електропостачання – вся проводка здійснюється за допомогою мідного кабелю січенням  $2,5 \text{ мм}^2$  у гумовій ізоляції в поліхлорвінілових трубах діаметром 2 см, які заздалегідь покладені в штукатурку плюс заземлюючий провід. Для підключення електропобутових приладів на висоті 0,4 – 0,9 м від підлоги розташовані електророзетки. Електропостачання передбачається від діючої трансформаторної підстанції.

Опалення – централізоване з нижнім розведенням, водяний теплоносій.

В якості вентиляції прийнята природна витяжна система вентиляції. Вентиляційні блоки встановлені в санвузлах, кухнях, технічних приміщеннях.

Водопостачання й каналізація – водопровід господарсько-питний, каналізація господарсько-фекальна. Водопровід і каналізація підключені до водопроводу та каналізації існуючих мереж міста, які проходять поблизу будинку. Газифікація - подача газу передбачена для готування їжі в кухнях.

Будинок обладнаний пасажирським ліфтом, площа якого прийнята згідно державних будівельних норм.

## **1.9 Узагальнені дані стосовно економічного обґрунтування проєкту**

Кошторисна документація складена відповідно до:

1) настанова з визначення вартості будівництва (наказ Мінрегіонбуду № 281 від 01 листопада 2021 р.);

2) настанова з визначення вартості проектних, науково-проектних, вишукувальних робіт та експертизи проектної документації на будівництво (наказ Мінрегіонбуду № 281 від 01 листопада 2021 р.);

3) укрупнених показників кошторисних прямих витрат вартості 1м<sup>3</sup> будівель, споруд, об'єктів, житлових будинків в поточних цінах на трудові та матеріально-технічні ресурси, згідно усереднених даних Держбуду України станом на 2022 рік.

У зведеному кошторисному розрахунку після підсумку глав 1-12 визначаються: кошторисний прибуток, адміністративні витрати, кошти на покриття ризику, кошти на покриття витрат, пов'язаних з інфляційними процесами, податки:

- об'єкти основного призначення згідно кошторисного розрахунку;
- технічний нагляд згідно ДСТУ;
- вартість експертизи проектної документації (K=1,1) згідно ДСТУ;
- кошторисний прибуток (П) згідно ДСТУ;
- кошти на покриття адміністративних витрат будівельних організацій (AB) згідно ДСТУ;
- кошти на покриття ризику всіх учасників будівництва згідно ДСТУ;
- кошти на покриття додаткових витрат, пов'язаних з інфляційними процесами (I) згідно розрахунку;
- податок на додану вартість згідно ДСТУ.

Для виконання економічної частини диплому – визначення кошторисної вартості будівництва, виконуються розрахунки на загально будівельні роботи, об'єктний, локальний кошториси і зведений кошторисний розрахунок будівництва.

Розрахунки виконуються за укрупненими нормативами і правилами визначення вартості будівництва ДСТУ Б Д.1.1-1:2013.

Усі розрахунки проведені у відповідності до ДСТУ Б Д.1.1-1:2013 «Правила визначення вартості будівництва». Всього за зведеним кошторисним розрахунком – 11 981,25 тис. грн. В тому числі:

- кошторисна вартість - 8378,48 тис. грн.
- кошторисні трудовитрати по об'єкту – 73,209 тис. люд/год.
- кошторисна заробітна плата по об'єкту – 1706,44 тис. грн.
- будівельних робіт - 9636,708 тис. грн.
- інші витрати – 2344,544 тис. грн.

Відповідно до ресурсних елементних кошторисних норм (РЕКН) кошторисна заробітна плата становить від 5385 до 8250 грн. при середньому розряді 3,8. В кошторисному розрахунку було взято мінімальну заробітню плату - 3590 грн. Кошторисний розрахунок виконаний в програмному комплексі АВК-5 (3.2.2).

### **1.10 Укриття**

В проєкті передбачено сховище, яке виконує роль найпростішого укриття, для захисту жителів будинку при виникненні надзвичайних ситуацій військового характеру. Також, сховище може бути використане як укриття при надзвичайних ситуаціях іншого характеру, за умови що перебування в сховищі не зумовить більшої шкоди, ніж поза ним. В сховищі не передбачені засоби захисту при радіаційному, іонізуючому та хімічному забрудненні. Укриття забезпечує захист від ударної хвилі та осколків артилерійських снарядів калібром до 120мм та від прямого влучення стрілецької зброї калібром до 30 мм.

Планування сховища дозволяє розміщення в ньому кімнат для приготування та прийому їжі, кімнат для постійного перебування та санвузлів. Кімнати для постійного перебування обладнуються одно та двоярусним ліжками. Для швидкого переміщення у сховище та евакуації із нього передбачено входи та виходи, розташовані у взаємно протилежних напрямках.

## РОЗДІЛ 2

### РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ

#### 2.1 Розрахунок багатопустотної попередньо напруженої плити перекриття

##### 2.1.1 Матеріали для виготовлення плити та їх характеристика

Номінальні розміри плити:

- довжина 7,2 м;
- ширина 1,5 м;
- товщина 0,22 м.

Плита виготовлена з електротермічним натягом арматури на упори та тепловологісною обробкою.

Бетон важкий, класу В20:

$$R_b^T = 11,5 \text{ МПа}, R_{bt} = 0,9 \text{ МПа}, R_{bt,ser} = 1,4 \text{ МПа}, R_{b,ser} = 15 \text{ МПа},$$

$$E_b = 24 \cdot 10^3 \text{ МПа},$$

коефіцієнт умов роботи за дії тривалих навантажень  $\gamma_{b2} = 0,9$ .

$$R_b = \gamma_{b2} R_b^T = 0,9 \cdot 11,5 = 10,35 \text{ МПа} = 1,035 \text{ кН/см}^2.$$

Поздовжня робоча арматура із сталі класу А-500:

$$R_s = 450 \text{ МПа}, R_{s,ser} = 500 \text{ МПа}, E_s = 19 \cdot 10^4 \text{ МПа};$$

Поперечна арматура та зварні сітки зі сталі класу А-240:

$$R_s = 225 \text{ МПа}, R_{sw} = 175 \text{ МПа}, E_s = 21 \cdot 10^4 \text{ МПа}.$$

Вимоги до плит по тріщиностійкості ставляться 3-ої категорії.

##### 2.1.2 Визначення розрахункового прольоту та навантажень на плиту

Розрахунковий проліт плити з врахуванням обпирання на стіни по 100 та 200 мм з двох боків відповідно:

$$l_0 = 7,18 - \frac{0,1}{2} - \frac{0,2}{2} = 7,03 \text{ м}.$$

Розрахунок навантажень на  $1 \text{ м}^2$  плити перекриття зводимо у таблицю 2.1.

Таблиця 2.1 – Навантаження на  $1\text{ м}^2$  плити перекриття

№ п/п	Вид навантаження	Характер истичне навантаж ення, кН/м <sup>2</sup>	Розрахункове навантаження			
			Експлуатаційне		Граничне	
			Коефіцієн т на- дійності за навантаж енням, $\gamma_{fe}$	Значенн я наванта ження, кН/м <sup>2</sup>	Коефіцієн т на- дійності за навантаж енням, $\gamma_{ft}$	Значенн я наванта ження, кН/м <sup>2</sup>
Постійне						
1	Паркет на клею $\delta = 0,02$ м; $\rho = 5$ кН/м <sup>3</sup>	0,1	1,0	0,1	1,3	0,13
2	Цементно- піщана стяжка $\delta$ $= 0,04$ м; $\rho = 22$ кН/м <sup>3</sup>	0,88	1,0	0,88	1,3	1,14
3	Утеплювач – керамзит $\delta = 0,1$ м; $\rho = 6$ кН/м <sup>3</sup>	0,6	1,0	0,6	1,3	0,78
4	Пароізоляція $\delta = 0,005$ м; $\rho = 0,05$ кН/м <sup>3</sup>	0,00025	1,0	0,00025	1,2	0,0003
5	Плита перекриття	3,0	1,0	3,0	1,1	3,3
Всього постійне				$q_e = 4,58$	–	$q = 5,35$
Тимчасове						
	короткочасне	1,15	1,0	1,15	1,3	1,495
	квазіпостійне	0,35	1,0	0,35	1,3	0,455
Всього тимчасове				$p_e = 1,5$	–	$p = 1,95$
<b>Разом</b>				$q_e + p_e = 6,08$	–	$q + p = 7,3$

Навантаження на 1 м довжини плити:

граничне повне  $g^n = 7,3 \cdot 1,5 = 10,95$  кН/м;

експлуатаційне повне  $g_e^n = 6,08 \cdot 1,5 = 9,12$  кН/м;

експлуатаційне постійне і квазіпостійне  $g_e^l = (4,58 + 0,35) \cdot 1,5 = 7,4$  кН/м.

Розрахункова схема плити перекриття являє собою однопролітну статично визначну балку прольотом  $7,03$  м завантажену рівномірно розподіленим навантаженням (рис. 2.1).

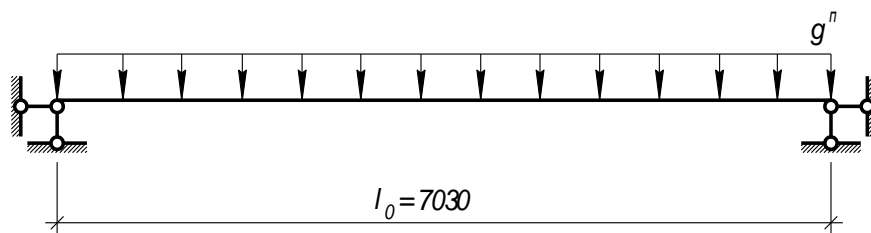


Рисунок 2.1 – Розрахункова схема плити

Зусилля від граничного повного навантаження:

- згинаючий момент в середині прольоту  $l_0 = 7,03$  м

$$M_n = \frac{g^n l_0^2}{8} = \frac{10,95 \cdot 7,03^2}{8} = 67,65 \text{ кНм};$$

- поперечна сила

$$Q_n = \frac{g^n l_0}{2} = \frac{10,95 \cdot 7,03}{2} = 38,49 \text{ кН}.$$

Зусилля від експлуатаційного навантаження:

- згинаючий момент від повного навантаження

$$M = \frac{g_e^n l_0^2}{8} = \frac{9,12 \cdot 7,03^2}{8} = 56,34 \text{ кНм};$$

- згинаючий момент від постійного і експлуатаційного навантаження

$$M_l = \frac{g_e^l l_0^2}{8} = \frac{7,4 \cdot 7,03^2}{8} = 45,71 \text{ кНм};$$



– поперечна сила від повного навантаження

$$Q = \frac{g_n^e l_0}{2} = \frac{9,12 \cdot 7,03}{2} = 32,06 \text{ кН.}$$

### 2.1.3 Розрахунок міцності нормальних перерізів

Плиту як балку прямокутного перерізу з заданими розмірами:

$$b \times h = 150 \times 22 \text{ см,}$$

де  $b$  – номінальна ширина;

$h$  – висота плити.

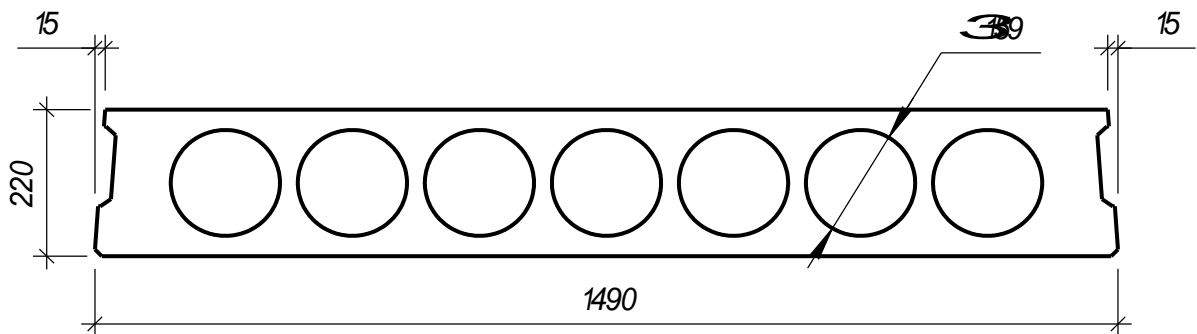


Рисунок 2.2 – Поперечний переріз плити

Для розрахунку поперечний переріз багатопустотної плити приводимо до еквівалентного таврового перерізу (рис. 2.3). Замінюємо площі круглих пустот прямокутниками тієї ж площі і того ж моменту інерції. Ширина полиці  $b_f = 149$  см, розрахункова ширина стиснутої полиці  $b_f' = 146$  см.

$$h_1 = 0,9 d = 0,9 \cdot 15,9 = 14,3 \text{ см;}$$

$$h_f = h_f' = \frac{h - h_1}{2} = \frac{22 - 14,3}{2} = 3,85 \text{ см;}$$

Приведена товщина ребра:

$$b = b_f' - 7 h_1 = 146 - 7 \cdot 14,3 = 45,9 \text{ см} \approx 46 \text{ см.}$$

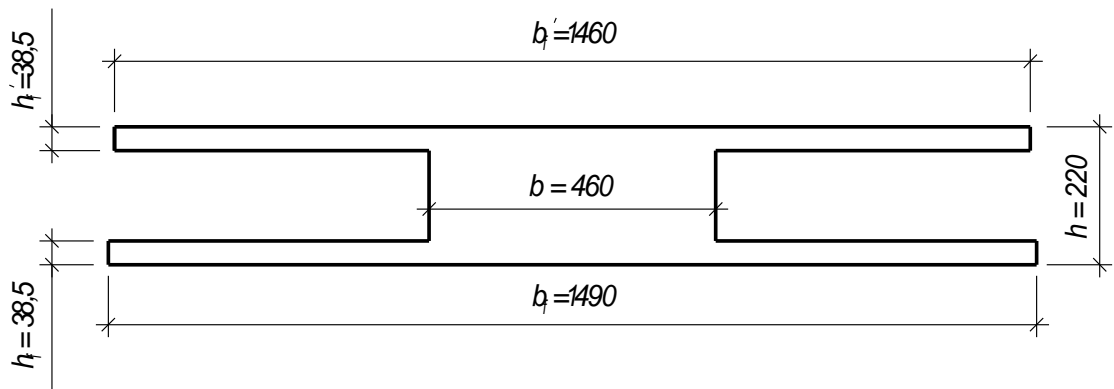


Рисунок 2.3 – Розрахунковий переріз плити

В розрахунок вводиться вся ширина полиці  $b_f' = 146$  см, так як

$$\frac{b_f' - b}{2} = \frac{146 - 46}{2} = 50 \text{ см} < \frac{1}{6} l_0 = \frac{1}{6} \cdot 703 = 117,2 \text{ см}.$$

Припустивши, що ширина захисного шару бетону  $a = 2,5$  см, то робоча висота перерізу:

$$h_0 = h - 2,5 = 22 - 2,5 = 19,5 \text{ см}.$$

Положення межі стиснутої зони бетону визначаємо з умови:

$$M \leq \gamma_{b2} R_b b_f' h_f' (h_0 - 0,5 h_f');$$

$$67,65 \text{ кНм} < 0,9 \cdot 1,035 \cdot 146 \cdot 3,85 \cdot (19,5 - 0,5 \cdot 3,85) \cdot 10^{-2} = 92,02 \text{ кНм},$$

тобто стиснута зона знаходиться в полиці, розрахунок плити ведемо як прямокутного перерізу з розмірами  $b_f' \times h$ .

Обчислюємо значення коефіцієнта  $\alpha_m$  за формулою:

$$\alpha_m = \frac{M_n}{\gamma_{b2} R_b b_f' h_0^2} = \frac{67,65 \cdot 10^2}{0,9 \cdot 1,035 \cdot 146 \cdot 19,5^2} = 0,131.$$

За таблицями знаходимо значення  $\xi = 0,141$ ;  $\eta = 0,931$ .

Обчислюємо значення  $\xi_R$ :

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sr}}{500} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,775}{1 + \frac{450}{500} \left(1 - \frac{0,775}{1,1}\right)} = 0,612,$$

де  $\sigma_{sr} = R_s = 450$  МПа;

$$\omega = \alpha - 0,008 \gamma_{b2} R_b = 0,85 - 0,008 \cdot 0,9 \cdot 10,35 = 0,775.$$

Перевіряємо умову  $\xi = 0,141 < \xi_R = 0,612$ , умова виконується

$$x = \xi h_0 = 0,141 \cdot 19,5 = 2,75 \text{ см} < h_f' = 3,85 \text{ см}.$$

Коефіцієнт умов роботи арматури підвищеної міцності визначаємо за

формулою:  $\gamma_{s_6} = \eta - (\eta - 1) \left( \frac{2\xi}{\xi_R} - 1 \right) = 1,2 - (1,2 - 1) \cdot \left( \frac{2 \cdot 0,141}{0,612} - 1 \right) = 1,31,$

де  $\eta = 1,2$  – коефіцієнт для арматури класу А-500.

Площа перерізу робочої попередньо напруженої арматури:

$$A_{sp} = \frac{M}{\eta \gamma_{s_6} R_s b h_0} = \frac{67,65 \cdot 10^3}{1,2 \cdot 1,31 \cdot 450 \cdot 1 \cdot 19,5} = 4,9 \text{ см}^2.$$

Приймаємо 4  $\varnothing$  14 А-500,  $A_{sp} = 6,15 \text{ см}^2,$

Тоді остаточно:

$$h_0 = h - a_{зш} - 0,5 d_s = 220 - 20 - 0,5 \cdot 14 = 193 \text{ мм},$$

де  $a_{зш} = 20 \text{ мм}$  – товщина захисного шару бетону;

$d_{sp} = 14 \text{ мм}$  – діаметр стержневої арматури.

У верхній зоні арматуру розташовуємо конструктивно 4  $\varnothing$  8 класу А-240:

$$A_s' = 2,01 \text{ см}^2.$$

## 2.1.4 Визначення геометричних характеристик

Відношення модулів пружності:

– при арматурі А-500

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{190000}{24000} = 7,92.$$

– при арматурі А-240

$$\alpha' = \frac{E_s}{E_b} = \frac{210000}{24000} = 8,75.$$

Площа приведенного перерізу:

$$\begin{aligned} A_{red} &= b_f' h_f' + b_f h_f + b h_l + \alpha A_{sp} + \alpha' A_s' = 146 \cdot 3,85 + 149 \cdot 3,85 + \\ &+ 46 \cdot 14,3 + 7,92 \cdot 6,15 + 8,75 \cdot 2,01 = 1860,26 \text{ см}^2; \end{aligned}$$

Статичний момент відносно нижньої грані:

$$\begin{aligned}
S_{red} &= b'_f h'_f (h - 0,5h'_f) + b_f h_f 0,5h_f + bh_1(0,5h_1 + h_f) + \alpha A_{sp}(h - h_0) + \\
&+ \alpha' A'_s(h - a_{зу}' - 0,5d_s') = 562,1 \cdot (22 - 0,5 \cdot 3,85) + 573,65 \cdot 0,5 \cdot 3,85 + \\
&+ 657,8 \cdot (0,5 \cdot 14,3 + 3,85) + 44,748 \cdot (22 - 19,3) + 21,963 \cdot (22 - 2 - 0,5 \cdot 0,8) = \\
&= 11284,16 + 1104,28 + 7235,8 + 116,34 + 430,47 = 20171,05 \text{ см}^3.
\end{aligned}$$

Знаходимо відстань від нижньої грані до центру ваги приведенного перерізу:

$$y_{red} = \frac{S_{red}}{A_{red}} = \frac{20171,05}{1860,26} = 10,8 \text{ см};$$

від верхньої грані до центру ваги приведенного перерізу:

$$h - y_{red} = 22 - 10,8 = 11,2 \text{ см}.$$

Відстані від центру ваги приведенного перерізу до центрів ваги нижньої і верхньої арматури:

$$y_{sp} = y_{red} - a_{зу} - 0,5d_{sp} = 10,8 - 2,0 - 0,5 \cdot 1,4 = 8,2 \text{ см};$$

$$y_s' = h - y_{red} - a_{зу}' - 0,5d_s' = 11,2 - 2,0 - 0,5 \cdot 0,8 = 8,8 \text{ см}.$$

Момент інерції приведенного перерізу відносно його центра ваги:

$$\begin{aligned}
I_{red} &= \frac{b'_f h'_f{}^3}{12} + b'_f h'_f \left( (h - y_{red}) - 0,5h'_f \right)^2 + \frac{bh_1^3}{12} + bh_1(0,5h_1 - (h - y_{red}))^2 + \\
&+ \frac{b_f h_f^3}{12} + b_f h_f (y_{red} - 0,5h_f)^2 + \alpha A_{sp} y_{sp}^2 + \alpha' A'_s y_s'^2 = \frac{146 \cdot 3,85^3}{12} + \\
&+ 146 \cdot 3,85 \cdot (11,2 - 0,5 \cdot 3,85)^2 + \frac{46 \cdot 14,3^3}{12} + 46 \cdot 14,3 \cdot (0,5 \cdot 14,3 - 11,2)^2 + \\
&+ \frac{149 \cdot 3,85^3}{12} + 149 \cdot 3,85 \cdot (10,8 - 0,5 \cdot 3,85)^2 + 44,748 \cdot 8,2^2 + 21,963 \cdot 8,8^2 = \\
&= 694,31 + 48355,0 + 11209,46 + 10789,56 + 708,58 + 45183,9 + \\
&+ 3008,86 + 1700,81 = 121650,48 \text{ см}^4
\end{aligned}$$

Момент опору:

– відносно нижньої грані

$$W_{red} = \frac{I_{red}}{y_{red}} = \frac{121650,48}{10,8} = 11263,93 \text{ см}^3;$$

– відносно верхньої грані

$$W'_{red} = \frac{I_{red}}{h - y_{red}} = \frac{121650,48}{22 - 10,8} = 10861,65 \text{ см}^3.$$

Пружно-пластичний момент опору:

– відносно нижньої грані

$$W_{pl} = \gamma W_{red} = 1,5 \cdot 11263,93 = 16895,9 \text{ см}^3;$$

– відносно верхньої грані

$$W'_{pl} = \gamma W'_{red} = 1,5 \cdot 10861,65 = 16292,48 \text{ см}^3,$$

де  $\gamma = 1,5$  – для двотаврового перерізу.

### 2.1.5 Втрати попереднього напруження та зусилля обтиску

Попереднє початкове напруження арматури  $\sigma_{sp}$  повинне бути в межах:

$$0,3R_{s,ser} = 0,3 \cdot 500 = 150 \text{ МПа} < \sigma_{sp} = 0,75R_{s,ser} = 0,75 \cdot 500 = 375 \text{ МПа} < R_{s,ser} - p = \\ = 500 - 80 = 420 \text{ МПа}$$

$$\text{де } p = 30 + \frac{360}{l} = 30 + \frac{360}{7,2} = 80 \text{ МПа},$$

тут  $l$  – віддаль між зовнішніми гранями упорів.

Втрати до закінчення обтиску від релаксації напружень:

$$\sigma_l = 0,03\sigma_{sp} = 0,03 \cdot 375 = 11,25 \text{ МПа}.$$

Від температурного перепаду витрати рівні нулю, оскільки при пропарюванні переміщення упорів піддона і плити проходить одночасно.

Втрати від деформації анкерних пристроїв та піддона повинні бути враховані при визначенні довжини заготовки арматури із умови забезпечення початкового напруження, тому  $\sigma_5 = 0$ .

Зусилля попереднього обтиску з врахуванням цих втрат при  $\gamma_{sp} = 1$ :

$$P = \gamma_{sp} (\sigma_{sp} - \sigma_l) A_{sp} = 1 \cdot (375 - 11,25) \cdot 6,15 \cdot 100 = 205,52 \text{ кН}.$$

Для визначення втрат від швидкоплинної повзучості визначаємо напруження обтиску по формулі:

$$\sigma_{bp} = \frac{P}{A_{red}} + \frac{P y_{sp} y_{red}}{I_{red}} = \frac{205,52}{1860,26} + \frac{205,52 \cdot 8,2 \cdot 10,8}{121650,48} = 2,6 \text{ МПа}.$$

$$\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = \frac{2,6}{14} = 0,186 < \alpha = 0,25 + 0,025 = 0,275,$$

де  $R_{bp} = 0,25 + 0,025R_{bp}^0 = 0,25 + 0,025 \cdot 14 = 0,6$ ,

тут  $R_{bp}^0 = 0,7B = 0,7 \cdot 20 = 14 \text{ МПа}$ .

Втрати від швидкоплинної повзучості:

$$\sigma_6 = 0,85 \cdot 40 \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = 0,85 \cdot 40 \cdot 0,186 = 6,32 \text{ МПа}.$$

Всього перші втрати, що проходять до закінчення обтиску:

$$\sigma_{l_1} = \sigma_1 + \sigma_6 = 11,25 + 6,32 = 17,57 \text{ МПа}.$$

Напруження в напруженій арматурі з врахуванням перших втрат :

$$\sigma_{sp_1} = \sigma_{sp} - \sigma_{l_1} = 375 - 17,57 = 357,43 \text{ МПа}.$$

Зусилля обтиску з врахуванням перших втрат при  $\gamma_{s6} = 1$ :

$$P_1 = \gamma_{s6} (\sigma_{sp} - \sigma_{l_1}) A_{sp} = 1 \cdot 357,43 \cdot 6,15 \cdot 100 = 201,95 \text{ кН}.$$

Напруження в бетоні після обтиску:

$$\sigma_{bp} = \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{P_1 y_{sp} y_{red}}{I_{red}} = \frac{201,95}{1860,26} + \frac{201,95 \cdot 8,2 \cdot 10,8}{121650,48} = 2,56 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{bp} = 2,56 \text{ МПа} < 0,95R_{bp} = 0,95 \cdot 14 = 13,3 \text{ МПа}.$$

Втрати, що виникають після закінчення обтиску:

– від усадок

$$\sigma_8 = 35 \text{ МПа};$$

– від повзучості при  $\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = \frac{2,56}{14} = 0,183 < \alpha = 0,275$

$$- \sigma_9 = 0,85 \cdot 150 \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = 0,85 \cdot 150 \cdot 0,183 = 23,33 \text{ МПа}.$$

Всього другі втрати:

$$\sigma_{l_2} = \sigma_8 + \sigma_9 = 35 + 23,33 = 58,33 \text{ МПа.}$$

Повні втрати напружень:

$$\sigma_l = \sigma_{l_1} + \sigma_{l_2} = 17,57 + 58,33 = 75,9 \text{ МПа.}$$

В подальшому розрахунку сумарні втрати необхідно приймати:

$$\sigma_l = 100 \text{ МПа.}$$

Тоді напруження в арматурі з врахуванням всіх втрат:

$$\sigma_{sp_2} = \sigma_{sp} - \sigma_l = 375 - 100 = 275 \text{ МПа.}$$

Зусилля обтіску з врахуванням всіх втрат при  $\gamma_{s6} = 1$ :

$$P_2 = \gamma_{s6} (\sigma_{sp} - \sigma_l) A_{sp} = 1 \cdot 275 \cdot 6,15 \cdot 100 = 155,38 \text{ кН.}$$

При електротермічному напруженні:

$$\gamma_{sp} = 1 + \Delta\gamma_{sp} = 1 + 0,16 = 1,16, \text{ або } \gamma_{sp} = 1 - \Delta\gamma_{sp} = 1 - 0,16 = 0,84,$$

$$\text{де } \Delta\gamma_{sp} = 0,5 \frac{p}{\sigma_{sp}} \left(1 + \frac{1}{\sqrt{n_p}}\right) = 0,5 \frac{80}{375} \left(1 + \frac{1}{\sqrt{4}}\right) = 0,16.$$

### 2.1.6 Розрахунок міцності перерізів, похилих до поздовжньої осі плити

На приопорних ділянках плити довжиною по 1,8 м з кожного боку встановлено по 4 каркаси ( $n = 4$ ) з поперечними стержнями  $\varnothing 8$  мм А-240 з площею поперечного перерізу  $0,503 \text{ см}^2$ ,  $R_s = 175 \text{ МПа}$  з кроком 150 мм. При числі поздовжніх стержнів 4 отримаємо  $A_{sw} = 4 \cdot 0,503 = 2,01 \text{ см}^2$ .

Перевіряємо умову забезпечення міцності бетону на стиск по похилій смузі між похилими тріщинами при дії поперечної сили  $Q = 38,49 \text{ кН}$  за формулою:

$$Q \leq 0,3\varphi_{\omega l} \varphi_{bl} R_b b h_0 \quad (2.1)$$

Коефіцієнт  $\varphi_{\omega l}$ , що враховує вплив хомутів, визначається за формулою:

$$\varphi_{\omega l} = 1 + 5 \alpha \mu \leq 1,3, \quad (2.2)$$

$$\text{де } \alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{190000}{24000} = 7,92;$$

$\mu$  – коефіцієнт поперечного армування,

$$\mu = \frac{A_{sw}}{b s} = \frac{4 \cdot 0,503}{46,0 \cdot 15} = 0,0036$$

Тоді

$$\varphi_{\omega l} = 1 + 5 \alpha \mu = 1 + 5 \cdot 7,92 \cdot 0,0036 = 1,14 < 1,3.$$

$$\text{Коефіцієнт } \varphi_{b l} = 1 - \beta \gamma_{b 2} R_b = 1 - 0,01 \cdot 0,9 \cdot 10,35 = 0,907.$$

Перевіряємо умову:

$$38,49 \text{ кН} < 0,3 \cdot 1,14 \cdot 0,907 \cdot 10,35 \cdot 46,0 \cdot 19,3 \cdot 100 = 285,03 \text{ кН}.$$

Умова виконується. Прийняті розміри перерізу забезпечують достатню несучу здатність.

Перевіряємо виконання умови:

$$Q \leq \varphi_{b 3} \gamma_{b 2} R_{b t} b h_0 (1 + \varphi_f + \varphi_n) \quad (2.3)$$

де  $\varphi_{b 3}$  – коефіцієнт, який враховує особливості роботи різних видів бетону і приймається для важких бетонів рівним 0,6;

$\varphi_f$  – враховує вплив стиснутих полицок і визначається за виразом:

$$\varphi_f = \frac{0,75(b'_f - b)h'_f}{b h_0} = \frac{0,75 \cdot (146 - 46) \cdot 3,85}{46,0 \cdot 19,3} = 0,32 < 0,5;$$

$\varphi_n$  – коефіцієнт, який враховує вплив поздовжніх сил (зусилля обтиску  $P$ ) і обчислюється за формулою:

$$\varphi_n = 0,1 \frac{P_2}{\gamma_{b 2} R_{b t} b h_0} = 0,1 \frac{155,38}{0,9 \cdot 0,9 \cdot 46,0 \cdot 19,3} = 0,21 < 0,5;$$

Тоді:

$$38,49 \text{ кН} < 0,6 \cdot 0,9 \cdot 0,9 \cdot 46,0 \cdot 19,3 \cdot (1 + 0,32 + 0,21) \cdot 100 = 66,36 \text{ кН}.$$

Умова виконується, отже тріщини в перерізі, що розглядається, не утворюються. Розрахунок поперечної арматури проводити не потрібно.



### 2.1.7 Розрахунок плити по утворенню тріщин, нормальних до поздовжньої осі

До тріщиностійкості плити ставляться вимоги 3-ої категорії.

Величина максимального напруження в стиснутій зоні бетону визначається за формулою:

$$\sigma_b = \frac{M}{I_{red}}(h - y_{red}) + \frac{P_2}{A_{red}} - \frac{P_2 y_{sp}}{I_{red}}(h - y_{red}) = \frac{56,34 \cdot 10^5}{121650,48 \cdot 100}(22 - 10,8) + \frac{155,38 \cdot 10^3}{1860,26 \cdot 100} - \frac{155,38 \cdot 10^3 \cdot 8,2}{121650,48 \cdot 100}(22 - 10,8) = 4,85 \text{ МПа.}$$

$$\text{Коефіцієнт } \varphi = 1,6 - \frac{\sigma_b}{R_{b,ser}} = 1,6 - \frac{4,85}{15} = 1,28 > 1, \text{ приймаємо } \varphi = 1.$$

Відстань від центру ваги приведенного перерізу до верхньої ядрової точки:

$$r = \varphi \frac{W_{red}}{A_{red}} = 1 \cdot \frac{11263,93}{1860,26} = 6,06 \text{ см.}$$

Визначаємо момент тріщиноутворення за формулою:

$$M_{crc} = R_{bt,ser} W_{pl} + \gamma_{sp} P_2 (y_{sp} + r) = 1,4 \cdot 16895,9 \cdot 100 + 0,84 \cdot 155,38 \cdot 10^3 (8,2 + 6,06) = 42,27 \text{ кНм.}$$

Перевіряємо виконання умови:

$$M = 56,34 \text{ кНм} > M_{crc} = 42,27 \text{ кНм.}$$

Отже, в перерізі, нормальному до поздовжньої осі плити утворюються тріщини і тому необхідний розрахунок за шириною їх розкриття.

### 2.1.8 Розрахунок плити на розкриття тріщин, нормальних до поздовжньої осі

Оскільки:

$$M_{crc} = 42,27 \text{ кНм} < M = 56,34 \text{ кНм} \quad \text{і} \quad M_{crc} = 42,27 \text{ кНм} < M_l = 45,71 \text{ кНм,}$$

то тріщини утворюються при дії повного і квазіпостійного навантаження.

Допустима ширина розкриття тріщин згідно СНиП 2.03.01-84 для елементів, до яких ставляться вимоги 3-ї категорії по тріщиностійкості і при наявності стержневої арматури класу А-500 дорівнює:

$$[a_{crc1}]_n = 0,4 \text{ мм}; \quad [a_{crc2}]_n = 0,3 \text{ мм}.$$

Необхідно визначити ширину тривалого і короткочасного розкриття тріщин  $a_{crc2}$  і  $a_{crc1}$ .

Ширину тривалого розкриття тріщин  $a_{crc2}$  визначаємо від тривалої дії постійного і квазіпостійного експлуатаційних навантажень.

Ширина короткочасного розкриття тріщин  $a_{crc1}$  визначається як сума ширини тривалого розкриття тріщин і приросту розкриття тріщин від короткочасних навантажень:

$$a_{crc1} = a_{crc2} + \Delta a_{crc1}; \quad (2.4)$$

Приріст розкриття тріщин від короткочасних навантажень:

$$\Delta a_{crc1} = a'_{crc1} - a'_{crc3}, \quad (2.5)$$

де  $a'_{crc1}$  – ширина розкриття тріщин від короткочасної дії повного експлуатаційного навантаження;

$a'_{crc3}$  – ширина розкриття тріщин від короткочасної дії постійного і квазіпостійного експлуатаційних навантажень.

В загальному випадку ширина розкриття тріщин обчислюється за формулою:

$$a_{crc} = \varphi_l \eta \delta \lambda \frac{\sigma_s}{E_s} d; \quad (2.6)$$

Коефіцієнт  $\varphi_l$  враховує характер дії навантаження та вид бетону

– при тривалій дії навантаження і для важкого бетону природної вологості:

$$\varphi_l = 1,6 - 15\mu;$$

– при короткочасній дії навантаження  $\varphi_l = 1,0$ ;

Коефіцієнт  $\eta = 1$  враховує вид арматури;

Коефіцієнт  $\lambda$  визначається з рівняння:

$$\lambda = 2 \left( 1 - \frac{1}{e^w} \right) \leq 1,45, \quad (2.7)$$

$$\text{де } w = \frac{2 + 0,6 \frac{\sigma_s}{R_{b,ser}}}{\delta};$$

тут  $\delta$  – коефіцієнт, що залежить від діаметра арматурних стержнів і коефіцієнта армування і визначається за формулою:

$$\delta = \frac{\alpha}{\varphi_d (1 + 2\alpha\mu)}, \quad (2.8)$$

де  $\mu = \frac{A_s + A_{sp}}{bh_0}$  – коефіцієнт армування;

$\varphi_d$  – коефіцієнт, який враховує діаметр арматурних стержнів:

$$1,0 < \varphi_d = 1 + 0,175 \cdot \frac{d^2 - 1}{d - 0,5} < 1,6; \quad (2.9)$$

Напруження у розтягнутих стержнях  $\sigma_s$ :

$$\sigma_s = \frac{M - P_2(z - y_{sp})}{(A_s + A_{sp})z}, \quad (2.10)$$

де  $z$  – плече внутрішньої пари сил, обчислюється за формулою:

$$z = \left( h_0 - \frac{x}{3} \right) \left( \frac{1 + \lambda_f \frac{h_0 - 0,5h'_f}{h_0 - \frac{x}{3}}}{1 + \lambda_f} \right), \quad (2.11)$$

тут  $h_0$  – робоча висота перерізу;

$\lambda_f$  – визначається за формулою:

$$\lambda_f = \frac{\left(2 - \frac{h'_f}{x}\right)(b'_f - b)h'_f}{b x}; \quad (2.12)$$

$x$  – висота стиснутої зони бетону, яка визначається за формулою:

$$x = \varphi_\xi (\varphi_n + \varphi_s + \varphi_f) h_0, \quad (2.13)$$

$$\text{де } \varphi_\xi = \beta \left[ \sqrt{1 + \frac{2 \left( \varphi_n + \varphi_s \frac{a'}{h_0} + 0,5 \varphi_f \frac{h'_f}{h_0} \right)}{\beta (\varphi_s + \varphi_f + \varphi_n)^2}} - 1 \right], \quad (2.14)$$

$$\text{тут } \beta = \alpha \mu \frac{\psi_b \varphi_{b2}}{\psi_s \varphi_{b1}}. \quad (2.15)$$

де  $\psi_b$  – коефіцієнт, що враховує нерівномірність розподілу деформацій крайнього стисненого волокна бетону і приймається для бетону класу В 20 рівним 0,9;

$\varphi_{b2}$  – коефіцієнт, що враховує вплив тривалої повзучості бетону, залежить від виду бетону, умов середовища, характеру дії навантаження і приймається: при нетривалій дії навантаження для бетону В 20 – 1,0; при тривалій дії навантаження для вологості повітря навколишнього середовища  $W = 40-60\%$  – 3,5;

$\psi_s$  – коефіцієнт, який враховує роботу розтягнутого бетону між тріщинами і визначається за виразом:

$$\psi_s = 1,25 - \varphi_{ls} \varphi_m - \frac{1 - \varphi_m^2}{(3,5 - 1,8 \varphi_m) \frac{1,2}{\varphi_{ls}}} \leq 1,0, \quad (2.17)$$

де  $\varphi_{ls}$  – враховує вплив тривалості дії навантаження і становить: при нетривалій дії для стержневої арматури періодичного профілю та бетону В 20 – 1,1; при тривалій дії, незалежно від виду арматури для бетону В 20 – 0,8;

$\varphi_m$  – коефіцієнт, що визначається за формулою:

$$\varphi_m = \frac{R_{bt,ser} W_{pl}}{M}. \quad (2.18)$$

$\varphi_{bl}$  – коефіцієнт, що враховує вплив короткочасної повзучості бетону, приймається для важкого бетону 0,85.

$\varphi_f$  – коефіцієнт, який враховує стиснення полиць двотаврового перерізу і визначається за формулою:

$$\varphi_f = \frac{(b'_f - b)h'_f}{\beta b h_0}; \quad (2.19)$$

$\varphi_n$  – коефіцієнт, який враховує вплив ексцентриситету прикладання поздовжньої сили та визначається за формулою:

$$\varphi_n = \frac{I}{I + \frac{y_{sp} + r}{e_s}}, \quad (2.20)$$

тут  $e_s$  – ексцентриситет прикладання рівнодіючої  $N_{tot}$  відносно центра ваги перерізу розтягнутої арматури:

$$e_s = \frac{M_{tot}}{N_{tot}}, \quad (2.20)$$

де  $M_{tot}$  – сумарний момент від зовнішнього навантаження і зусилля обтиску відносно осі, що проходить через центр ваги перерізу розтягнутої арматури:

$$M_{tot} = M + P_2 y_{sp} \quad (2.21)$$

$\varphi_s$  – коефіцієнт, який враховує вплив кількості арматури і визначається за формулою:

$$\varphi_s = \frac{A'_s \psi_s}{A_{sp} \psi_b} \quad (2.22)$$

Визначаємо ширину тривалого розкриття тріщин  $a_{crc2}$ .

Момент від дії постійного і квазіпостійного експлуатаційного навантажень:

$$M_l = 45,71 \text{ кНм.}$$

Сумарний момент від зовнішнього навантаження і зусилля обтиску відносно осі, що проходить через центр ваги перерізу розтягнутої арматури:

$$M_{tot} = 45,71 \cdot 10^5 + 155,38 \cdot 10^3 \cdot 8,2 = 58,45 \text{ кНм.}$$

Рівнодіюча відносно центра ваги перерізу розтягнутої арматури:

$$N_{tot} = P_2 = 155,38 \text{ кН.}$$

Ексцентриситет прикладання рівнодіючої:

$$e_s = \frac{58,45 \cdot 10^5}{155,38 \cdot 10^3} = 3,76 \text{ см.}$$

Обчислюємо коефіцієнти:

$$\varphi_m = \frac{1,4 \cdot 16895,9 \cdot 100}{45,71 \cdot 10^5} = 0,52, \quad \varphi_{ls} = 0,8;$$

$$\psi_s = 1,25 - 0,8 \cdot 0,52 - \frac{1 - 0,52^2}{(3,5 - 1,8 \cdot 0,52) \cdot \frac{1,2}{0,8}} = 0,64, \quad \psi_b = 0,9;$$

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{190000}{24000} = 7,92, \quad \mu = \frac{2,51 + 5,65}{46,0 \cdot 19,4} = 0,009;$$

$$\beta = 7,92 \cdot 0,009 \frac{0,9 \cdot 3,5}{0,64 \cdot 0,85} = 0,41;$$

$$\varphi_s = \frac{2,01 \cdot 0,64}{6,15 \cdot 0,9} = 0,32, \quad \varphi_f = \frac{(146 - 46) \cdot 3,85}{0,41 \cdot 46,0 \cdot 19,3} = 1,05,$$

$$\varphi_n = \frac{1}{1 + \frac{8,2 + 6,06}{3,76}} = 0,21;$$

$$\varphi_\xi = 0,41 \cdot \left[ \sqrt{1 + \frac{2 \cdot \left( 0,21 + 0,32 \frac{2,0}{19,3} + 0,5 \cdot 1,05 \cdot \frac{3,85}{19,3} \right)}{0,41 \cdot (0,32 + 1,05 + 0,21)^2}} - 1 \right] = 0,064;$$

Тоді висота стиснутої зони бетону, яка визначається за формулою:

$$x = 0,064 \cdot (0,21 + 0,32 + 1,05) \cdot 19,3 = 1,96 \text{ см.}$$

$$\lambda_f = \frac{\left( 2 - \frac{3,85}{1,96} \right) \cdot (146 - 46) \cdot 3,85}{46,0 \cdot 1,96} = 0,15;$$

Плече внутрішньої пари сил:

$$z = \left( 19,3 - \frac{1,96}{3} \right) \cdot \left( \frac{1 + 0,15 \cdot \frac{19,3 - 0,5 \cdot 3,85}{19,3 - \frac{1,96}{3}}}{1 + 0,15} \right) = 18,6 \text{ см.}$$

Тоді напруження в розтягнутих стержнях:

$$\sigma_s = \frac{45,71 \cdot 10^5 - 155,38 \cdot 10^3 \cdot (18,6 - 8,2)}{(2,01 + 6,15) \cdot 18,6 \cdot 100} = 194,7 \text{ МПа.}$$

Коефіцієнт  $\varphi_d$ :

$$1,0 < 1 + 0,175 \cdot \frac{1,4^2 - 1}{1,4 - 0,5} = 1,11 < 1,6, \text{ приймаємо } \varphi_d = 1,11.$$

Коефіцієнт  $\delta$ :

$$\delta = \frac{7,92}{1,11 \cdot (1 + 2 \cdot 7,92 \cdot 0,009)} = 6,24.$$

$$w = \frac{2 + 0,6 \frac{194,7}{15}}{6,24} = 1,57;$$

Коефіцієнт  $\lambda$ :

$$\lambda = 2 \cdot \left( 1 - \frac{1}{e^{1,57}} \right) = 1,58 > 1,45, \text{ приймаємо } \lambda = 1,45.$$

Коефіцієнт  $\varphi_l$ :

$$\varphi_l = 1,6 - 15 \cdot 0,009 = 1,47.$$

Ширина тривалого розкриття тріщин від тривалої дії постійного і квазіпостійного експлуатаційного навантажень:

$$a_{crc2} = 1,47 \cdot 1,0 \cdot 6,24 \cdot 1,45 \cdot \frac{194,7}{19 \cdot 10^4} \cdot 14 = 0,16 \text{ мм} < [a_{crc2}]_n = 0,3 \text{ мм}.$$

Визначаємо приріст розкриття тріщин від короткочасних навантажень  $\Delta a_{crc1}$ .

Визначаємо ширину розкриття тріщин  $a'_{crc1}$  від короткочасної дії повного експлуатаційного навантаження.

Момент від дії повного експлуатаційного навантаження:

$$M = 56,34 \text{ кНм}.$$

Сумарний момент від зовнішнього навантаження і зусилля обтиску відносно осі, що проходить через центр ваги перерізу розтягнутої арматури:

$$M_{tot} = 56,34 \cdot 10^5 + 155,38 \cdot 10^3 \cdot 8,2 = 69,08 \text{ кНм}.$$

Рівнодіюча відносно центра ваги перерізу розтягнутої арматури:

$$N_{tot} = P_2 = 155,38 \text{ кН}.$$

Ексцентриситет прикладання рівнодіючої:

$$e_s = \frac{69,08 \cdot 10^5}{155,38 \cdot 10^3} = 4,45 \text{ см}.$$

Обчислюємо коефіцієнти:



$$\varphi_m = \frac{1,4 \cdot 16895,9 \cdot 100}{56,34 \cdot 10^5} = 0,42, \quad \varphi_{ls} = 1,1;$$

$$\psi_s = 1,25 - 1,1 \cdot 0,42 - \frac{1 - 0,42^2}{(3,5 - 1,8 \cdot 0,42) \cdot \frac{1,2}{1,1}} = 0,51, \quad \psi_b = 0,9;$$

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{190000}{24000} = 7,92, \quad \mu = \frac{2,51 + 5,65}{46,0 \cdot 19,3} = 0,009;$$

$$\beta = 7,92 \cdot 0,009 \frac{0,9 \cdot 1,0}{0,51 \cdot 0,85} = 0,15;$$

$$\varphi_s = \frac{2,01 \cdot 0,51}{6,15 \cdot 0,9} = 0,25, \quad \varphi_f = \frac{(146 - 46) \cdot 3,85}{0,15 \cdot 46,0 \cdot 19,3} = 2,88,$$

$$\varphi_n = \frac{1}{1 + \frac{8,2 + 6,06}{4,45}} = 0,24;$$

$$\varphi_\xi = 0,15 \cdot \left[ \sqrt{1 + \frac{2 \cdot \left( 0,24 + 0,25 \cdot \frac{2,0}{19,3} + 0,5 \cdot 2,88 \cdot \frac{3,85}{19,3} \right)}{0,15 \cdot (0,24 + 2,88 + 0,25)^2}} - 1 \right] = 0,043;$$

Тоді висота стиснутої зони бетону, яка визначається за формулою:

$$x = 0,043 \cdot (0,24 + 0,25 + 2,88) \cdot 19,3 = 2,81 \text{ см.}$$

$$\lambda_f = \frac{\left( 2 - \frac{3,85}{2,81} \right) \cdot (146 - 46) \cdot 3,85}{46,0 \cdot 2,81} = 1,88;$$

Плече внутрішньої пари сил:

$$z = \left( 19,3 - \frac{2,81}{3} \right) \cdot \left( \frac{1 + 1,88 \cdot \frac{19,3 - 0,5 \cdot 3,85}{19,3 - \frac{2,81}{3}}}{1 + 1,88} \right) = 17,82 \text{ см.}$$

Тоді напруження в розтягнутих стержнях:

$$\sigma_s = \frac{56,34 \cdot 10^5 - 155,38 \cdot 10^3 \cdot (17,82 - 8,2)}{(2,01 + 6,15) \cdot 17,82 \cdot 100} = 284,66 \text{ МПа.}$$

Коефіцієнт  $\varphi_d$ :

$$1,0 < 1 + 0,175 \cdot \frac{1,4^2 - 1}{1,4 - 0,5} = 1,11 < 1,6, \text{ приймаємо } \varphi_d = 1,11.$$

Коефіцієнт  $\delta$ :

$$\delta = \frac{7,92}{1,11 \cdot (1 + 2 \cdot 7,92 \cdot 0,009)} = 6,24.$$

$$w = \frac{2 + 0,6 \cdot \frac{284,66}{15}}{6,24} = 2,15;$$

Коефіцієнт  $\lambda$ :

$$\lambda = 2 \cdot \left( 1 - \frac{1}{e^{2,15}} \right) = 1,77 > 1,45, \text{ приймаємо } \lambda = 1,45.$$

Коефіцієнт  $\varphi_l = 1,0$ .

Ширина короткочасного розкриття тріщин від дії повного експлуатаційного навантаження:

$$a'_{crc1} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 6,24 \cdot 1,45 \cdot \frac{284,66}{19 \cdot 10^4} \cdot 14 = 0,16 \text{ мм.}$$

Визначаємо ширину розкриття тріщин  $a'_{crc3}$  від короткочасної дії постійного і квазіпостійного експлуатаційних навантажень.

Момент:

$$M_l = 45,71 \text{ кНм.}$$

Сумарний момент від зовнішнього навантаження і зусилля обтиску:

$$M_{tot} = 45,71 \cdot 10^5 + 155,38 \cdot 10^3 \cdot 8,2 = 58,45 \text{ кНм.}$$

Рівнодіюча відносно центра ваги перерізу розтягнутої арматури:

$$N_{tot} = P_2 = 155,38 \text{ кН.}$$

Ексцентриситет прикладання рівнодіючої:

$$e_s = \frac{58,45 \cdot 10^5}{155,38 \cdot 10^3} = 3,76 \text{ см.}$$

Обчислюємо коефіцієнти:

$$\varphi_m = \frac{1,4 \cdot 16895,9 \cdot 100}{45,71 \cdot 10^5} = 0,52, \quad \varphi_{ls} = 1,1;$$

$$\psi_s = 1,25 - 1,1 \cdot 0,52 - \frac{1 - 0,52^2}{(3,5 - 1,8 \cdot 0,52) \cdot \frac{1,2}{1,1}} = 0,42, \quad \psi_b = 0,9;$$

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{190000}{24000} = 7,92, \quad \mu = \frac{2,51 + 5,65}{46,0 \cdot 19,3} = 0,009;$$

$$\beta = 7,92 \cdot 0,009 \cdot \frac{0,9 \cdot 1,0}{0,42 \cdot 0,85} = 0,18;$$

$$\varphi_s = \frac{2,01 \cdot 0,42}{6,15 \cdot 0,9} = 0,21, \quad \varphi_f = \frac{(146 - 46) \cdot 3,85}{0,18 \cdot 46,0 \cdot 19,3} = 2,4,$$

$$\varphi_n = \frac{1}{1 + \frac{8,2 + 6,06}{3,76}} = 0,21;$$

$$\varphi_\xi = 0,18 \cdot \left[ \sqrt{1 + \frac{2 \cdot \left( 0,21 + 0,21 \cdot \frac{2,0}{19,3} + 0,5 \cdot 2,4 \cdot \frac{3,85}{19,3} \right)}{0,18 \cdot (0,21 + 2,4 + 0,21)^2}} - 1 \right] = 0,052;$$

Висота стиснутої зони бетону:

$$x = 0,052 \cdot (0,21 + 0,21 + 2,4) \cdot 19,4 = 2,84 \text{ см.}$$

$$\lambda_f = \frac{\left( 2 - \frac{3,85}{2,84} \right) \cdot (146 - 46) \cdot 3,85}{46,0 \cdot 2,84} = 1,9;$$

Плече внутрішньої пари сил:

$$z = \left( 19,3 - \frac{2,84}{3} \right) \cdot \left( \frac{1 + 1,9 \cdot \frac{19,3 - 0,5 \cdot 3,85}{19,3 - \frac{2,84}{3}}}{1 + 1,9} \right) = 17,8 \text{ см.}$$

Напруження в розтягнутих стержнях:

$$\sigma_s = \frac{45,71 \cdot 10^5 - 155,38 \cdot 10^3 \cdot (17,8 - 8,2)}{(2,01 + 6,15) \cdot 17,8 \cdot 100} = 212,0 \text{ МПа.}$$

Коефіцієнт  $\varphi_d$ :

$$1,0 < 1 + 0,175 \cdot \frac{1,4^2 - 1}{1,4 - 0,5} = 1,11 < 1,6,$$

приймаємо  $\varphi_d = 1,11$ .

Коефіцієнт  $\delta$ :

$$\delta = \frac{7,92}{1,11 \cdot (1 + 2 \cdot 7,92 \cdot 0,009)} = 6,24.$$

$$w = \frac{2 + 0,6 \cdot \frac{212,0}{15}}{6,24} = 1,68;$$

Коефіцієнт  $\lambda$ :

$$\lambda = 2 \cdot \left( 1 - \frac{1}{e^{1,68}} \right) = 1,63 > 1,45$$

приймаємо  $\lambda = 1,45$ .

Коефіцієнт  $\varphi_l = 1,0$ .

Ширина тривалого розкриття тріщин від тривалої дії постійного і квазіпостійного експлуатаційного навантажень:

$$a'_{cr3} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 6,24 \cdot 1,45 \cdot \frac{212,0}{19 \cdot 10^4} \cdot 14 = 0,12 \text{ мм.}$$

Приріст розкриття тріщин від короточасних навантажень:

$$\Delta a_{cr1} = 0,16 - 0,12 = 0,04 \text{ мм.}$$

Тоді ширина короточасного розкриття тріщин:

$$a_{cr1} = 0,16 + 0,04 = 0,2 \text{ мм} < [a_{cr1}]_n = 0,4 \text{ мм.}$$

Обидві умови виконуються, отже ширина розкриття тріщин в допустимих межах.

## 2.1.9 Розрахунок по утворенню тріщин, похилих до поздовжньої осі плити

Дотичні напруження на рівні центру ваги перерізу визначаємо за формулою:

$$\tau_{xy} = \frac{Q S_{red}}{b I_{red}} = \frac{38,49 \cdot 20171,05 \cdot 10^3}{46,0 \cdot 121650,48 \cdot 100} = 1,39 \text{ МПа.}$$

Нормальні напруження на рівні центру ваги перерізу визначаємо за формулою:

$$\begin{aligned} \sigma_x &= \frac{P'_2}{A_{red}} + \frac{P_2 y_{sp}}{I_{red}} (h - y_{red}) - \frac{M}{I_{red}} (h - y_{red}) = \\ &= 0 + \frac{155,38 \cdot 10^3 \cdot 8,2}{121650,48 \cdot 100} (22 - 10,8) - \frac{67,65 \cdot 10^3}{121560,48 \cdot 100} (22 - 10,8) = 1,11 \text{ МПа;} \\ \sigma_y &= 0. \end{aligned}$$

Головні напруження визначаємо за формулою:

$$\sigma_{mt(mc)} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x + \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2};$$

– головні розтягуючі напруження:

$$\sigma_{mt} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_x + \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2} = \frac{1,11}{2} + \sqrt{\left(\frac{1,11}{2}\right)^2 + 1,39^2} = 2,05 \text{ МПа;}$$

– головні стискаючі напруження:

$$\sigma_{mc} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_x + \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2} = \frac{1,11}{2} - \sqrt{\left(\frac{1,11}{2}\right)^2 + 1,39^2} = -0,94 \text{ МПа.}$$

Розрахунок по утворенню тріщин, похилих до поздовжньої осі елемента проводимо в зоні дії головних розтягуючих напружень, виходячи із умов:

$$\sigma_{mc} \leq \gamma_{b_4} R_{b,ser}; \quad \sigma_{mt} \leq R_{b,ser},$$

де  $\gamma_{b_4} = 1$  – коефіцієнт умов роботи для бетону класу В20.

$$\sigma_{mc} = -0,94 \text{ МПа} < 1,0 \cdot 15 = 15 \text{ МПа;}$$

$$\sigma_{mi} = 2,05 \text{ МПа} < 15 \text{ МПа};$$

Умови виконуються, отже тріщини в похилому перерізі не утворюються. Розрахунок по розкриттю тріщин проводити на потрібно.

### 2.1.10 Розрахунок плити за деформаціями

Оскільки відношення  $\frac{l_0}{h} = \frac{7030}{220} = 31,95 > 10$ , то визначаємо лише величину прогину, що обумовлений дією згинаючого моменту, без врахування впливу поперечних сил.

Гранично допустимий прогин для плити перекриття становить:

$$f_{adm} = \frac{l_0}{200} = \frac{703}{200} = 3,52 \text{ см.}$$

Прогин в середині прольоту плити визначають за формулою:

$$f = s l_0^2 \left( \frac{I}{r} \right)_{tot}, \quad (2.23)$$

де  $s$  – коефіцієнт, який залежить від розрахункової схеми елемента. Для вільно опертої балки при рівномірно розподіленому навантаженні  $s = 5/48$ .

$\left( \frac{I}{r} \right)_{tot}$  – повна кривизна в середині прольоту плити, яка визначається за формулою:

$$\left( \frac{I}{r} \right)_{tot} = \left( \frac{I}{r} \right)_{sh} + \left( \frac{I}{r} \right)_l - \left( \frac{I}{r} \right)_{cp} - \left( \frac{I}{r} \right)_{sh,c}, \quad (2.24)$$

де  $\left( \frac{I}{r} \right)_{sh}$  – кривизна від короткочасної дії тимчасового навантаження;

$\left( \frac{I}{r} \right)_l$  – кривизна від дії постійного і квазіпостійного тимчасового

навантаження:

$$\left(\frac{I}{r}\right)_i = \frac{M\varphi_{b2}}{\varphi_{b1}E_bI_{red}}, \quad (2.25)$$

тут  $\varphi_{b2}$  – коефіцієнт, що враховує вплив повзучості бетону і приймається для важкого бетону при дії нетривалого навантаження рівним  $1,0$ ; при дії тривалого –  $2,0$ ;

$\varphi_{b1} = 0,85$  – коефіцієнт, який враховує вплив короткочасної повзучості бетону;

$M$  – момент від відповідного навантаження (короткочасного чи тривалого).

$\left(\frac{I}{r}\right)_{cp}$  – кривизна, обумовлена вигином елемента від нетривалої дії зусилля

попереднього обтиску:

$$\left(\frac{I}{r}\right)_{cp} = \frac{P y_{sp} \varphi_{b2}}{\varphi_{b1} E_b I_{red}}; \quad (2.26)$$

$\left(\frac{I}{r}\right)_{sh,c}$  – кривизна, обумовлена вигином елемента внаслідок усадки і

повзучості від зусилля попереднього обтиску:

$$\left(\frac{I}{r}\right)_{sh,c} = \frac{\varepsilon_{sh,c} - \varepsilon'_{sh,c}}{h_0}, \quad (2.27)$$

тут  $\varepsilon_{sh,c}$  і  $\varepsilon'_{sh,c}$  – відносні деформації бетону на рівні, відповідно, центру ваги поздовжньої розтягнутої арматури і крайніх волокон, викликані його усадкою і повзучістю від зусилля попереднього обтиску

$$\varepsilon_{sh,c} = \frac{\sigma_{sh,c}}{E_s}; \quad \varepsilon'_{sh,c} = \frac{\sigma'_{sh,c}}{E_s},$$

де  $\sigma_{sh,c}$  – приймають рівним сумі втрат попереднього напруження арматури від усадки і повзучості бетону для арматури розтягнутої зони:

$$\sigma_{sh,c} = \sigma_{l_2}; \quad \sigma'_{sh,c} = 0.$$

Визначаємо кривизну від короткочасної дії тимчасового навантаження.

Згинаючий момент від короткочасної дії тимчасового навантаження:

$$M = \frac{g l_0^2}{8} = \frac{1,73 \cdot 7,03^2}{8} = 10,66 \text{ кНм},$$

де  $g = 1,15 \cdot 1,5 = 1,73 \text{ кН/м}$ ;

Тоді кривизна від даного навантаження:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{sh} = \frac{10,66 \cdot 10^3 \cdot 1,0}{0,85 \cdot 24 \cdot 10^3 \cdot 121650,48} = 0,43 \cdot 10^{-5} \text{ см}^{-1}.$$

Визначаємо кривизну від дії постійного і квазіпостійного тимчасового навантаження.

Згинаючий момент від дії такого навантаження:

$$M_l = 45,71 \text{ кНм}.$$

Тоді:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_l = \frac{45,71 \cdot 10^3 \cdot 2,0}{0,85 \cdot 24 \cdot 10^3 \cdot 121650,48} = 3,68 \cdot 10^{-5} \text{ см}^{-1}.$$

Визначаємо кривизну, яка обумовлена вигином елемента від нетривалої дії зусилля попереднього обтиску:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{cp} = \frac{201,95 \cdot 8,2 \cdot 10 \cdot 1,0}{0,85 \cdot 24 \cdot 10^3 \cdot 121650,48} = 0,67 \cdot 10^{-5} \text{ см}^{-1}.$$

Кривизна, обумовлена вигином елемента внаслідок усадки і повзучості від зусилля попереднього обтиску:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{sh,c} = \frac{\varepsilon_{sh,c} - \varepsilon'_{sh,c}}{h_0} = \frac{307 \cdot 10^{-6}}{19,3} = 1,58 \cdot 10^{-5} \text{ см}^{-1},$$

$$\text{де } \varepsilon_{sh,c} = \frac{\sigma_{sh,c}}{E_s} = \frac{58,33}{19 \cdot 10^4} = 307 \cdot 10^{-6},$$

тут  $\sigma_{sh,c} = \sigma_{l_2} = 58,33 \text{ МПа}$ .

Отже повна кривизна в середині прольоту плити:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{tot} = (0,43 + 3,68 - 0,67 - 1,58) \cdot 10^{-5} = 1,86 \cdot 10^{-5} \text{ см}^{-1}.$$

Тоді прогини в середині прольоту плити:



$$f = \frac{5}{48} \cdot 703^2 \cdot 1,86 \cdot 10^{-5} = 0,96 \text{ см.}$$

Перевіряємо виконання умови:

$$f = 0,96 \text{ см} < f_{adm} = 3,52 \text{ см.}$$

Сумарний прогин не перевищує допустимої величини, отже жорсткість плити забезпечена.

### 2.1.11 Перевірка міцності плити на навантаження, що виникають в стадії виготовлення, транспортування та монтажу

Необхідно перевірити міцність і тріщиностійкість плити в місцях розміщення монтажних петель, де виникають від'ємні згинаючі моменти від ваги плити, що додаються до моментів від дії сил попереднього обтиснення.

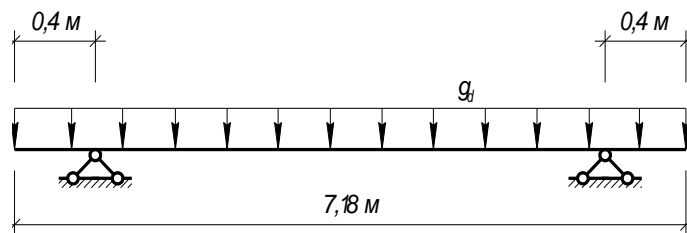


Рисунок 2.4 – Розрахункова схема плити перекриття в стадії виготовлення та монтажу

При перевірці міцності плити на стадії обтиснення вводять коефіцієнт умов роботи бетону  $\gamma_{b8} = 1,2$ . Нормальні перерізи плити перевіряють на міцність при позакентровому стисненні.

Зусилля в напруженій арматурі:

$$P = (\gamma_{sp} \sigma_{sp1} - 330) A_{sp} = (1,16 \cdot 357,47 - 330) \cdot 6,15 \cdot 100 = 47,84 \text{ кН.}$$

Рівнодіюча зусиль в арматурі менш обтиснутої зони віддалена від верхньої грані на відстань 1,6 см, отже  $h_0 = 22 - 1,6 = 20,4 \text{ см.}$

Центр ваги напруженої арматури віддалений від нижньої грані на відстані 2,6 см.

Тоді ексцентриситет поздовжньої сили:

$$e = h_0 - 2,6 = 20,4 - 2,6 = 17,8 \text{ см.}$$

Згинаючий момент від цього зусилля відносно осі, що проходить через центр ваги поперечного перерізу розтягнутої арматури:

$$M_p = P e = 47,84 \cdot 17,8 \cdot 10^{-2} = 8,52 \text{ кНм.}$$

Оскільки монтажні петлі розташовані на відстані  $0,4 \text{ м}$  від торця, то не вигідний момент від ваги плити, який розтягує верхню грань, виникає при її підйомі. Згинаючий момент в перерізі біля петель від власної ваги плити  $M_d$  визначаємо за формулою:

$$M_d = \frac{g_n k_d b_0 l^2}{2} = \frac{3,0 \cdot 1,8 \cdot 1,5 \cdot 0,4^2}{2} = 0,52 \text{ кНм,}$$

де  $k_d = 1,8$  – коефіцієнт динамічності;

$g_n$  – навантаження від власної ваги плити перекриття.

Сумарний момент:

$$M_\Sigma = M_p + M_d = 8,52 + 0,52 = 9,04 \text{ кНм.}$$

Для сприйняття цього моменту у верхній зоні ставимо сітку з поздовжніми стержнями  $7 \text{ } \varnothing 4 \text{ Вр-I}$ . Крім того в плиті у верхній зоні є каркас з верхніми стержнями  $4 \text{ } \varnothing 8 \text{ А-240}$ . Таким чином площа розтягнутої в процесі виготовлення, транспортування і монтажу арматури становить  $A_s = 0,88 + 2,01 = 2,89 \text{ см}^2$ . Арматура в нижній стиснутій зоні складається з нижніх стержнів припорних каркасів  $4 \text{ } \varnothing 5 \text{ Вр-I}$  площею  $A'_s = 0,79 \text{ см}^2$ .

Перевірку міцності перерізу проводимо як для позацентрово стиснутих елементів за умовою:

$$P < N_{adm}. \quad (2.28)$$

Розрахунковий опір бетону, що відповідає передаточній міцності, з врахуванням  $\gamma_{b8} = 1,2$ :

$$R_b^p = 1,2 \cdot 11,5 = 13,8 \text{ МПа.}$$

Обчислюємо значення  $\xi_R$  :

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sr}}{500} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,74}{1 + \frac{450}{500} \left(1 - \frac{0,74}{1,1}\right)} = 0,572 ,$$

де  $\sigma_{sr} = R_s = 450 \text{ МПа}$ ;  $\omega = \alpha - 0,008 \gamma_{b8} R_b = 0,85 - 0,008 \cdot 1,2 \cdot 11,5 = 0,74$ .

Приймаємо ширину ребра на рівні центра ваги перерізу напруженої арматури:

$$b = b_f = 149 \text{ см.}$$

Висоту стиснутої зони визначаємо за виразом:

$$x = \frac{P + R_s A_s - R_{sc} A'_s}{R_b^p b} = \frac{47,84 \cdot 10^3 + 225 \cdot 2,89 \cdot 100 - 225 \cdot 0,79 \cdot 100}{13,8 \cdot 149 \cdot 100} = 0,2 \text{ см};$$

$$\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{0,2}{20,4} = 0,01 < \xi_R = 0,572.$$

Перевіряємо умову міцності:

$$N_{adm} = \frac{R_b^p b x (h_0 - 0,5x) + R_s A'_s e}{e} = \frac{13,8 \cdot 149 \cdot 0,2 \cdot (20,4 - 0,5 \cdot 0,2) \cdot 100 + 225 \cdot 2,51 \cdot 17,8 \cdot 100}{17,8} = 103,37 \text{ кН} > P = 47,84 \text{ кН.}$$

Умова виконується, отже несуча здатність плити в стадії виготовлення, транспортування і монтажу забезпечена.

Перевіряємо тріщиностійкість нормальних перерізів за умовою:

$$M_{\Sigma} \leq M_{crc} \quad (2.29)$$

Згинальний момент, що сприймається перерізом при утворенні тріщин в стадії виготовлення, транспортування і монтажу:

$$M_{crc} = R_{bt,ser}^p W'_{pl} = 1,4 \cdot 1,2 \cdot 16292,48 = 27,37 \text{ кНм},$$

Перевіряємо виконання умови:

$$M_{\Sigma} = 9,04 \text{ кНм} < M_{crc} = 27,37 \text{ кНм.}$$

Умова виконується, отже на кінцевих ділянках плити в стадії виготовлення, транспортування і монтажу тріщини не утворюються.

## 2.2 Аналіз інженерно-геологічних умов земельної ділянки

Земельна ділянка має такі абсолютні висотні позначки горизонталей 338,0 – 341,5м та такі позначки гирла свердловин: св. № 1 – 341,4; св. № 2 – 340,8 і св. № 3 – 338,7м. Грунтові води в свердловинах № 1, № 2 та № 3 виявлені на позначках відповідно 332,6, 332,8 та 332,9м.

Земельна ділянка знаходиться в м. Тернопіль та має розміри в плані 80х180м. Були відібрані проби ґрунтів (моноліти), в лабораторії визначили фізичні та механічні характеристики ґрунтів. За результатами вишукувань було встановлено, що на глибині залягають 5 інженерно-геологічних елементів. Для встановлення повної назви ґрунтів, та оцінки цих ґрунтів, як основи під фундаменти визначимо їх похідні характеристики.

### 2.2.1 Визначення похідних характеристик ґрунтів. Встановлення повних назв ґрунтів

ІГЕ - 1 - ґрунтово-рослинний шар, товщиною 0,4м.

ІГЕ - 2 (ґрунт № 83) - зв'язний ґрунт, товщиною 2,2 - 5,8м. Результати лабораторних визначень фізико-механічних характеристик цього ґрунту наведені в табл. 2.2.

Результати лабораторних визначень фізико-механічних характеристик ґрунту № 152.

Вираховуємо число пластичності:  $I_p = W_L - W_p = 34,0 - 18,0 = 16,0 \%$ .  
Згідно з табл. Б11 ДСТУ Б В.2.1-2-96 визначаємо, що ґрунт – суглинок  $W_L$

$$(7 \leq I_p = 16,0 \leq 17).$$

Таблиця 2.2 – Фізико-механічні характеристики ґрунту

№ ґрунту	Фізико-механічні характеристики ґрунту										
	$\rho_s$ , г/см <sup>3</sup>	$\rho$ , г/см <sup>3</sup>	W, %	W <sub>L</sub> , %	W <sub>P</sub> , %	E, МПа	q, град.	c, кПа	Відносне просідання $\epsilon_{st}$ при тиску P, кПа		
									100	200	300
83	2,74	1,79	17,0	34,0	18,0	6	22	16	---	---	---

Виразуємо показник текучості:  $I_L = \frac{W - W_P}{W_L - W_P} = \frac{17,0 - 18,0}{34,0 - 18,0} = -0,0625$ . Згідно з

табл. Б14 ДСТУ Б В.2.1-2-96 визначаємо, що суглинок називається твердим ( $I_L = -0,0625 < 0$ ).

Виразуємо коефіцієнт пористості  $e$ :

$$e = \frac{\rho_s}{\rho} (1 + W) - 1 = \frac{2,74}{1,79} (1 + 0,17) - 1 = 0,79.$$

Виразуємо коефіцієнт водонасичення  $s_r$ :

$$s_r = \frac{\rho_s \cdot W}{e \cdot \rho_w} = \frac{2,74 \cdot 0,17}{0,79 \cdot 1,00} = 0,589.$$

Оскільки відносного просідання немає, то ґрунт відноситься до непросідаючих.

Остаточна назва ґрунту: суглинок твердий не просідаючий.

Визначаємо розрахункові характеристики ґрунту для розрахунків за I-ю і II-ю групами граничних станів:

$$\gamma_I = \frac{\rho_n \cdot g}{\gamma_g} = \frac{1,79 \cdot 10}{1,05} = 17,05 \text{ кН/м}^3;$$

$$\gamma_{II} = \frac{\rho_n \cdot g}{\gamma_g} = \frac{1,79 \cdot 10}{1,0} = 17,9 \text{ кН/м}^3;$$

$$\varphi_I = \arctg \frac{tg \varphi_n}{\gamma_g} = \arctg \frac{tg 22}{1,15} = 19^\circ;$$

$$\varphi_{II} = \arctg \frac{tg \varphi_n}{\gamma_g} = \arctg \frac{tg 22}{1,0} = 22^\circ;$$

$$c_I = \frac{c_n}{\gamma_g} = \frac{16,0}{1,5} = 10,66 \text{ кПа};$$

$$c_{II} = \frac{c_n}{\gamma_g} = \frac{16,0}{1,0} = 16,0 \text{ кПа}.$$

ІГЕ - 3 (ґрунт № 87) - зв'язний ґрунт, товщиною 4,0 – 4,1 м. Результати лабораторних визначень фізико-механічних характеристик цього ґрунту наведені в табл. 2.3

Результати лабораторних визначень фізико-механічних характеристик ґрунту №87.

Таблиця 2.3 – Результати лабораторних визначень фізико-механічних характеристик ґрунту

№ ґрунту	Фізико-механічні характеристики ґрунту										
	$\rho_s$ , г/см <sup>3</sup>	$\rho$ , г/см <sup>3</sup>	$W$ , %	$W_L$ , %	$W_P$ , %	$E$ , МПа	$\varphi$ , град.	$c$ , кПа	Відносне просідання $\varepsilon_{st}$ при тиску $P$ , кПа		
									100	200	300
87	2,67	1,71	22,0	29,0	18,0	8	16	15	---	---	---

Вираховуємо число пластичності:  $I_P = 29,0 - 18,0 = 11,0\%$ .

Згідно з табл. Б11 ДСТУ Б В.2.1-2-96 визначаємо, що ґрунт – суглинок  
( $7 < I_P = 11,0 \leq 17$ ).

Вираховуємо показник текучості:  $I_L = \frac{22,0 - 18,0}{29,0 - 18,0} = 0,36$ .

Згідно з табл. Б14 ДСТУ Б В.2.1-2-96 визначаємо, що суглинок називається тугопластичні ( $I_L = 0,25 < 0,36 \leq 0,50$ ).

Вираховуємо коефіцієнт пористості  $e$ :

$$e = \frac{2,67}{1,71}(1 + 0,22) - 1 = 0,90.$$

Вираховуємо коефіцієнт водонасичення  $S_r$ :

$$S_r = \frac{2,67 \cdot 0,22}{0,90 \cdot 1,00} = 0,65.$$

Оскільки відносного просідання немає, то ґрунт відноситься до непросідаючих.

Остаточна назва ґрунту: суглинок туго пластичний непросідаючий.

Визначаємо розрахункові характеристики ґрунту для розрахунків за I-ю і II-ю групами граничних станів:

$$\gamma_I = \frac{1,71 \cdot 10}{1,05} = 16,29 \text{ кН/м}^3;$$

$$\gamma_{II} = \frac{1,71 \cdot 10}{1,0} = 17,1 \text{ кН/м}^3;$$

$$\varphi_I = \arctg \frac{\operatorname{tg} 16}{1,15} = 14^\circ;$$

$$\varphi_{II} = \arctg \frac{\operatorname{tg} 16}{1,0} = 16^\circ;$$

$$c_I = \frac{15,0}{1,5} = 10,0 \text{ кПа};$$

$$c_{II} = \frac{15,0}{1,0} = 15,0 \text{ кПа}.$$

ІГЕ - 4 (грунт № 97) – зв'язний грунт, товщиною 2,0 – 2,1 м. Результати лабораторних визначень фізико-механічних характеристик цього ґрунту наведені в табл.2.4.

Результати лабораторних визначень фізико-механічних характеристик ґрунту № 97.

Таблиця 2.4 – Результати лабораторних визначень фізико-механічних характеристик ґрунту

№ ґрун ту	Фізико-механічні характеристики ґрунту										
	$\rho_s$ , г/см <sup>3</sup>	$\rho$ , г/см <sup>3</sup>	$W$ , %	$W_L$ , %	$W_P$ , %	$E$ , мПа	$\varphi$ , град.	$c$ , кПа	Відносне просідання $\varepsilon_{sl}$ при тиску $p$ , кПа		
									100	200	300
97	2,70	1,78	25,0	29,5	18,5	10	14	14	---	---	---

Вираховуємо число пластичності:  $I_P = 29,5 - 18,5 = 11,0\%$ . Згідно з табл. Б11 ДСТУ Б В.2.1-2-96 визначаємо, що ґрунт – суглинок ( $7 < I_P = 11,0 \leq 17$ ).

Вираховуємо показник текучості:  $I_L = \frac{25,0 - 18,5}{29,5 - 18,5} = 0,59$ . Згідно з табл. Б14

ДСТУ Б В.2.1-2-96 визначаємо, що суглинок називається м'якопластичні

$$I_L = 0,50 < 0,59 \leq 0,75$$

Вираховуємо коефіцієнт пористості  $e$ :

$$e = \frac{2,70}{1,78} (1 + 0,25) - 1 = 0,89.$$

Вираховуємо коефіцієнт водонасичення  $s_r$ :

$$s_r = \frac{2,70 \cdot 0,25}{0,89 \cdot 1,00} = 0,76.$$

Остаточна назва ґрунту: суглинок м'якопластичний непросідаючий.

Визначаємо розрахункові характеристики ґрунту для розрахунків за І-ю і ІІ-

ю групами граничних станів:

$$\gamma_I = \frac{1,78 \cdot 10}{1,05} = 16,95 \text{ кН/м}^3;$$

$$\gamma_{II} = \frac{1,78 \cdot 10}{1,0} = 17,8 \text{ кН/м}^3;$$

$$\varphi_I = \arctg \frac{\text{tg}14}{1,15} = 12^\circ;$$

$$\varphi_{II} = \arctg \frac{\text{tg}14}{1,0} = 14^\circ;$$

$$c_I = \frac{14,0}{1,5} = 9,3 \text{ кПа};$$

$$c_{II} = \frac{14,0}{1,0} = 14,0 \text{ кПа}.$$

ІГЕ - 5 (грунт № 12) - незв'язний ґрунт, товщиною 2,7 - 3,6м. Результати лабораторних визначень фізико-механічних характеристик цього ґрунту наведені в табл. 3.4.

Результати лабораторних визначень фізико-механічних характеристик ґрунту № 12.

Це незв'язний ґрунт, в складі якого є 58,1% частинок крупніших 0,25мм (2,0+2,0+13,1+13,0+28,0=58,1%>50%). Згідно з табл. Б10 ДСТУ Б В.2.1-2-96 визначаємо, що ґрунт - пісок середньої крупності.

Вираховуємо коефіцієнт пористості  $e$ :

$$e = \frac{2,60}{1,97} (1 + 0,24) - 1 = 0,64.$$

Згідно з табл. Б18 ДСТУ Б В.2.1-2-96 визначаємо, що пісок середньої крупності буде середньої щільності

$$(0,55 \leq e = 0,64 \leq 0,70).$$

Вираховуємо коефіцієнт водонасичення  $s_r$ :

$$s_r = \frac{2,6 \cdot 0,24}{0,64 \cdot 1,00} = 0,975.$$

Згідно з табл. Б17 ДСТУ Б В.2.1-2-96 визначаємо, що пісок є насиченим водою ( $0,8 < s_r = 0,975 \leq 1,0$ ).



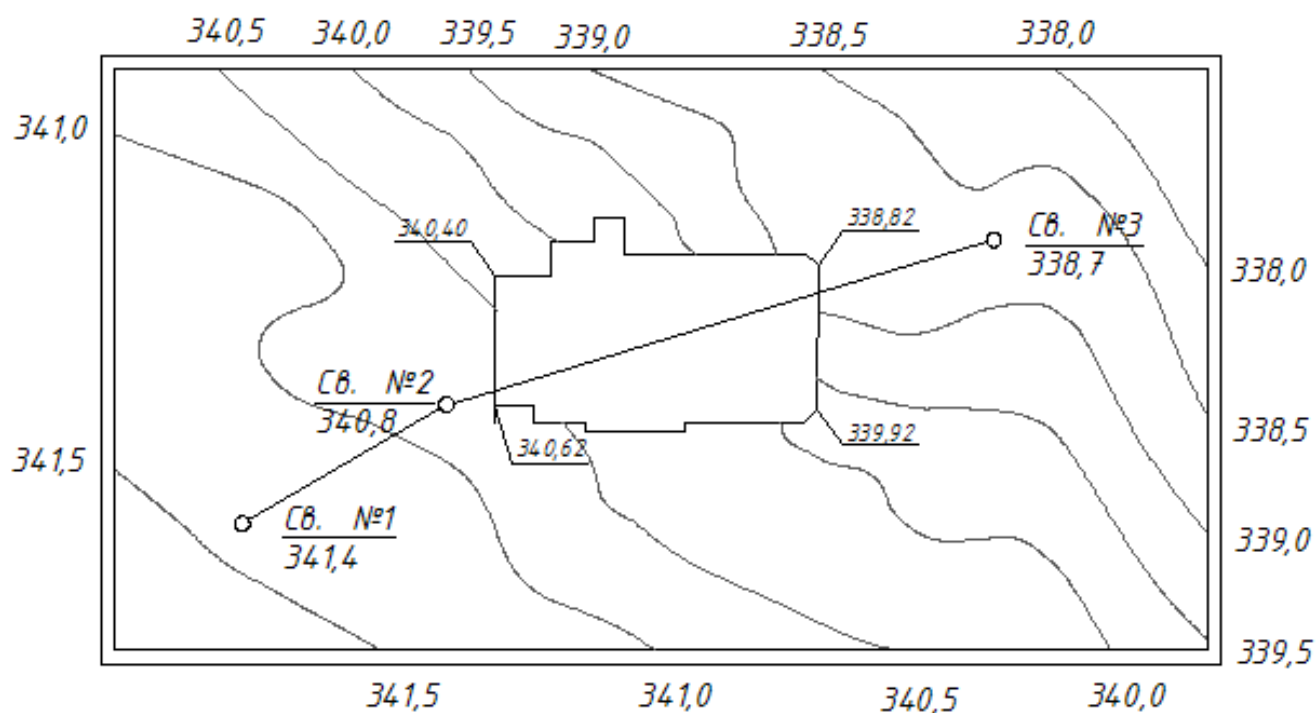


Рисунок 2.5 – План будівельного майданчику

Остаточна назва ґрунту: пісок середньої крупності, середньої щільності, насичений водою.

Визначаємо розрахункові характеристики ґрунту для розрахунків за I-ю і II-ю групами граничних станів:

$$\gamma_I = \frac{1,97 \cdot 10}{1,05} = 18,76 \text{ кН/м}^3;$$

$$\gamma_{II} = \frac{1,97 \cdot 10}{1,0} = 19,7 \text{ кН/м}^3;$$

$$\varphi_I = \arctg \frac{\text{tg}36}{1,15} = 31^\circ;$$

$$\varphi_{II} = \arctg \frac{\text{tg}36}{1,0} = 36^\circ;$$

$$c_I = \frac{2,0}{1,5} = 1,3 \text{ кПа};$$

$$c_{II} = \frac{2,0}{1,0} = 2,0 \text{ кПа} .$$

Викреслюємо план будмайданчика (рис. 2.5) та інженерно-геологічний розріз земельної ділянки по свердловинах 1-2-3 (рис. 2.6).

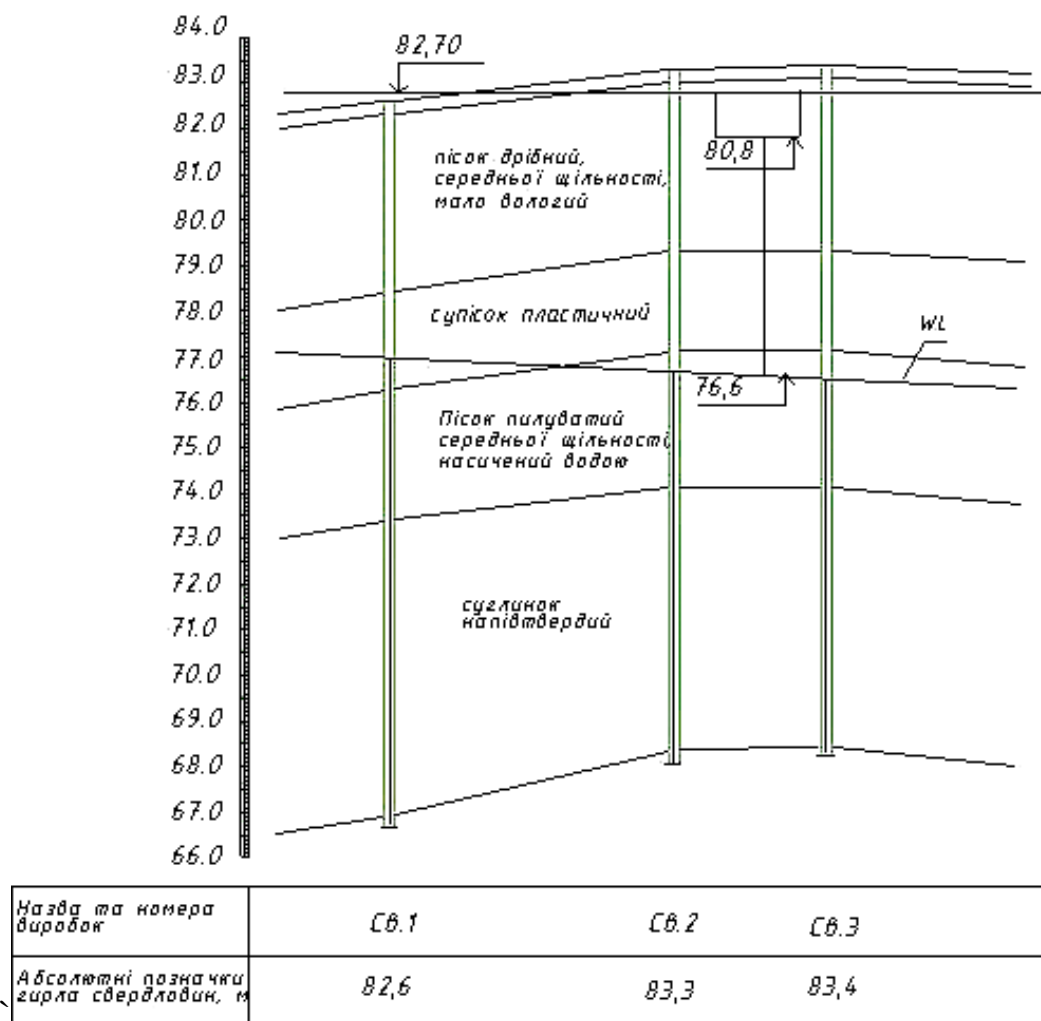


Рисунок 2.6 – Інженерно-геологічний розріз земельної ділянки по свердловинах 1-2-3

Отримані дані про фізико-механічні характеристики ґрунтів заносимо в табл. 2.5.

Таблиця 2.5 – Результати лабораторних визначень фізико-механічних характеристик ґрунту

№ ґрунту	Гранулометричний склад - вміст частинок в % крупністю										Фізико-механічні характеристики					
	10	10-2	2-1	1-0,5	0,5-0,25	0,25-0,1	0,1-0,05	0,05-0,01	0,01-0,005	<0,005	$\rho_s$ , г/см <sup>3</sup>	$\rho$ , г/см <sup>3</sup>	W, %	E, МПа	$\varphi$ , град.	c, кПа
12	2,0	2,0	13,1	13,0	28,0	14,0	12,0	10,0	6,0	---	2,6	1,97	24,0	32	36	2

## **2.2.2 Висновки про інженерно-геологічні умови будівельного майданчика**

Для будівництва визначена вільна від забудови ділянка розмірами в плані 80x180м. Рельєф місцевості хвилеподібний, абсолютні позначки денної поверхні землі коливаються в межах 338,0 ... 341,5м.

На ділянці пробурено три свердловини. Бурінням свердловин та аналізом результатів лабораторних досліджень зразків ґрунту встановлено, що геолого-літологічна будова ділянки має такий вигляд:

ІГЕ-1- ґрунтово-рослинний, товщиною 0,4м;

ІГЕ-2- суглинок твердий не просідаючий, товщиною 2,2-5,8м;

ІГЕ-3- суглинок тугопластичний не просідаючий, товщиною 4,0-4,1м;

ІГЕ-4- суглинок м'якопластичний не просідаючий, товщиною 2,0-2,1м;

ІГЕ-5- пісок середньої крупності, середньої щільності, насичений водою, товщиною 2,7-3,6м;

Ґрунтові води виявлені на абсолютних позначках 332.6, 332.8, 332.9м.

## **2.3 Визначення навантажень на фундаменти**

### **2.3.1 Основні поняття та визначення**

Відповідно до чинних будівельних норм (ДБН В.1.2-2:2006) усі навантаження залежно від тривалості дії поділяють на постійні та тимчасові. До постійних відносять власну вагу частин і конструкцій будівель і споруд, постійного технологічного обладнання, власну вагу й тиск ґрунтів та ін. Тимчасові навантаження поділяють на тривалі (власна вага перегородок і стаціонарного обладнання; навантаження на перекриття в складських приміщеннях, холодильниках, зерносховищах, архівах і подібних будівлях і приміщеннях тощо), короткочасні (вага людей і ремонтних матеріалів у зонах обслуговування та ремонту обладнання; навантаження, що виникають при виготовленні, перевезенні й зведенні будівельних конструкцій, при монтажі та переустановленні обладнання;

снігові й вітрові навантаження тощо) та особливі (сейсмічні та вибухові впливи; навантаження, що спричинені різкими порушеннями технологічного процесу, тимчасовою несправністю або поломкою обладнання; впливи нерівномірних деформацій основ, що супроводжуються зміною структури ґрунту та ін.).

Розрізняють навантаження розрахункові експлуатаційні та розрахункові граничні.

Основними розрахункові експлуатаційні навантажень і впливів є їхні значення. Розрахункові експлуатаційні навантаження - це найбільші величини зовнішніх навантажень, які допускаються для нормальної експлуатації будівель та споруд і встановлюються відповідними нормативними документами за очікуваними найбільшими значеннями для передбачених умов експлуатації будівель і споруд або виконання робіт із їхнього зведення (для тимчасових навантажень) або за проектними значеннями геометричних параметрів конструкцій і середніми значеннями об'ємної ваги матеріалів (для постійних навантажень). Експлуатаційні значення ваги конструкцій заводського виготовлення та обладнання належить визначати згідно зі стандартами або каталогами, робочими кресленнями, паспортними даними заводів-виробників.

На практиці всі навантаження тою чи іншою мірою мають властивість мінливості, тобто їхні значення можуть бути меншими або більшими від установлених нормативних значень. Ці можливі відхилення враховують при проектуванні коефіцієнтом надійності за навантаженням  $\gamma_f$ , який у розрахунках за деформаціями приймають таким, що дорівнює 1,0 для всіх видів навантажень, а в розрахунках за міцністю та стійкістю встановлюють відповідними нормативними документами диференційовано залежно від призначення будівель і споруд, виду навантаження, конструкцій і матеріалів. Таким чином, розрахункові навантаження - це нормативні навантаження, помножені на відповідні коефіцієнти надійності за навантаженням

$$q = q_n \cdot \gamma_f \quad (2.30)$$

де  $q$  і  $q_n$  - відповідно значення розрахункового та нормативного навантажень.

При проектуванні основ і фундаментів слід урахувувати одночасну дію різних навантажень у найбільш несприятливих їхніх комбінаціях (сполученнях) під час будівництва та експлуатації будівель і споруд. У зв'язку з цим розрізняють:

- основні сполучення навантажень, що складаються з постійних і лише тривалих та короткочасних тимчасових навантажень;
- особливі сполучення навантажень, куди входять постійні, тимчасові тривалі, можливі тимчасові короткочасні та одне з тимчасових особливих навантажень.

Зменшення ймовірності одночасного перевищення декількома тимчасовими короткочасними навантаженнями їхніх розрахункових значень порівняно з імовірністю перевищення одним навантаженням його розрахункового значення враховують коефіцієнтом сполучень  $\psi$ . На цей коефіцієнт залежно від умов роботи та прийнятої розрахункової схеми, множать розрахункові навантаження, прикладені до всієї будівлі, або споруди, або їхніх окремих конструкцій і елементів.

При розрахунку основ і конструкцій на основні сполучення, що містять постійні навантаження та одне тимчасове навантаження (тривале або короткочасне), величину останнього приймають без зниження. При урахуванні сполучень, що містять постійні та не менше двох тимчасових навантажень, розрахункові значення тимчасових навантажень або відповідних їм зусиль множать на коефіцієнти сполучень, які дорівнюють:

- в основних сполученнях - для тривалих навантажень  $\psi = 0,95$ ; для короткочасних  $\psi = 0,9$ ;
- в особливих сполученнях - для тривалих навантажень  $\psi = 0,95$ ; для короткочасних  $\psi = 0,9$ ; особливе навантаження приймають без зниження.

### **2.3.2 Визначення вантажних площ**

Будівля має дев'ять поверхів, технічний поверх та підвал.

Будівля проектується в м. Тернопіль, який відноситься до IV-го снігового району за вагою снігового покриву на  $1\text{ м}^2$  горизонтальної площини покриття.

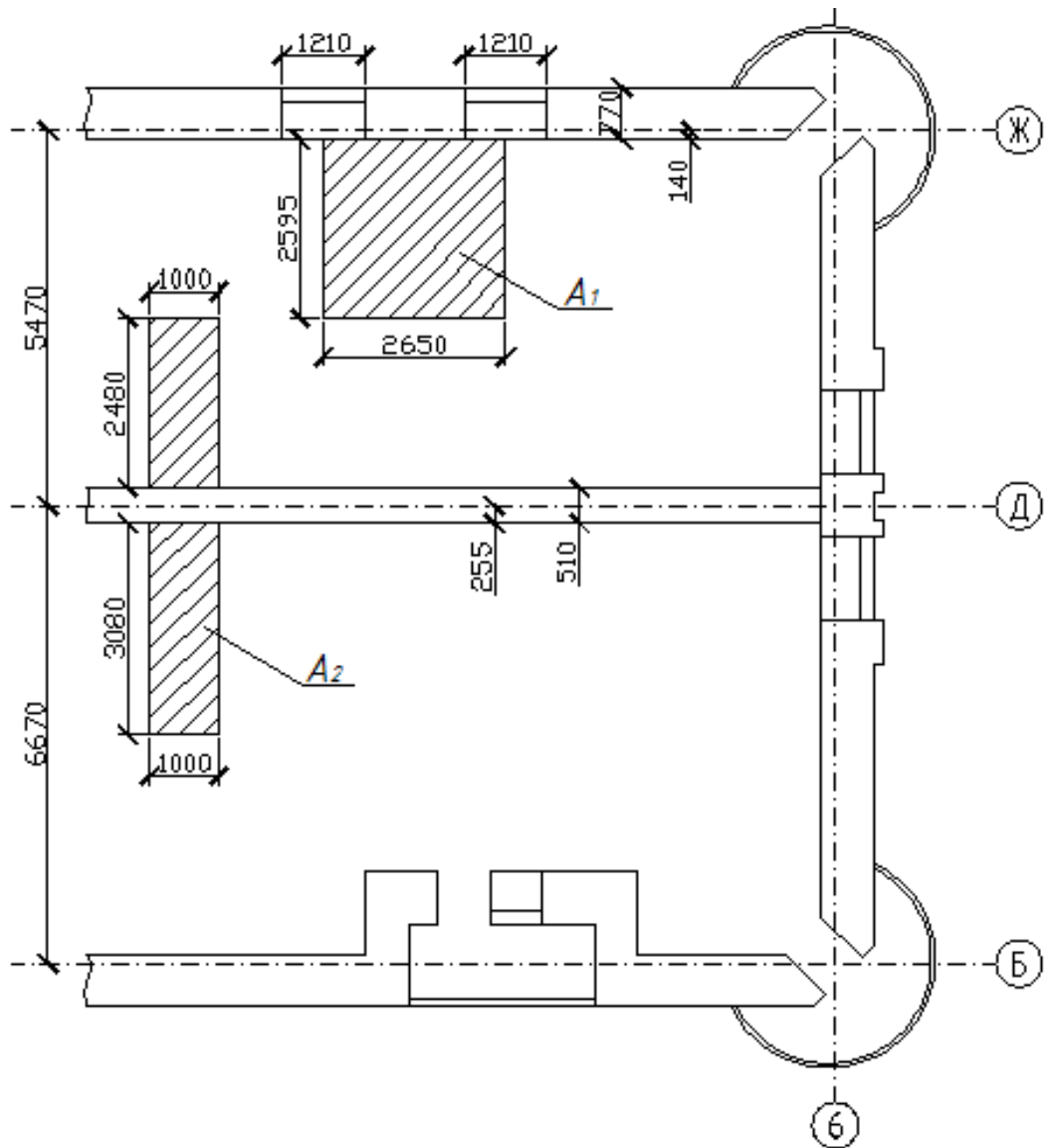


Рисунок 2.7 – Вантажні площі  $A_1$  і  $A_2$  на зовнішню і внутрішню стіни по осі Ж і Д

Визначаємо несучу здатність стрічкових фундаментів, а саме в осях Ж і Д.

Визначимо вантажні площі, із яких слід збирати навантаження, що діють на зазначені фундаменти (рис. 2.7).

Відповідно до рис. 3.3 будемо мати такі вантажні площі:

- для фундаменту по осі Ж:  $A_1 = 2.5 * 2.65 = 6.63 \text{ м}^2$ ;
- для фундаменту по осі Д:  $A_2 = 3.3 + 2.7 - 0.51 = 5.49 \text{ м}^2$ .

Таблиця 2.6 – Конструкції та вага 1 м<sup>2</sup> покриттів і перекриттів

№ п/п	Конструкція	Об'єм на вага, кН/м <sup>2</sup>	Товщина шару, м	Вага 1 м <sup>2</sup> конструкції		
				Характер та експлуат. для розрахунку за деформаціями	Коеф. Надійності за навант. $\gamma_{fm}$	Гран. розрах. навантаження для розрах. за несуч. здат. $N_1=N_n^*$ $\gamma_{fm}$
Дах суміщений	3 шари рубероїду	0,15	-	0,15	1,3	0,2
	Цементна стяжка	22,0	0,03	0,66	1,3	0,86
	Плита пустотна	3,0	-	3,0	1,1	3,3
	Утеплювач (керамзит)	8,0	0,3	2,4	1,3	3,12
	Пароізоляція	0,05	-	0,05	1,3	0,07
				6,26	1,233	7,55
Міжповерхове перекриття	Паркет на бітумн. маст.	5,00	0,02	0,1	1,3	0,13
	Цементно-піщ. стяжка	22,0	0,03	0,66	1,3	0,86
	Звукоізоляція (шлакобетон)	10,0	0,05	0,50	1,3	0,65
	Плита перекриття	3,0	-	3,0	1,1	3,3
				4,26	1,16	4,94
Надпідвальне перекриття	Паркет на бітумн. маст.	5,0	0,02	0,1	1,3	0,13
	Цем.-піщана стяжка	22,0	0,03	0,66	1,3	0,86
	Утеплювач (керамзит)	8,0	0,25	2,0	1,3	2,6
	Пароізоляція	0,05	-	0,05	1,3	0,07
	Плита перекриття	3,0	-	3,0	1,1	3,3
	Разом			5,81	1,2	6,96

### 2.3.3 Збір навантажень на фундаменти

Будівля знаходиться в м. Тернопіль. У кліматичному відношенні цей район за вагою снігового покриву відноситься до IV-го снігового району з нормативним значенням ваги снігового покриву на  $1\text{ м}^2$  горизонтальної поверхні землі  $s_0 = 1,5$  кПа.

Таблиця 2.7 – Збір навантаження на фундамент від стіни по осі Ж

№ П/П	Вид навантаження	Формула визначення навантаження	$N_{II}$ КН	$\gamma_{fm}$	$N_I$ КН	Примітка
1	2	3	4	5	6	7
А. Сталі навантаження						
1.	Вага покриття (даху)	$6,26*6,63$	41,5	1,23	51,17	
2.	Вага міжповерхового	$4,26*6,63*9$	254,19	3	294,86	
3.	перекриття Вага надпідвального	$5,81*6,63$	38,52	1,16	46,22	
4.	перекриття Вага стін 10-ох поверхів з відрахуванням віконних	$(2,65*2,8 - 1,2*1,5)*0,77*18*10$	778.93	1,2	856.83	
5.	прорізів Вага цокольної частини	$(2,65*1,7 - 1,21*1,27)*0,6*24$	42.74	1,1	47.01	
6.	стіни Вага внутрішніх перегородок на 9 пов.	$1,5*6,63*9$	89,5	1,1	98,45	
Разом сталих навантажень			1245.38	-	1394.54	



Продовження таблиці 2.7

Б. Тимчасові навантаження						
1.	Снігове на покриття, -за I гр. гр. станів	1,39*1*1,14*6,63*0,9	---	---	9,45	
	-за II гр. гр. станів	1,39*1*0,49*6,63*0,95	9,98	---	---	
2.	На 10 міжповерхових перекриття					
	- за I гр. гр. станів	10*1.5*6,63*0,9	---	---	89.5	
	- за II гр. гр. станів	10*0.35*6,63*0,95	22.04	---	---	
3.	Горищне перекриття	0,7*6,63*0,9	4,18	1,3	5,43	
Разом тимчасових н-нь:			36.2		104.38	
Всього на відрізок фундаменту довжиною 2,65м:			1281.58		1498.92	

Збір навантажень виконуємо в табличній формі (табл. 3.6 – 3.8). Спочатку визначаємо питому вагу основних конструкцій, а потім на основі цих даних та величин вантажних площ збираємо навантаження, що передаються на фундаменти від стін в осях Ж і Д.

Таблиця 2.8 – Збір навантаження на фундамент від стіни по осі Д

№ П/П	Вид навантаження	Формула визначення навантаження	N <sub>II</sub> КН	$\gamma_{fm}$	N <sub>I</sub> КН	Примітка
1	2	3	4	5	6	7
А. Сталі навантаження						
1.	Вага покриття (даху)	6,26*5,49	34,37	1,233	42,38	
2.	Вага міжповерхового перекриття	4,26*5,49*9	210,49	1,16	244,17	
3.	Вага надпідвального перекриття	5,81*5,49	31,9	1,2	38,28	

Продовження таблиці 2.8

№ П/П	Вид навантаження	Формула визначення навантаження	$N_{II}$ кН	$\gamma_{fm}$	$N_I$ кН	Примітка
4.	Вага стін 10-ти поверхів	$1,0*2,8*0,51*18*10$	257,04	1,1	282,74	
5.	Вага внутрішніх перегородок на 9 пов	$1.5*5,49*9$	74,11	1,1	81,52	
Разом сталих навантажень			607,91	-	689,09	
<b>Б. Тимчасові навантаження</b>						
1.	Снігове на покриття, -за I гр. гр. станів	$1,39*1*1,14*5,49*0,9$ $1,39*1*0,49*5,49*0,95$	---	---	7,83	
2.	-за II гр. гр. станів На 10 міжповерхових перекриття - за I гр. гр. станів	$10*1.5*5,49*0,9$ $10*0.35*5,49*0,95$	---	---	74.11	
3.	- за II гр. гр. станів Горищне перекриття	$0,7*5,49*0,9$	18.25	---	---	
Разом тимчасових н-нь:			25.26		86.14	
Всього на відрізок фундаменту довжиною 1м:			633.17		775.23	

На 1 м довжини фундаменту:

$$N_{II} = 1281.58/2,65 = 483.6 \text{ кН/м}$$

$$N_I = 1498.92/2,65 = 565.6 \text{ кН/м}$$

#### 2.4 Проектування стрічкових фундаментів під стіни в осях Ж і Д

Проектування стрічкових фундаментів під зазначені стіни виконуємо відповідно до ДБН В.1.2-2:2006

### 2.4.1 Визначення розрахункової глибини промерзання ґрунту

Місто Тернопіль відноситься до регіону де нормативна глибина промерзання для глин та суглинків становить 0,8м.

Розрахункову глибину промерзання знайдемо за формулою:

$$d_f = d_{fn} \cdot k_h \cdot d_o / 23 = 0,8 \cdot 1,1 \cdot 23 / 23 = 0,88 \text{ м,}$$

де  $k_h$  – коефіцієнт впливу теплового режиму будівлі на глибину промерзання фундаментів зовнішніх стін ( $k_h=1,1$ -приймаємо як для неопалювальних будівель , враховуючи можливість будівництва в сезон “осінь-весна”;

$d_o$ -безрозмірний коефіцієнт який для суглинків твердих - 23

Величину  $d_f$  будемо враховувати при визначенні глибини закладення фундаменту.

### 2.4.2 Глибина закладання фундаменту

Глибина закладання фундаменту – це відстань від подошви фундаменту до поверхні ґрунту (якщо розпланована поверхня ґрунту, то позначається  $d$ , якщо природний рельєф -  $d_n$ ). Або відстань від подошви фундаменту до поверхні підлоги фундаменту  $d_1$ . Вона залежить від багатьох факторів основними з яких є :

1. Конструктивні особливості будівлі (наявність підвалів, комунікації та інше.).
2. Глибина закладання фундаментів примикаючи будівель.
3. Глибина промерзання ґрунтів.
4. Геологічні і гідрогеологічні умови будівельного майданчика.
5. Рельєф місцевості.

З урахуванням розрахункової глибини промерзання ґрунту і конструктивних особливостей будівлі приймаємо  $d=1,2\text{м}$ .

### 2.4.3 Визначення розмірів підшви фундаментів

Визначити ширину підшви фундаментів під зовнішню несучу стіну по осі Ж двоповерхового головного будинку ремонтної бази мереж водопостачання міста у м. Тернопіль. Навантаження на 1м довжини фундаменту становить  $N_{II}=483.6$  кН.

Рішення: у першому наближенні визначимо ширину підшви фундаменту за виразом:

$$b = \frac{n_{II}}{R_0 - \bar{\gamma} \cdot d} = \frac{483.6}{235 - 20 \cdot 1.2} = 2.29 \text{ м.}$$

де  $R_0$ - табличне значення розрахункового опору ґрунту визначається за табл.1.4 (додатку 3) ДБН В.1.2-2:2006.

$\bar{\gamma} = 20 \text{ кН/м}^2$  - середнє значення питомої ваги матеріалу фундаменту та ґрунту на його обрізах.

$d$  – глибина закладання фундаменту.

Приймаємо рішення збірного варіанту ф-ту. Фундаментна плита шириною 2,4м. Визначаємо розрахунковий опір ґрунту за формулою ДБН В.1.2-2:2006 при ширині фундаменту  $b=2,4$  м.

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} \left[ M_{\gamma} k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma_{II} + M_c \cdot c_{II} \right] = \frac{1,25 \cdot 1,1}{1,0} \times$$

$$\times \left[ 0,61 \cdot 1,0 \cdot 2,4 \cdot 17,9 + \right. \\ \left. + 3,44 \cdot 0,8 \cdot 17,9 + (3,44 - 1) 0,4 \cdot 17,9 + 6,04 \cdot 16,0 \right] = 260,67 \text{ кПа.}$$

Уточнюємо  $b$  при новому значенні  $R=260.67$  кПа.

$$b = \frac{n_{II}}{R - \bar{\gamma} \cdot d} = \frac{483.6}{260.67 - 20 \cdot 1.2} = 2.1 \text{ м.}$$

Остаточнo приймаємо  $b=2,4$  м. Визначаємо середній тиск під підшвою фундаменту.

$$P = \frac{n_{II}}{b} + \bar{\gamma} d = \frac{483.6}{2.4} + 20 \cdot 1.2 = 225.5 \text{ кПа}$$

Перевіримо виконання умови  $P \leq R$

$$P = 225.5 \text{ кПа} < R = 260.67 \text{ кПа.}$$

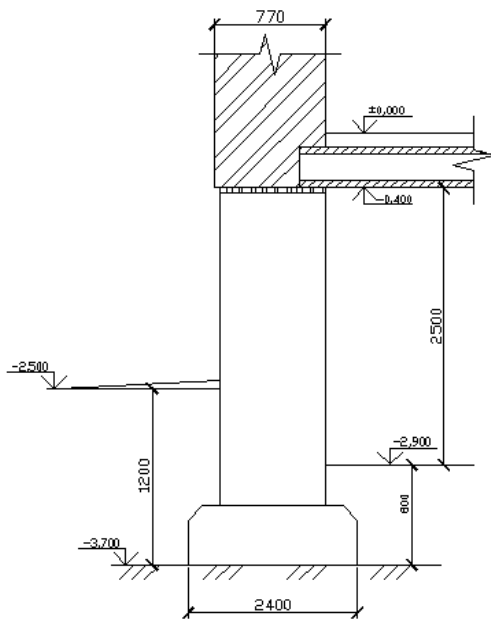


Рисунок 2.8 – Схема для визначення ширини підшови фундаментів під зовнішню несучу стіну по осі Ж

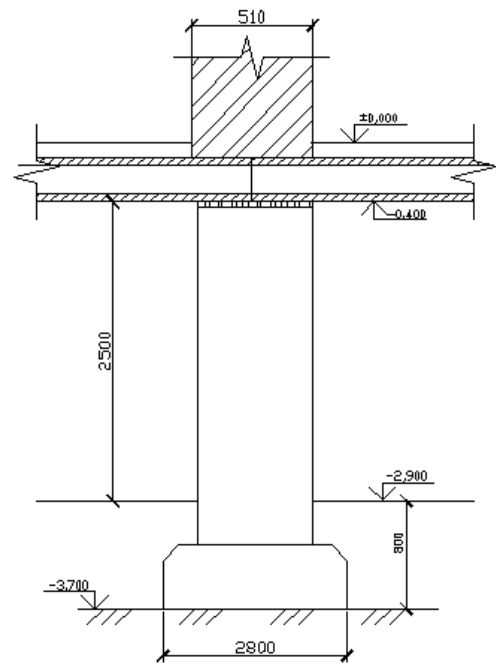


Рисунок 2.9 – Схема для визначення ширини підшови фундаментів під внутрішню несучу стіну по осі Д

Умова виконується.

Визначити ширину підшови фундаментів під внутрішню несучу стіну по осі Д. Навантаження на 1 м. довжини фундаменту, становить  $N_{II}=633.17$  кН.

У першому наближенні визначимо ширину підшови фундаменту за виразом:

$$b = \frac{n_{II}}{R_0 - \bar{\gamma} \cdot d} = \frac{633.17}{235 - 20 \cdot 1.2} = 3.0 \text{ м}$$

$\bar{\gamma} = 20 \text{ кН/м}^2$  - середнє значення питомої ваги матеріалу фундаменту та ґрунту на його обрізах.

$d$  – глибина закладання фундаменту.

Приймаємо рішення збірного варіанту ф-ту. Фундаментна плита шириною 2,8 м. Визначаємо розрахунковий опір.

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} [M_{\gamma} k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma_{II} + M_c \cdot c_{II}] = \frac{1,25 \cdot 1,1}{1,0} \times$$

$$\times \left[ 0,61 \cdot 1,0 \cdot 2,8 \cdot 17,9 + \right. \\ \left. + 3,44 \cdot 0,8 \cdot 17,9 + (3,44 - 1) 0,4 \cdot 17,9 + 6,04 \cdot 16,0 \right] = 266,67 \text{ кПа.}$$

Уточнюємо  $b$  при новому значені  $R=266,67$  кПа.

$$b = \frac{n_{II}}{R - \bar{\gamma} \cdot d} = \frac{633,17}{266,67 - 20 \cdot 1,2} = 2,61 \text{ м.}$$

Після уточнення скорегована величина  $R=253,29$  кПа. Остаточо приймаємо  $b=2,8$  м. Визначаємо середній тиск під подошвою фундаменту.

$$P = \frac{n_{II}}{b} + \bar{\gamma} d = \frac{633,17}{2,8} + 20 \cdot 1,2 = 250,13 \text{ кПа.}$$

Перевіримо виконання умови  $P \leq R$

$$P = 250,13 \text{ кПа} < R = 266,67 \text{ кПа.}$$

Умова виконується.

## РОЗДІЛ 3

### НАУКОВО-ДОСЛІДНИЙ

#### 3.1 Застосування СПФ у конструкціях будівель та споруд

Сплави з пам'яттю форми (СПФ) є функціональними матеріалами, які характеризуються ефектом пам'яті форми і надпружністю (Рис.3.1). Завдяки цим властивостям вони широко застосовуються в багатьох галузях, зокрема в будівельній це елементи пристроїв для зменшення динамічних навантажень на будівельні та інженерні споруди під час землетрусів [1].

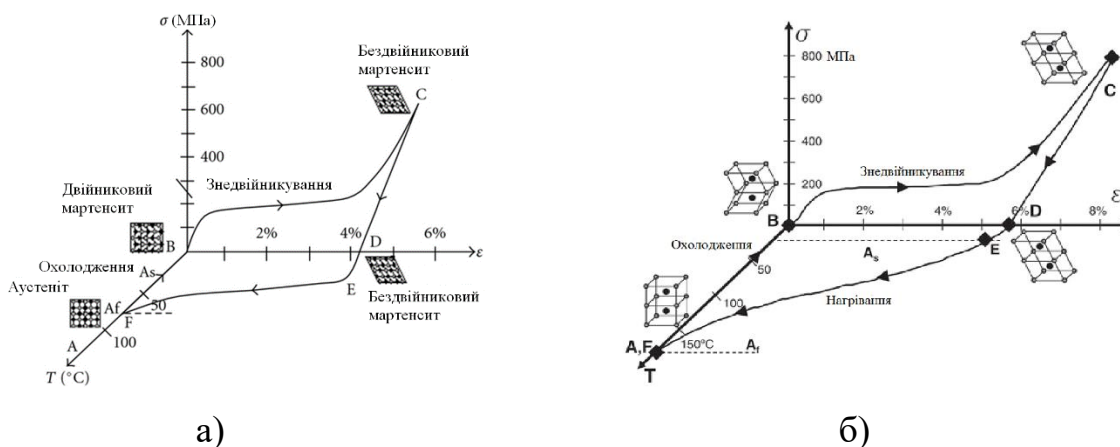


Рисунок 3.1 – Вплив напружень, деформації та температури, які проявляють ефект пам'яті форми NiTi (а) та NiTi-Cu (б) сплавів, та схематичне представлення змін структури кристалічної ґратки, пов'язані з температурою і напруженнями [2]

Тому дедалі більш актуальними постають питання створення систем активного та пасивного захисту конструкцій, будівель та споруд як цивільного так і промислового призначення.

Відомо багато робіт в яких досліджено та підтверджено ефективність застосування сплавів з пам'яттю форми для підсилення конструкцій, зокрема залізобетонних [3]. Це запобігає їхньому пошкодженню та дозволяє уникати руйнувань під дією циклічних та динамічних навантажень. Також сплави пам'яті

форми почали використовувати у демпфуючих пристроях [3,4], які використовують як розсіювачі енергії при коливаннях будівель чи споруд.

Гасіння коливань від зовнішнього динамічного навантаження може здійснюватися за допомогою активного управління, напівактивного контролю та пасивного управління. В активному режимі управління, зовнішнє джерело живлення управляє виконавчими механізмами, щоб застосувати сили для об'єктних структур. Для пасивної системи управління не потрібно ніякого зовнішнього джерела живлення, а сили удару розвиваються у відповідь на рух конструкцій. Напівактивні пристрої управління використовують значно менше енергії для регулювання структурних властивостей, ніж активні пристрої управління [5].

До пасивного контролю відносять використання властивості демпфування СПФ для зменшення реакції і, як наслідок, пластичної деформації конструкцій, що піддаються сильним навантаженням. СПФ можуть бути ефективно використані для цієї мети за допомогою двох механізмів: системи ізоляції землі та системи розсіювання енергії [6]. У системі ґрунтової ізоляції СПФ-ізолятори, які встановлюються між надбудовою і ґрунтом для поєднання роз'єднаної системи, фільтрують сейсмічну енергію, що передається від руху ґрунту до надбудови, завдяки чому зменшуються шкода надбудові.

СПФ-пристрої для пасивного контролю вібрації, які базуються на мартенситних СПФ мають більшу демпфуючу здатність; однак, це вимагає зовнішнього тепла для, фазового перетворення, щоб відновити його первісну форму. З іншого боку, надпластичні СПФ мають меншу демпфуючу здатність, але вони мають значну рецентруючу силу, щоб відновити початкове положення конструкції, і тим самим мінімізувати її залишкову деформацію [5].

Вище згадані ізоляційні системи на основі СПФ включають СПФ-стержні для автомагістральних мостів, демпфуючі самоцентруючі пристрої, ізоляційні системи із СПФ-пружинами у системах для каркасів з великим ступенем вільності [5].

Для запобігання чи мінімізації руйнівних наслідків землетрусів відомо пристрої та системи керування активні, напівактивні та пасивні. Переважна більшість з них базується на застосуванні функціональних матеріалів, зокрема



сплавів з пам'яттю форми. Пасивні системи керування вважаються більш практичними завдяки простоті застосування та економічній конструкції [5]. Результати показали, що гібридні система керування пасивного типу зменшує поздовжні сейсмічні переміщення мосту та покращує загальні сейсмічні характеристики мосту. Існує дві загальні категорії систем пасивного керування, включаючи сейсмічні ізолятори, які значно зменшують сейсмічну енергію яка передається на конструкцію, і енергетичні демпфери, які розсіюють значну частину енергії яка надходить. Тому були запропоновані U-подібні демпфери (рис. 1) для сплавів з пам'яттю форми, м'якої сталі та комбінації СПФ [7].

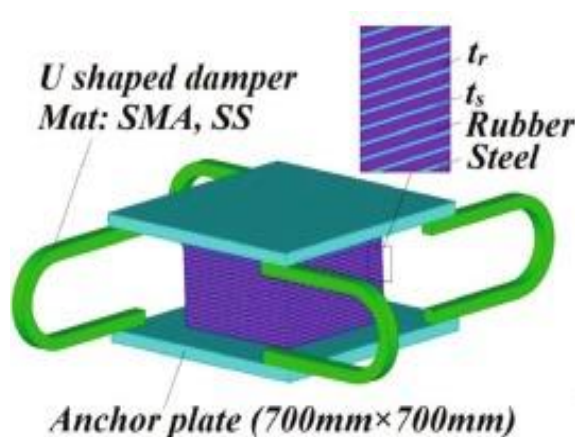


Рисунок 3.2 – U-подібний демпфер СПФ та зміна деформації в ньому [7]

Результати досліджень показують, що СПФ демпфер виготовлений із псевдопружного FeNiCuAlTaV який здатен відновлювати до 13,5% деформації найкраще підходять для використання в сталевих підшипниках із великими зсувними деформаціями. U-подібні демпфери з SPF мають псевдопружну поведінку та оборотність залишкової деформації, що значно покращує здатність розсіювати енергію. На прикладі сталеві балки та мосту з бетонної колони показано застосовність до фактичної конструкції. Для цього було розраховано прискорення полотен мосту та переміщення опор, настилів і сталевих гумових опор. У розрахунках використовувалися історії зміщення палуб, опор і сталевих гумових опор під час землетрусу в Лома-Пріета. Чотири моделі мостів з підшипниками показують, що максимальне переміщення опори значно менше переміщення полотна мосту. Іншими словами, підшипники відокремлюють настил

від опор, і якщо виникають великі деформації, вони не передаються на опори мосту, що значно зменшує зусилля зсуву [7].

У ще одному дослідженні було запропоновано та експериментально досліджено використання самоцентруючих кутників із СПФ для сейсмостійких пристроїв [3].

На відміну від дротин чи прутків із СПФ, які мають поведінку при одновісному розтягуванні, кутники SMA ефективно застосовувати за згину. Це підтверджено результатами експериментальних досліджень за квазістатичних циклічних навантажень. Такі властивості як міцність, здатність до самоцентрування та розсіювання енергії, були експериментально дослідженні за різних амплітуд навантаження. Результати показують, що кутники із СПФ демонструють задовільні петлі гістерезису у формі прапорця під час кількох циклів навантаження [3].

Окрім того, чисельна модель передбачає залишкову деформацію, відповідаючи експериментальним результатам [3]. Тому, слід очікувати що запропоновані кутники із СПФ будуть демонструвати свою ефективність щодо сейсмостійкості в самоцентруючих інженерних конструкціях.

Для запобігання руйнувань було проведені експериментальні та чисельні дослідження сталеві самоцентруючої рамної конструкції, оснащена розкосами із псевдопружного NiTi СПФ [4]. Експериментальними циклічними випробуваннями визначено коефіцієнт еквівалентного в'язкого демпфування та коефіцієнт жорсткості, які становлять орієнтовно 5% і 0,15 відповідно. Таким чином рамна конструкція була виготовлена із сейсмічними характеристиками майже з усіма штифтовими з'єднаннями, включаючи шпилькові основи колон. Щоб оцінити сейсмічні характеристики металеві рамної конструкції із СПФ розкосами, було проведено серію випробувань на вібростенді. Експериментальні результати показали, що СПФ розкоси можуть витримувати кілька сильних землетрусів з досить обмеженими зниженням демпфуючої здатності. Завдяки властивості до самоцентрування та конструкції штифтового з'єднання сталевий каркас отримав

зовсім незначні пошкодження та нульовій залишковій деформації, навіть якщо піковий міжповерховий коефіцієнт дрейфу перевищував 2%.

Відомі дослідження, де показана ефективність пседоружних дротин і стрижнів СПФ зокрема із великим поперечним перерізом [8], у сейсмічно стійких конструкціях та модифікаціях. Вивчали вплив історії навантаження, частоти навантаження і розміру стрижня на механічні властивості, зокрема напруження аустенітно-мартенситного перетворення, гасіння коливань для вироблення відповідних рекомендацій щодо використання надпластичних СПФ для підвищення сейсмічної стійкості інженерних споруд. Випробування показали, що дротини та стержень із СПФ (таблиця 3.1) демонструють хорошу псевдопружну поведінку, здатність відновлювати деформацію після зняття навантаження.

Таблиця 3.1 – Властивості типпоого нікельтитанового сплаву із пам'яттю форми [8]

Property	NiTi SMA	
	Austenite	Martensite
Physical properties		
Density	6.45 g/cm <sup>3</sup>	
Mechanical properties		
Recoverable elongation	up to 8%	
Young's modulus	30–83 GPa	21–41 GPa
Yield strength	195–690 MPa	70–140 MPa
Ultimate tensile strength	895–1,900 MPa	
Elongation at failure	5–50% (typically 25%)	
Poisson's ratio	0.33	
Chemical properties		
Corrosion performance	Excellent (similar to stainless steel)	

Залишкова деформація поступово збільшується з середнього значення 0,15% після амплітуди деформації 3% до середнього значення деформації 0,65% після чотирьох циклів навантаження з амплітудою деформації 6%. Залишкова деформація не пов'язана із діаметром стрижня, при 12,7 мм (0,5 дюйма), що показують найменшу залишкову деформацію чотирьох зразків. Навантаження з

деформацією понад 6% зазвичай призводить до неприйнятно великого збільшення залишкових деформацій.

Землетруси у США та Японії вказували на те, що відносне зміщення багатопролітних вільно опертих мостів на шарнірах і опорах може призвести до обвалення мосту [6,7], якщо він перевищить допустиме переміщення. Для зменшення сейсмічної вразливості було запропоновано використати замість сталевих стержнів-обмежувачів (restrainer bar) обмежувачі зі СПФ. Використання стримуючих пристроїв SPF може стати більш ефективною альтернативою для обмеження відносного зміщення суглобів, ніж традиційні стримувальні троси або стрижні. Кріплення СПФ може бути сконструйовано таким чином, щоб забезпечити значну жорсткість з одного боку та забезпечити хорошу демпфуючу здатність, для того щоб обмежити відносне зміщення петель до значення, меншого за попередньо встановлене.

Сейсмічні коливання можуть завдавати серйозної шкоди будівлям та спорудам, особливо історичним оскільки вони були збудовані багато років назад. Для прикладу можна розглянути собор базиліки Сан-Франческо в Ассізі (рис. 3.3). Він був відновлений після серйозних пошкоджень спричинених землетрусом у 1997 року [8].

Наприклад структурна взаємодія трансепту південного фронтона базиліки з основною частиною будівлі, що потребує модифікації. Заходи з модернізації, спрямовані на обмеження прискорення та сили, що передаються з даху основної конструкції на фронтон кам'яної кладки із тимпаном. Крім того, потрібно надати даній конструкції можливість гасити енергію від коливань. Для вирішення вищезазначеного завдання фронтон був повністю від'єднаний від покрівлі і знову з'єднаний з дахом за допомогою пристрою із сплаву пам'яті форми (рис.3.4 та рис.3.5).

Кожен пристрій зі сплавом пам'яті форми розроблений так, щоб сприймати напруження на розтяг та стиск, при цьому складається з проводів СПФ, які працюють на розтяг. Провід виготовлений із сплаву NiTi з ефект надпружності.

Таким чином, прилад зі сплавом пам'яті форми працює як ізолятор. Принцип поведінки пристрою продемонстрований на рисунку 3.6.



Рисунок 3.3 – Базиліка Святого Франческа в Ассізі реставрована [12].

Під час горизонтальних навантажень, таких як вітер та незначні землетруси, пристрій проявляє майже лінійну еластичну поведінку і виникають лише невеликі зміщення (рис. 3.6, історія навантаження I). Однак у випадку великого землетрусу максимальне значення напруження в СПФ зростає, а дроти втрачають жорсткість (рис. 3.6, історія навантаження II, плато надпружності).



Рисунок 3.4 – Пристрій із сплаву пам'яті форми [13].



Рисунок 3.5 – Натурний вигляд кріплення фронтона із дахом за допомогою пристроїв із сплавом пам'яті форми [13]

Пристрій виконує функцію обмежувача навантажень та збільшує допустимі переміщення і, як результат, надає можливість до демпфування з'єднаної конструкції кладки. Гістерезис створюється циклічним розвантаженням і навантаженням.

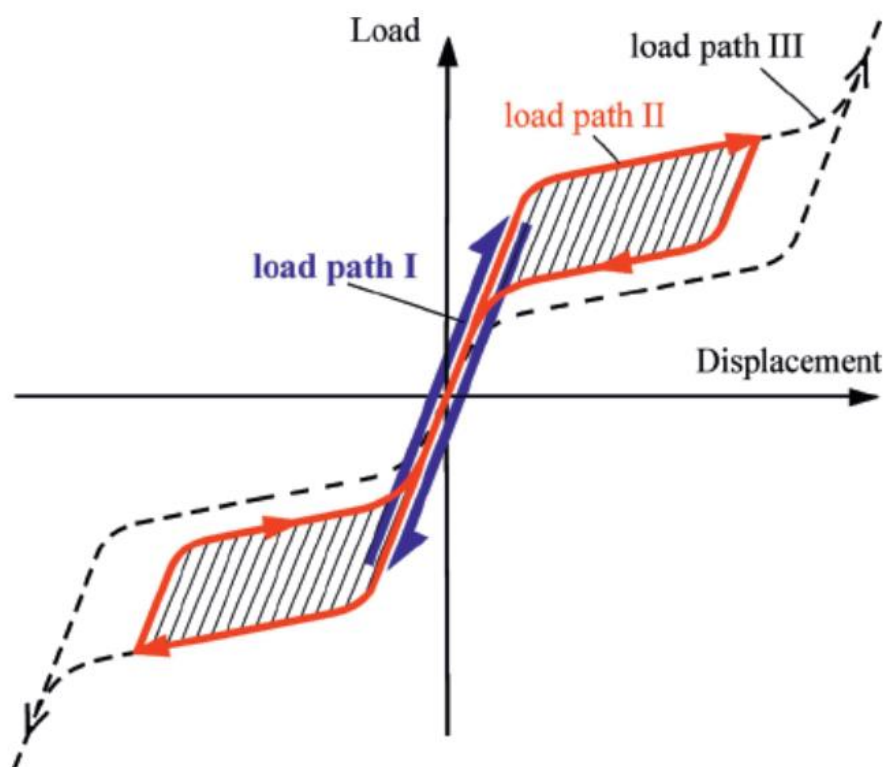


Рисунок 3.6 – Графік залежності деформації від навантаження, що демонструє принцип поведінки пристрою зі сплавом пам'яті форми [14].

Посилення жорсткості СПФ при навантаженні більшим за плато надпружності запобігає розриву фронту основної споруди у разі несподіваного сильного землетрусу (рис.1.19, історія навантаження III). Варто зауважити, що дана модель поведінки пристрою зі сплавом пам'яті форми є спрощенням. Деталі точного дизайну пристрою можна знайти в літературі [15].

### 3.2 Методика досліджень

Для моделювання поведінки залізобетонних балок та дослідження їх напружено-деформованого стану було обрано програмний пакет ANSYS 2019 R2.

У розділ Проектні дані додано папки з матеріалами та їх властивостями для моделювання залізобетонних балок. Бетон C20/25 з нелінійною поведінкою. Робоча арматура 400С з нелінійним рухом. Монтажний анкер 240С демонструє нелінійну поведінку. Ni-Ti сплав з супереластичним ефектом. Бетон C20/25 був обраний для характеристики нелінійної поведінки бетону у вікні «Матеріал залізобетонної балки». У розділі «Дані випробувань надпластичності» на панелі інструментів вибрано параметр «Дані випробувань на одноосьове стиснення».

Нелінійну поведінку бетону розраховано як ізотропну полілінійну модель поведінки бетону, яка запропонована Уільямом і Варнке (William & Warnke)[16].

Згідно моделі Уільяма і Варнке нелінійну діаграму деформування бетону при стисканні можна побудувати за відомими значеннями механічних властивостей бетону, зокрема:

- значення міцності бетону на стиск (напруження руйнування бетону)  $f_{cd} = 14,5 \text{ МПа}$ ;

- початковий модуль пружності бетону  $E_{cd} = 23 \text{ ГПа}$ .

Для побудови нелінійної діаграми деформування бетону на стиск використано формули (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  $f$  – напруження при довільній деформації  $\varepsilon$ ;

$\varepsilon_D$  – Деформація бетону під час руйнування стиску  $f$ .

Відмітка 1 – початок діаграми деформування,

Відмітка б – критичне значення деформації бетону,

Відмітка 2 – відповідає початковій (приблизно 29%) ділянці пружності бетону,

Відмітки 3, 4, 5 – це є проміжні точки діаграми, котрі визначаються за формулою (1) при деформаціях 45%, 60%, 80% від критичної  $\epsilon_D$ .

Отримані відповідні значення представлено у таблиці 3.3.

Таблиця 3.2 – Нелінійні значення діаграми деформування бетону на стиск

№ відмітки	Деформація $\epsilon$ , мм/мм	Напруження $f$ , МПа
1	0	0
2	0,000189	4,37
3	0,000567	10,85
4	0,000757	12,80
5	0,001009	14,15
6	0,00126	14,5

Дану поведінку бетону додано враховано у ПК ANSYS у вигляді табличних та графічних формах (рис. 3.7) у властивостях Uniaxial Compression Test Data.

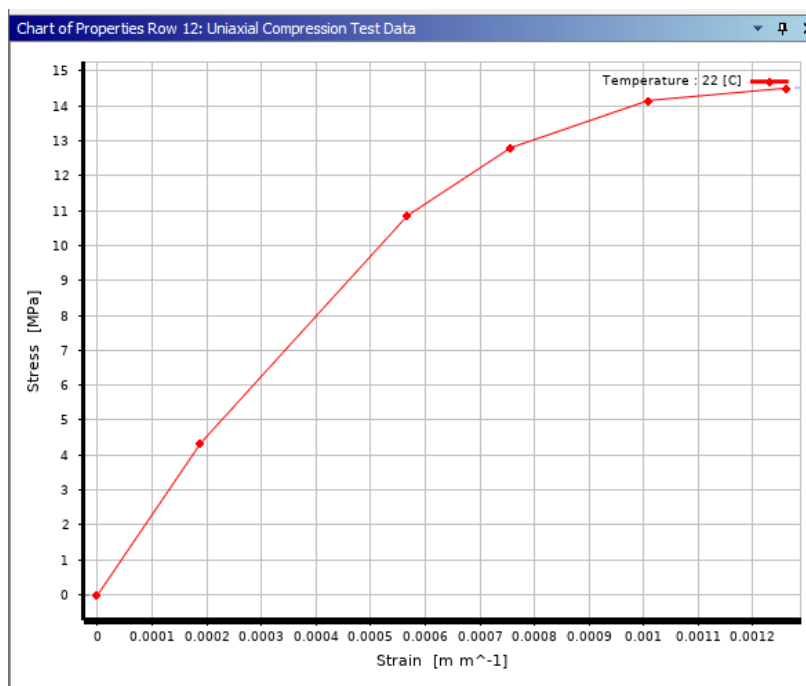


Рисунок 3.7 – Залежність напружень від деформацій бетону заданих у ПК ANSYS



Нелінійна поведінка робочої (A 400C) та монтажної (A 240C) арматур у ANSYS задана білінійною пружно-пластичною діаграмою деформування Bilinear Isotropic Hardening.

Фізичні та механічні властивості арматури та бетону задані відповідно до ДБН [17] та ДСТУ [18].

Для задання ефекту надпружності у ANSYS для NiTi сплаву у робочому вікні матеріалів залізобетонної балки вибрано елемент Ni55,8% Ti44,2%. У розділі Shape Memory Alloy, робочого вікна інструментів Toolbox, обрано властивість Superelasticity.

У вікні властивостей ефекту надпружності Superelasticity, задано значення характеристик Ni-Ti сплаву, що визначалися експериментально за деформування розтягом при температурі 18°C [19].

Геометричної модель була створена у робочому середовищі SpaceClaim – програма для проєктування твердих тіл.

У робочому просторі програми SpaceClaim створено залізобетонну балку із вставками зі сплаву Ni-Ti (рис. 3.8). Характеристики конструкції: залізобетонна балка  $b = 80$  мм,  $h = 140$  мм,  $L = 1200$  мм; арматура A400C  $2\text{Ø}14$ мм; монтажна арматура A240C  $2\text{Ø}6$ мм.

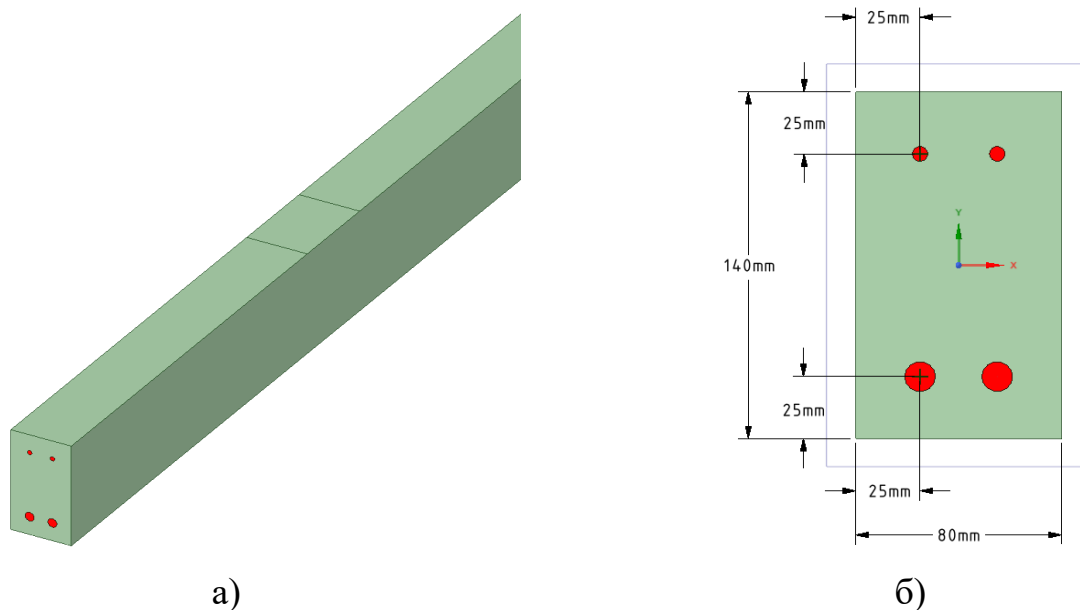


Рисунок 3.8 – Просторова модель залізобетонної балки: а) основний вигляд; б) розміщення арматури

Під час створення просторової моделі балки, початок координатних осей розташовано у центрі фронтальної грані,  $OZ$  спрямовано вздовж балки,  $OY$  – по висоті перерізу балки, як показано на рисунку 3.8а, б.

Вставку із сплаву Ni-Ti довжиною 120 мм розміщено у центрі кожної робочої арматури (рис. 3.9).

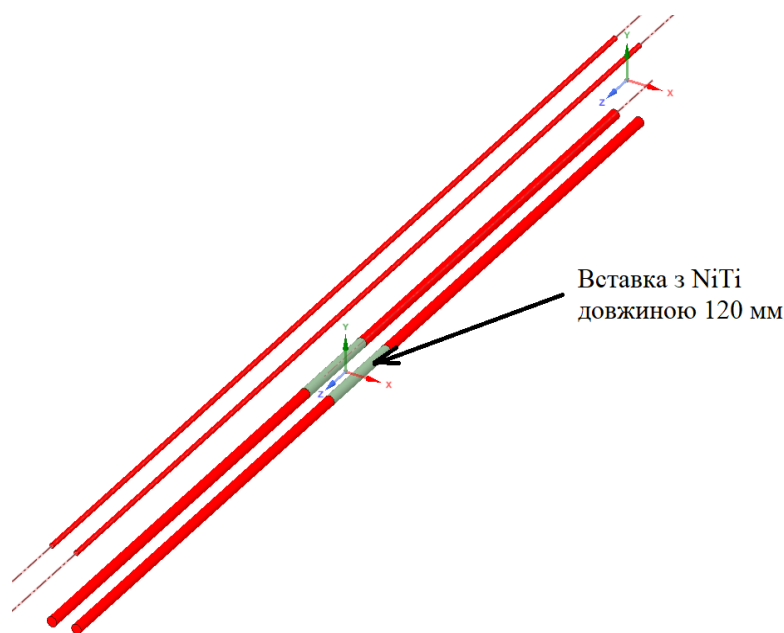


Рисунок 3.9 – Розміщення Ni-Ti вставки із сплаву з пам'яттю форми

Створення розрахункової моделі залізобетонної балки із вставкою з NiTi сплаву. Створення розрахункової моделі відбувалося у робочому просторі програми ANSYS Mechanical Enterprise.

Щоб надати кожному об'ємному елементу відповідні характеристики, у вікні розгалужень Outline у гілці Geometry обрано відповідне геометричне тіло та задано відповідний матеріал у рядку Assignment.

Гілку Connection створено автоматично на програмному рівні, що моделює взаємозв'язок передачі реакцій між елементами, поверхні яких дотичні. У даному випадку програмою підібрано тип взаємодії Bonded між елементами залізобетонної балки: Бетон C20/25, Арматурою 400С, Арматурою 240С та Ni55.8% Ti44.2%.

У вітці Mesh виконано поділ об'ємних тіл на скінченні елементи. В нашому випадку, при дослідженні поділ був виконаний програмою самостійно для бетона (рис. 3.10), арматури (рис. 5.12) та стержнів зі NiTi сплаву (рис. 5.13).

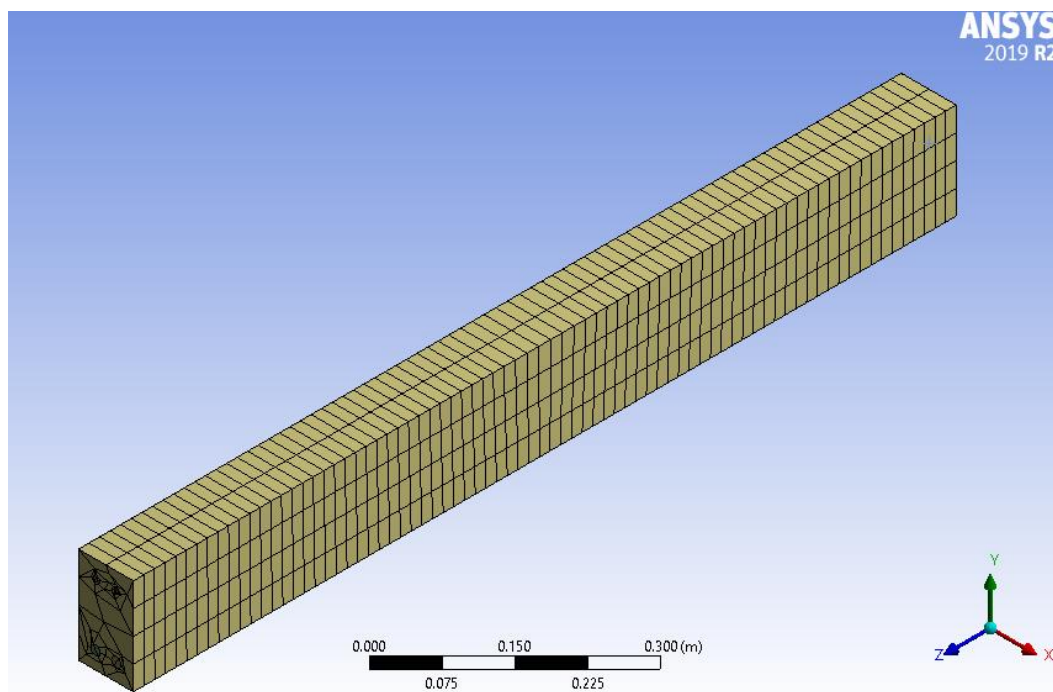


Рисунок 3.10 – Розбивка Бетона C20/25 на скінченні елементи

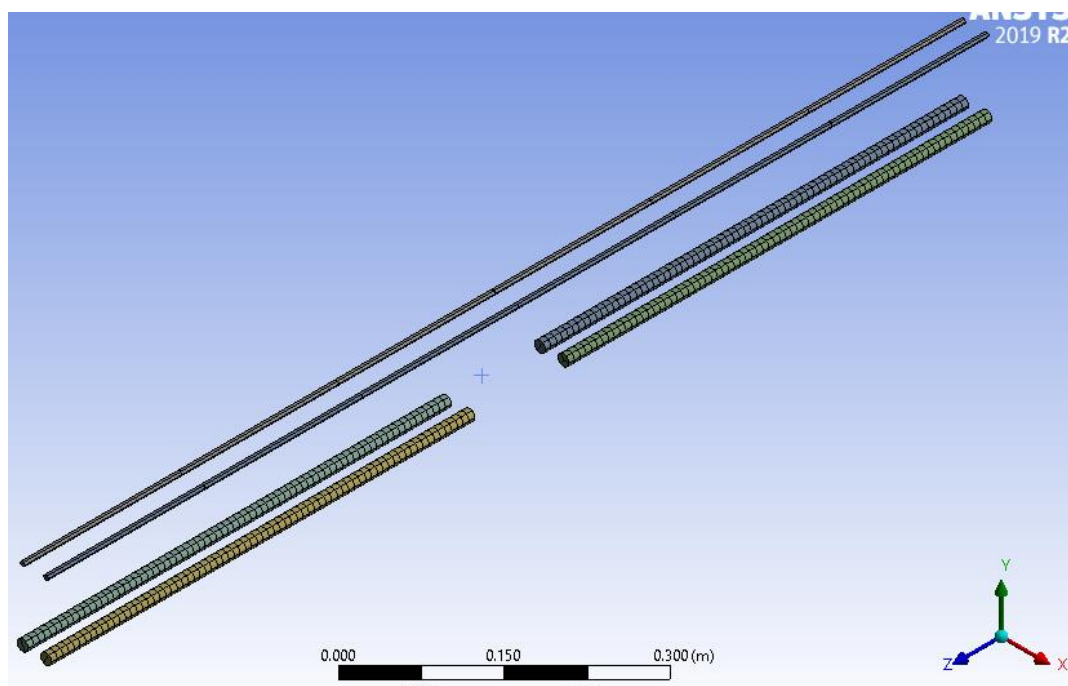


Рисунок 3.11 – Розбивка арматур, 400С та 240 С відповідно, на скінченні елементи

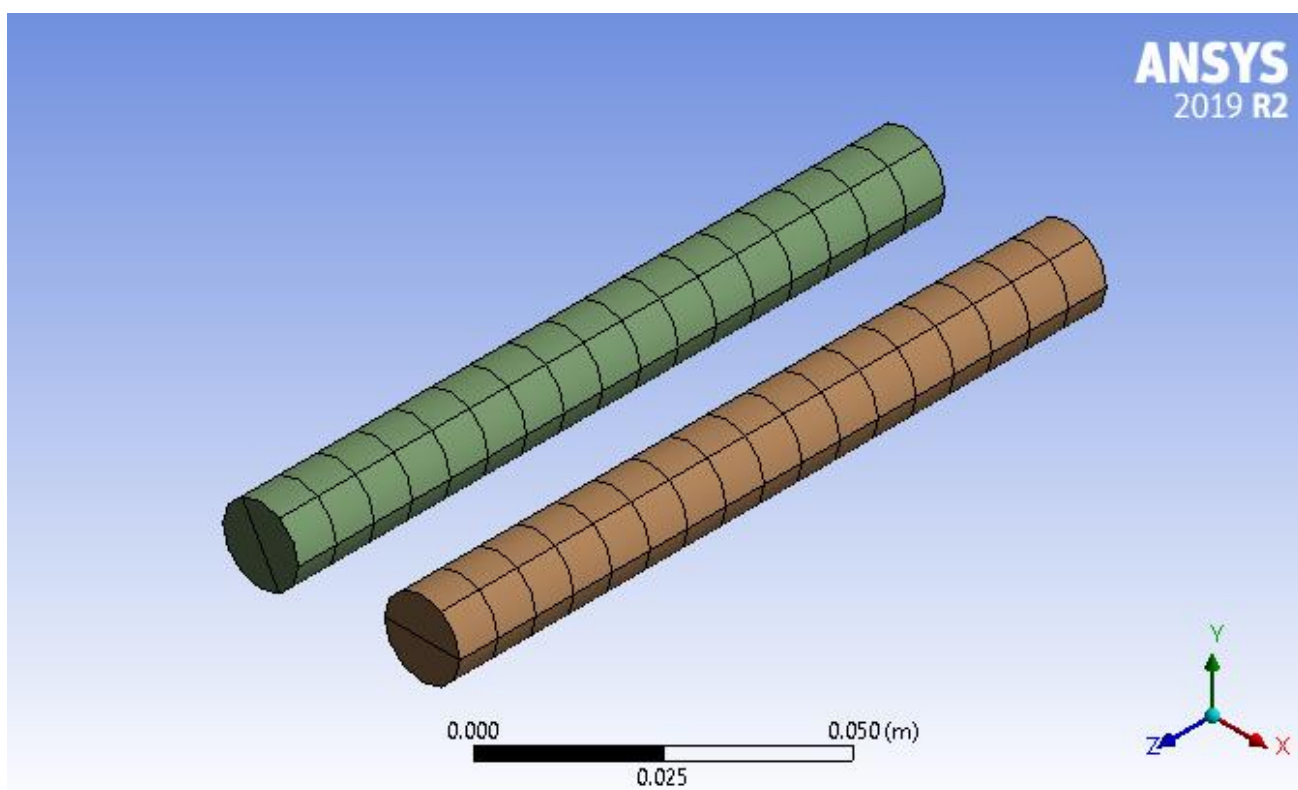


Рисунок 3.12 – Розбивка вставки із Ni55.8% Ti44.2% сплаву на скінченні елементи

Створено розрахункову модель (рис. 3.13), що відповідає розрахунковій схемі вільноопертої балки.

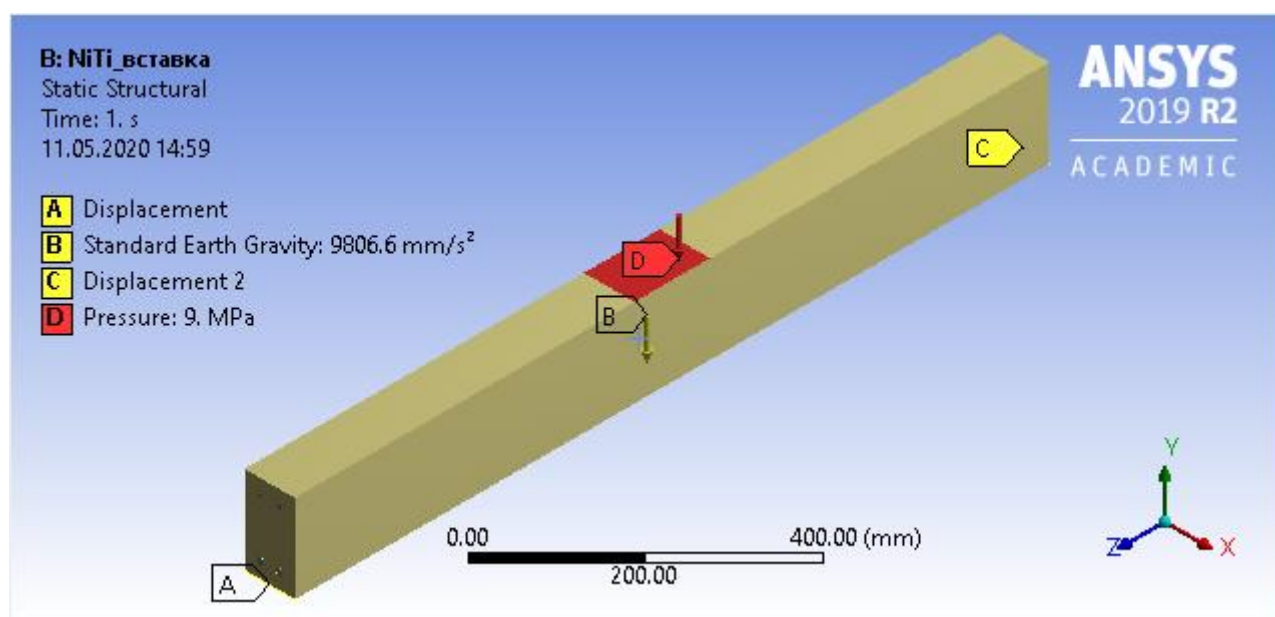


Рисунок 3.13 – Вільнооперта залізобетонна балка: розрахункова схема

Обмеження були накладені як заборона переміщень у напрямках осей  $OZ$ ,  $OX$ ,  $OY$  (позначено  $A$  на рис. 3.13) та дозволено вільне переміщення у напрямку осі  $OZ$  (позначено  $C$  на рис. 3.13).

На балку прикладене розподілене навантаження на площині  $120 \times 80$  мм (позначено  $D$  на рис. 3.13), симетричній відносно геометричного центру верхньої ділянки (грані) в напрямку осі  $Y$ . Також була врахована сила тяжіння (позначено  $B$  на рис. 3.13) спрямована в напрямку осі  $Y$ .

Розглянуто випадок навантаження до певного значення напруження з подальшим розвантаженням до  $0$  МПа.

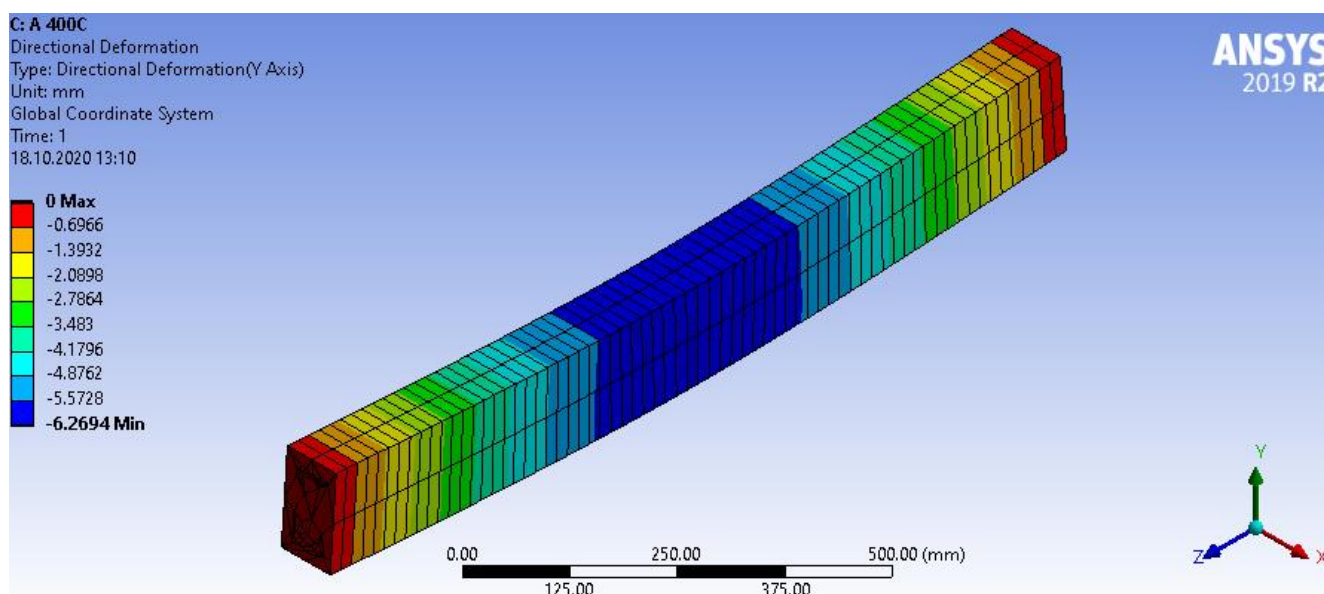
У вкладці Solution створено запит на знаходження еквівалентних напружень та еквівалентних пластичних деформацій окремо для балки, та окремо для арматури, спрямованого переміщенням балки в напрямку осі  $OY$ .

### **3.3 НДС залізобетонної балки підсиленої СПФ вставками**

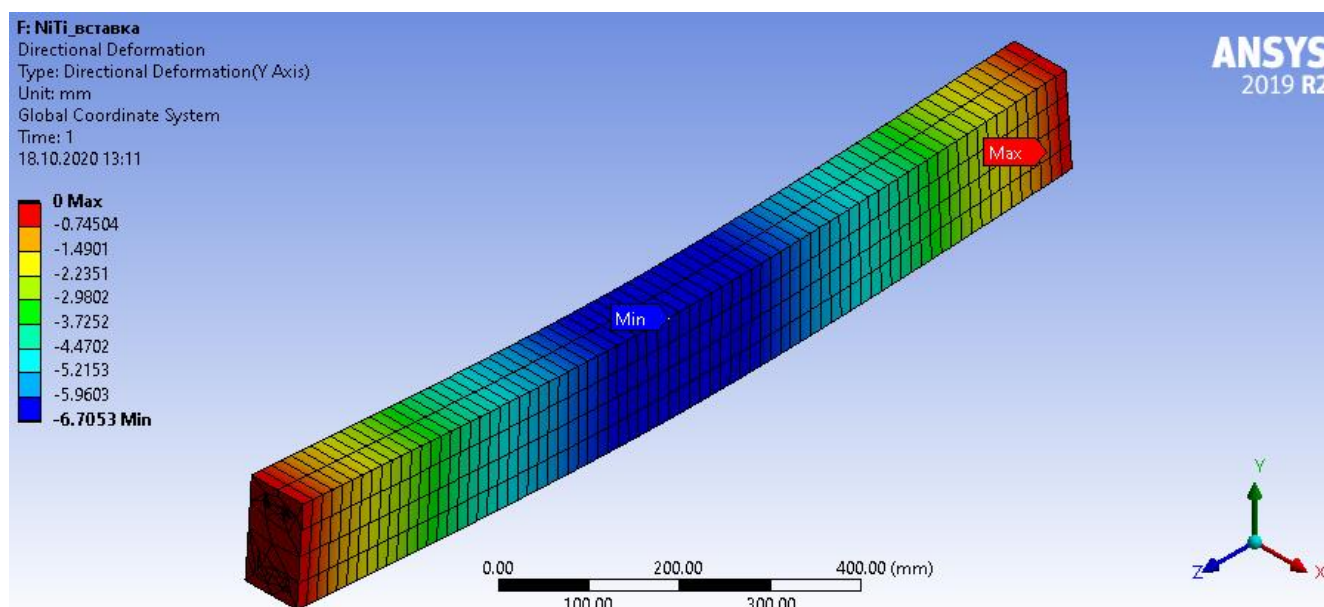
Досліджено напружено деформований стан залізобетонної балки із вставками із СПФ піддану розподіленому навантаженню на площині  $120 \times 80$  мм.

Аналіз переміщень і деформацій. На рисунку 3.14 представлено розподіл полів переміщень (прогинів) в балці з робочою арматурою 400С (а) і зі вставкою СПФ (б) при максимальному прикладеному навантаженні до балки  $9$  МПа з урахуванням власної ваги балки.

Аналіз отриманих результатів показує, що балка із вставкою із СПФ прогнулася на  $6,9\%$  більше ніж балка із робочою арматурою 400С. Це спричинено меншою жорсткістю СПФ у порівнянні із класичною арматурою. Модуль пружності Ni-Ti сплаву майже у  $4$  рази менший за модуль пружності сталеві робочої арматури.



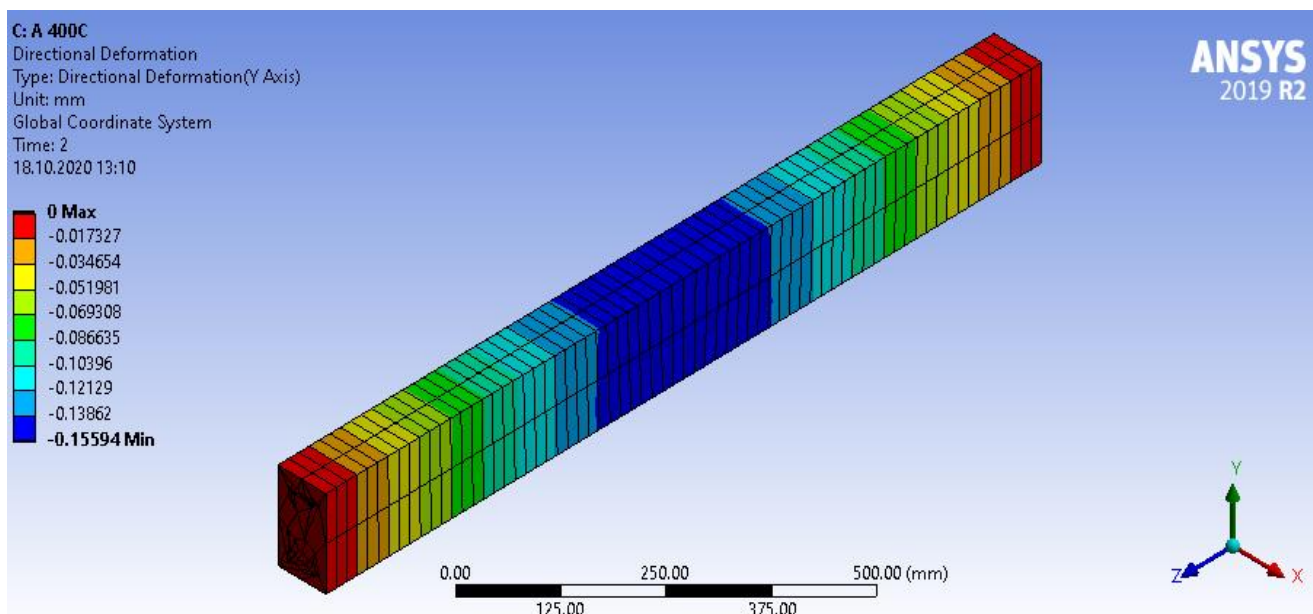
a)



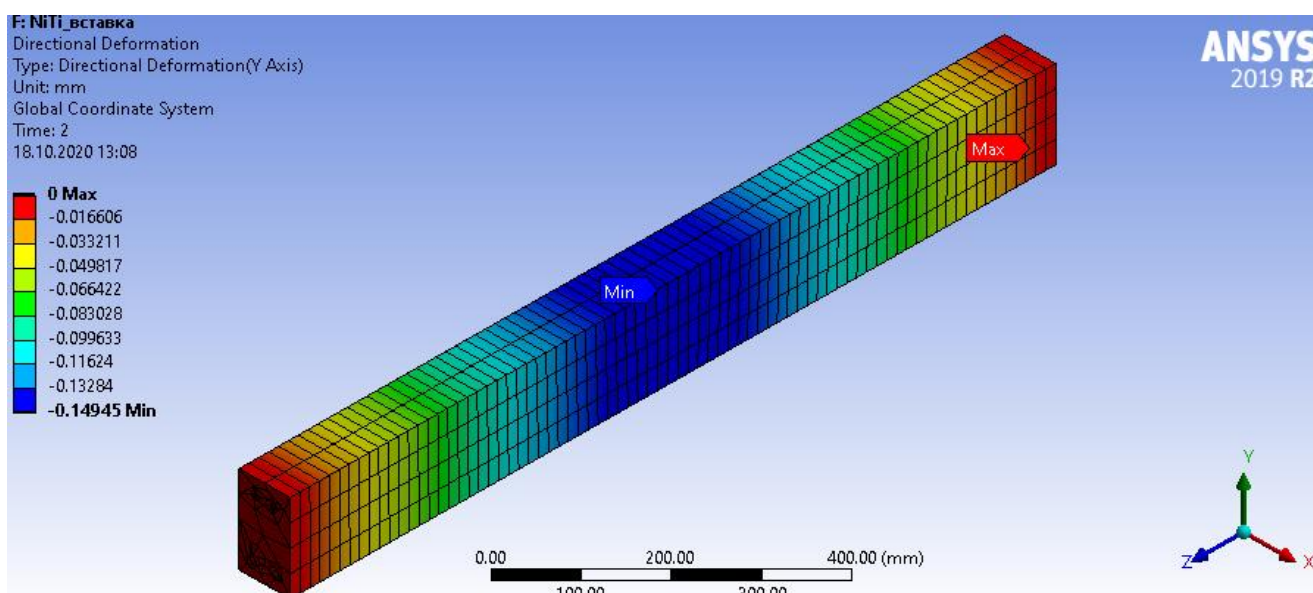
б)

Рисунок 3.14 – Максимальний прогин балки: а) – з робочою арматурою 400С;  
 б) – зі вставкою СПФ.

Проте, після розвантаження, залишкові прогини балок з робочою арматурою 400С (а) і із вставкою СПФ (б) практично незмінні (рис. 3.14).



а)



б)

Рисунок 3.15 – Залишковий прогин балки: а) – з робочою арматурою 400С;  
 б) – зі вставкою СПФ

Заміна ділянки робочої арматури на вставку із Ni-Ti сплаву значно збільшує локальне максимальне видовження арматури (рис.3.16), що цілком передбачувано, враховуючи діаграму деформування надпружного СПФ. Максимальне еквівалентне видовження арматури із вставкою СПФ більше у 2 рази, ніж у балці без вставки.

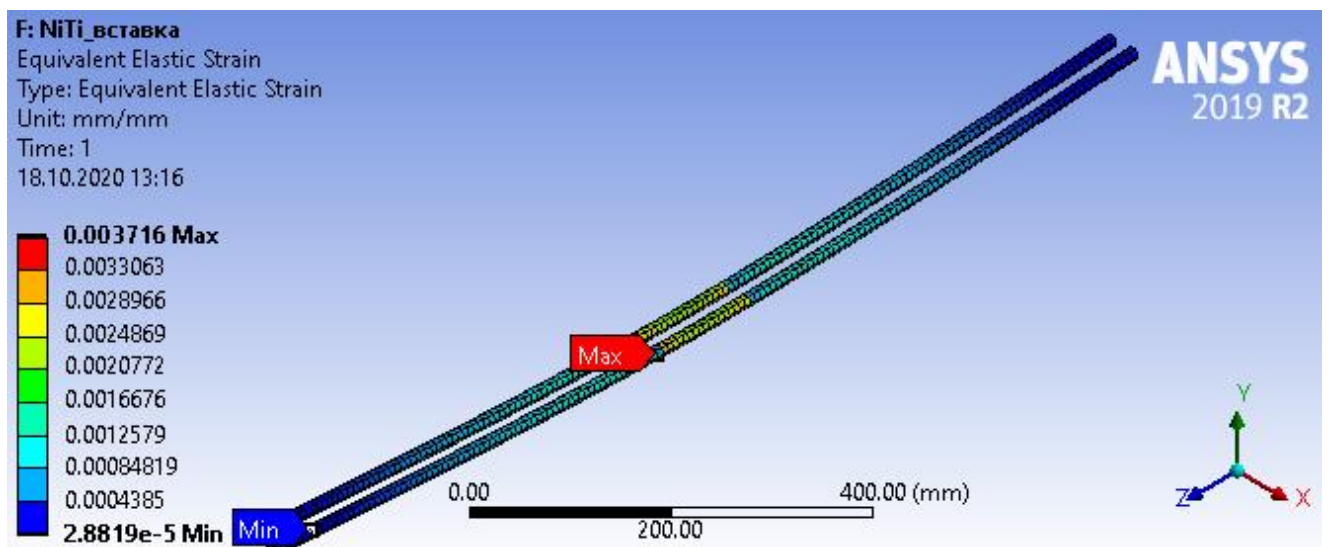
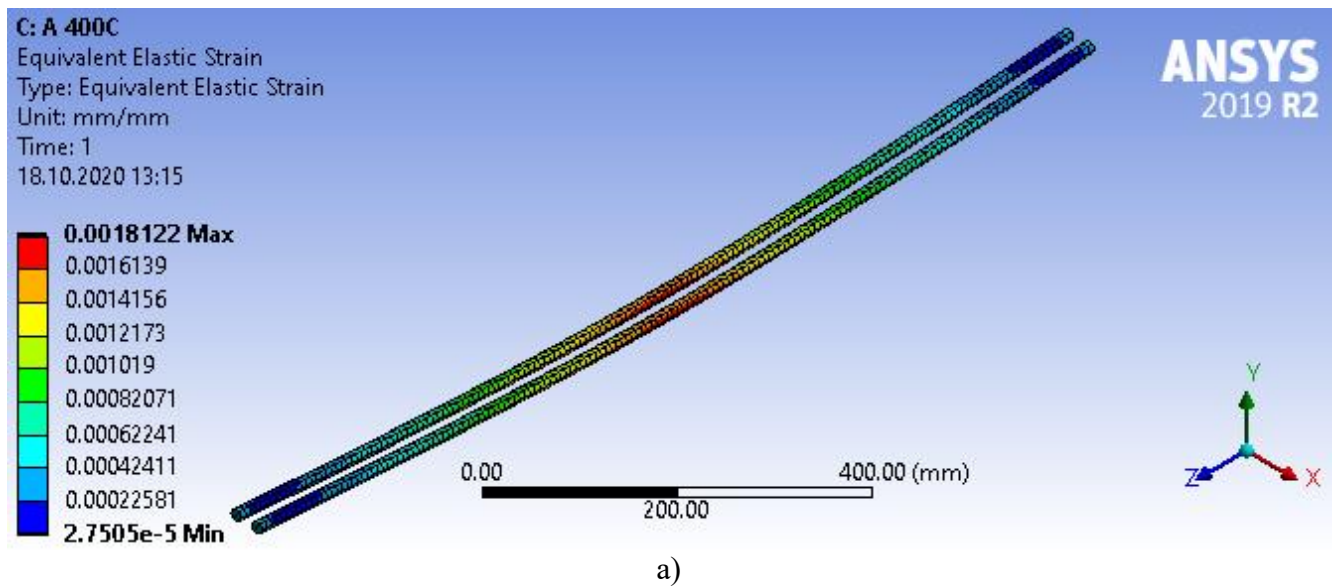
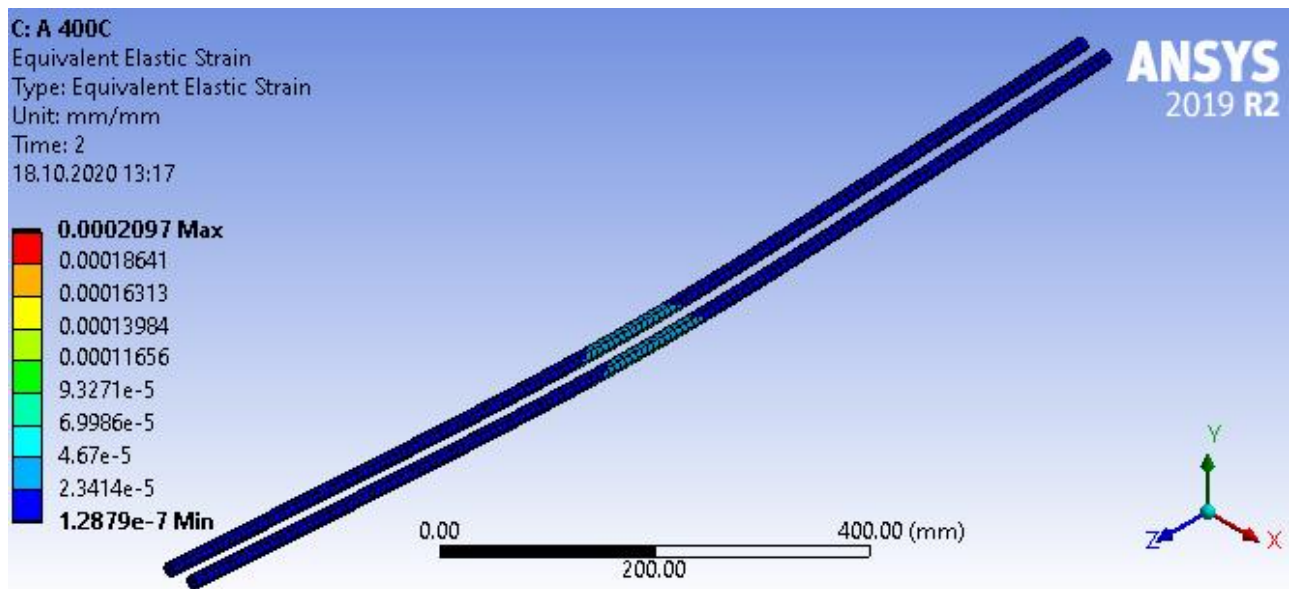


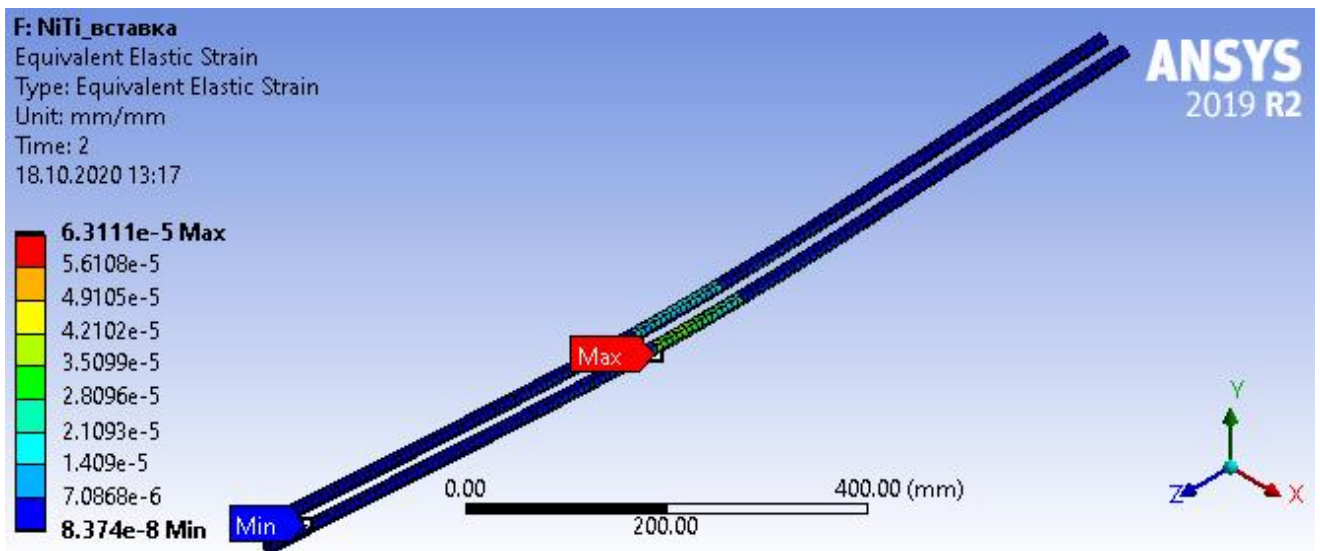
Рисунок 3.16 – Еквівалентне відносне видовження при максимальному значенні навантаження для робочої арматури 400С – а) та робочої арматури зі вставкою СПФ – б)

Також, із аналізу рис. 3.17, можна дійти до висновку, що підсилення вставками із псевдопружного СПФ у 3,3 рази зменшує максимальне залишкове еквівалентне відносне видовження робочої арматури у порівнянні із робочою арматурою 400С.





а)



б)

Рисунок 3.17 – Залишкове еквівалентне відносне видовження: а) – робочої арматури 400С; б) – робочої арматури зі вставкою СПФ.

На діаграмі (рис. 3.18) показано як робоча арматура деформується вздовж своєї осі під час навантаження та повного розвантаження при класичному армуванні та при армуванні із використанням вставки СПФ.

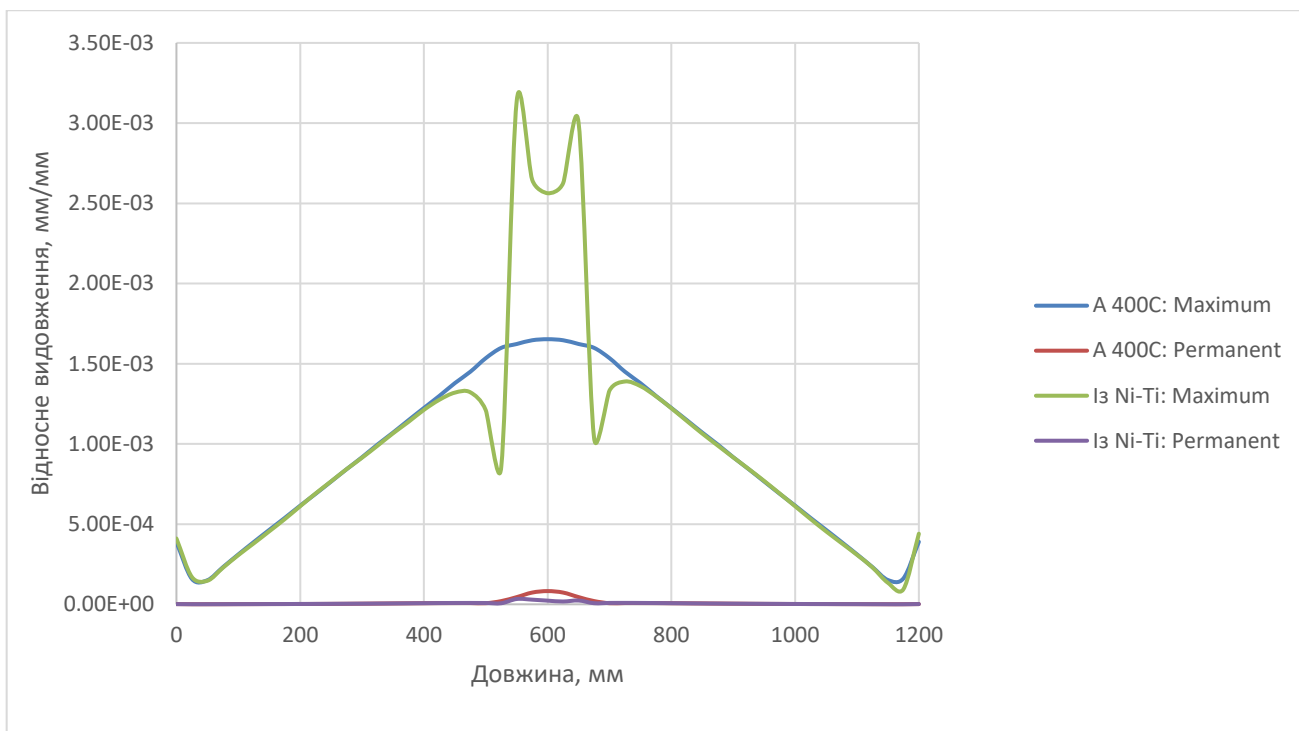
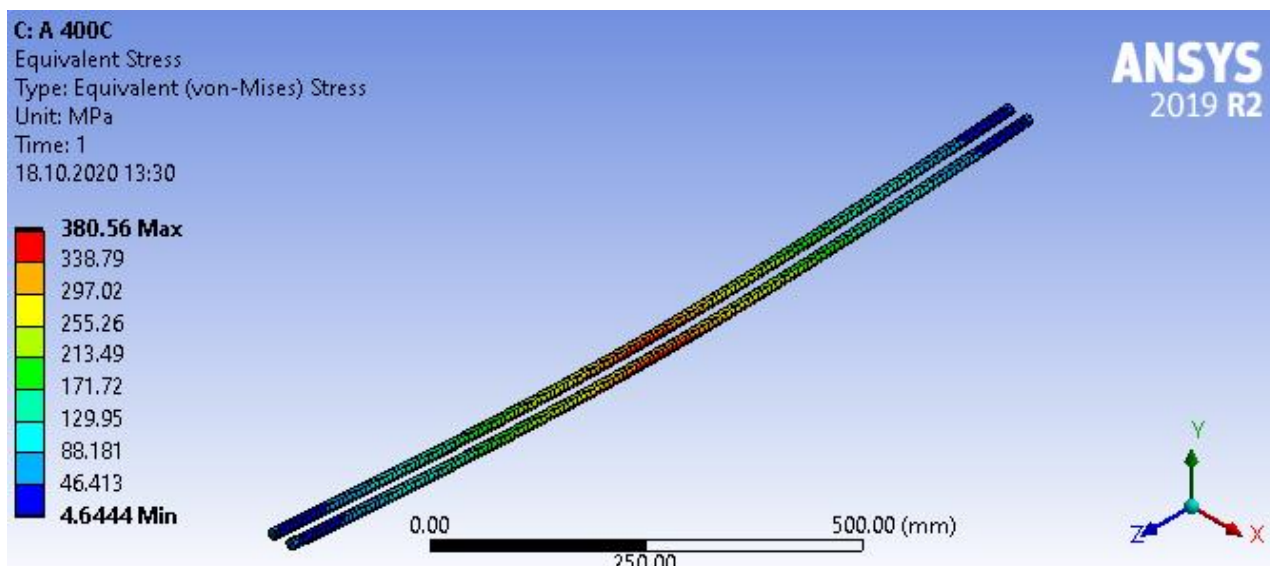
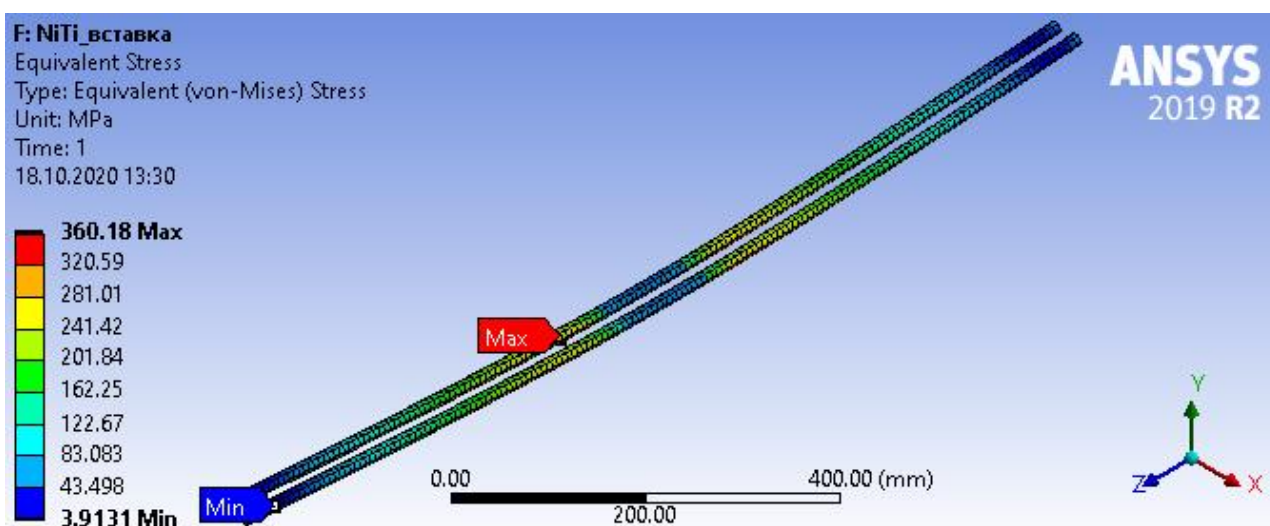


Рисунок 3.18 – Розподіл відносного видовження вздовж центральної осі робочої арматури

Аналіз НДС. На рисунку 3.19 представлено розподіл полів еквівалентних напружень робочої арматури 400С (а) та цієї ж арматури зі вставкою СПФ за прикладеного навантаження. Із аналізу отриманих даних (рис.3.19), слідує, що максимальні напруження приблизно у 380 МПа на середній ділянці балки перевищують значення границі текучості арматури 400С, яка становить 360 МПа. Це у свою чергу спричиняє появу пластичних деформацій на даній ділянці. Заміна на середній ділянці робочої арматури 400С надпружною NiTi вставкою усуває вказану проблему. Тому, для зменшення напруження у робочій арматурі, потрібно замінити ділянку арматури 400С, де напруження перевищують границю текучості  $\sigma_{0.2}$ , на вставку із СПФ.



а)

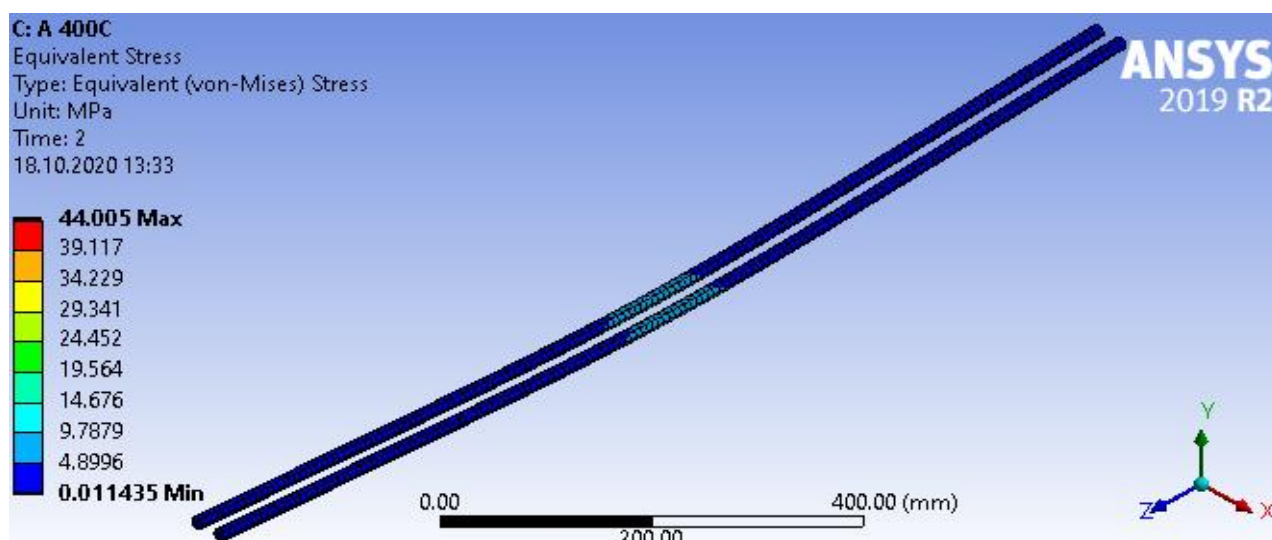


б)

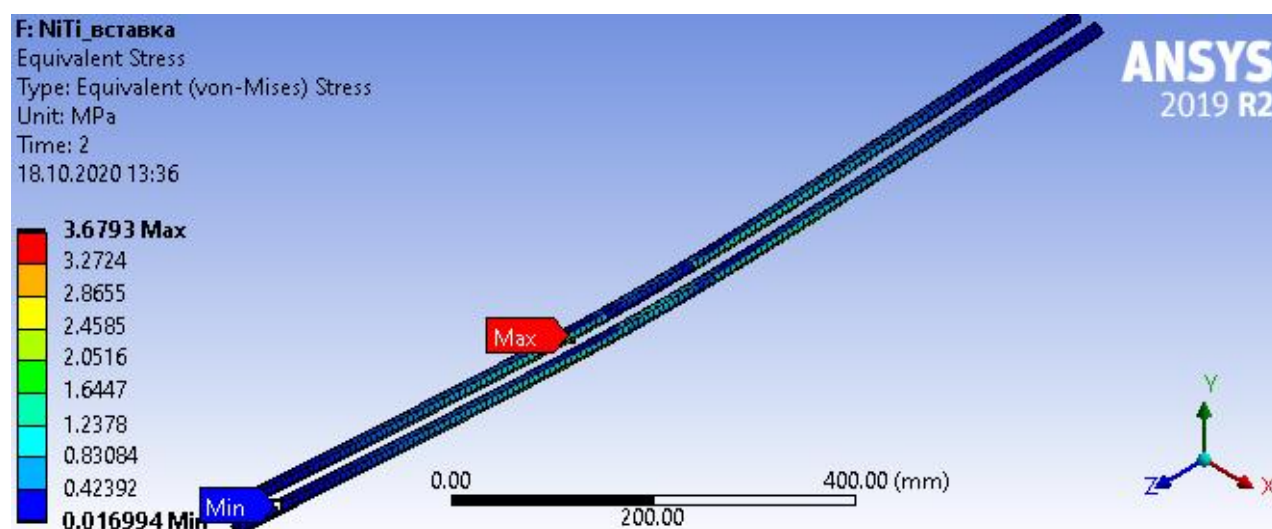
Рисунок 3.19 – Еквівалентне напруження за максимального навантаження:

а) – в робочій арматурі 400С; б) – в робочій арматурі зі вставкою СПФ

На рисунку 5.21 подано розподіл залишкових полів еквівалентних напружень в робочій арматурі 400С (а) в робочій арматурі 400С зі вставкою СПФ. З рисунку 3.20 можна зробити висновок, що вставка СПФ у робочу арматуру зменшила максимальні залишкові розтягуючі напруження майже у 12 разів, з 44 МПа до 3,68 МПа.



а)



б)

Рисунок 3.20 – Залишкове еквівалентне напруження: а) – в робочій арматурі 400С;  
 б) – в робочій арматурі зі вставкою СПФ

На діаграмі (рис. 3.21) показано як змінюється напруження в робочій арматурі вздовж осі за максимального навантаження і після повногрозвантаження при класичному армуванні та при армуванні із використанням вставки СПФ. Зменшення напруження в робочій арматурі при максимальному навантаженні спостерігається на ділянці від 450 до 750 мм, а залишкового напруження на ділянці від 525 мм до 675 мм.

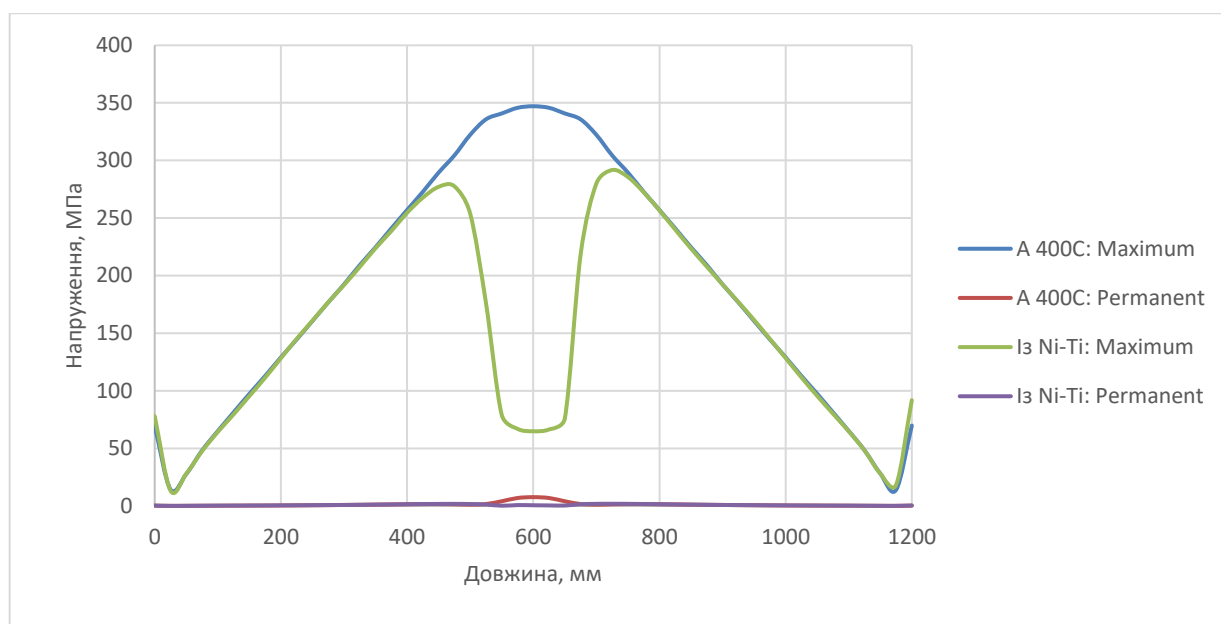


Рисунок 3.21 – Розподіл напружень вздовж центральної осі робочої арматури

Різниця у значеннях напружень робочих арматур 400С у залізобетонних балках підсиленими вставками із надпружного Ni-Ti сплаву (рис. 3.20-3.22) пов'язана із градієнтом напружень по сиченню арматури. При навантаженні максимальні напруження виникають в нижніх розтягнутих волокнах робочої арматури (рис. 3.20), а результати представлені на рисунку 3.22 відносяться до осі робочої арматури.

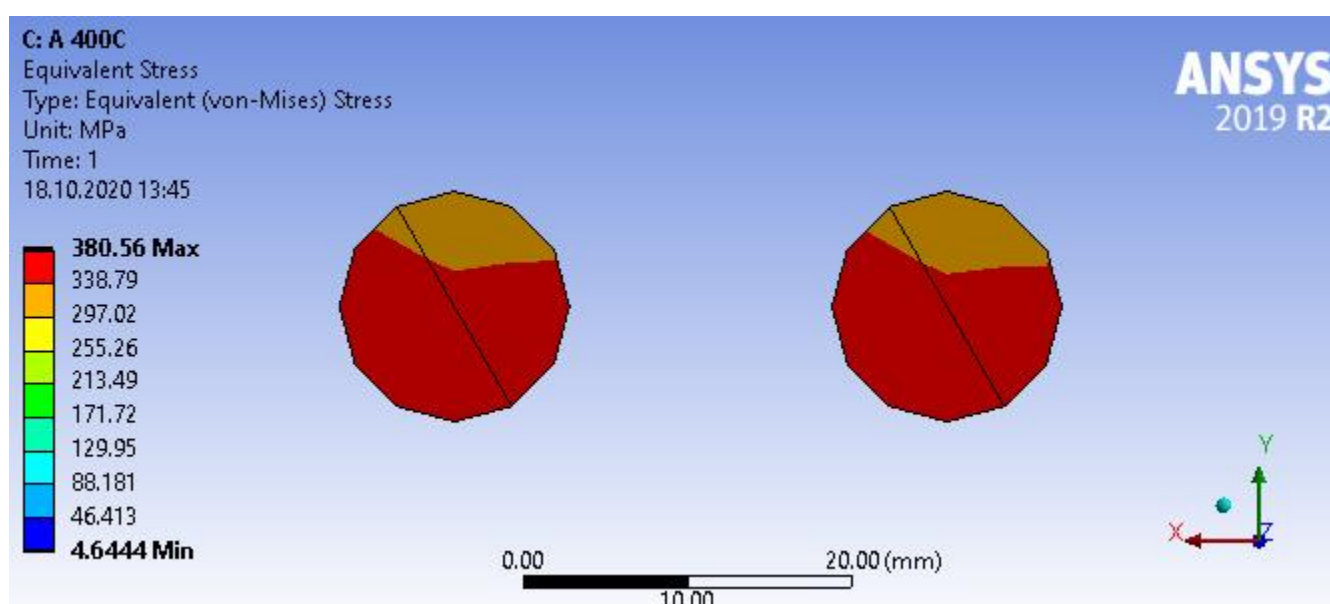


Рисунок 3.22 – Напруження в поперечному перерізі робочої арматури 400С на відстані 600 мм довжини при максимальних навантаженнях

На рисунках 3.23-3.26 показано розподіл полів напружень в поперечному перерізі робочої арматури 400С на відстані 600 мм (рис. 3.23 та 3.24) і робочої арматури 400С із вставкою СПФ на відстані 500 мм (рис. 3.25 та 3.26) за максимального навантаження (рис. 3.23 та рис. 3.25) і після розвантаження (рис. 3.24 і рис. 3.26).

Із аналізу представлених результатів слідує, що по висоті поперечного перерізу робочої арматури існує значний градієнт розтягувальних напружень.

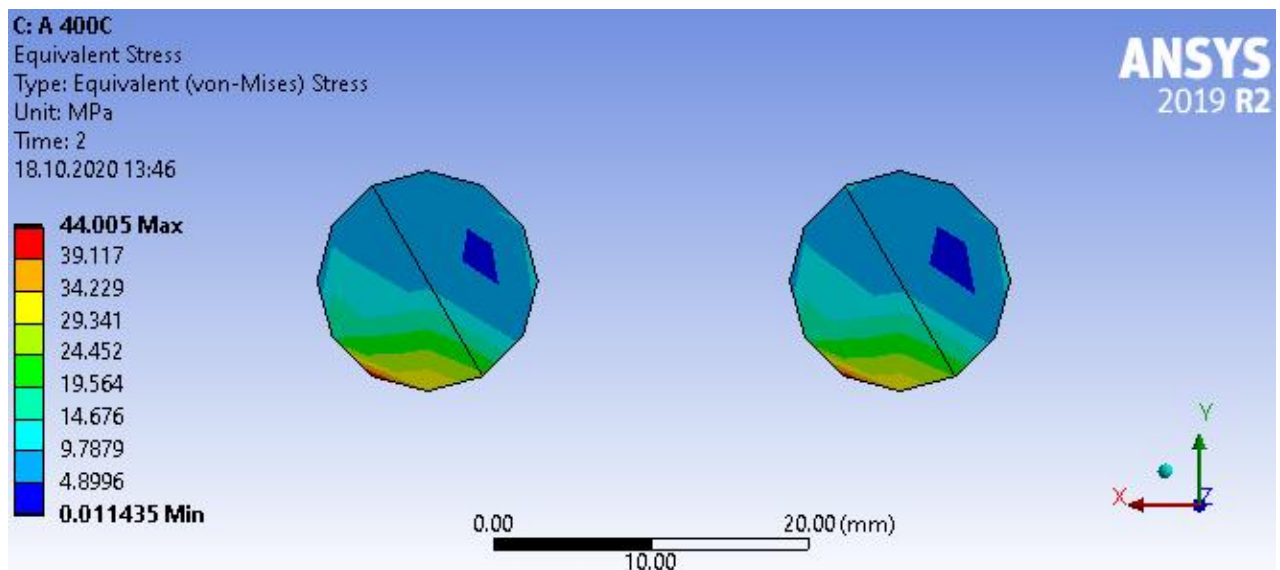


Рисунок 3.23 – Напруження в поперечному перерізі робочої арматури 400С на віддалі 600 мм довжини після розвантаження

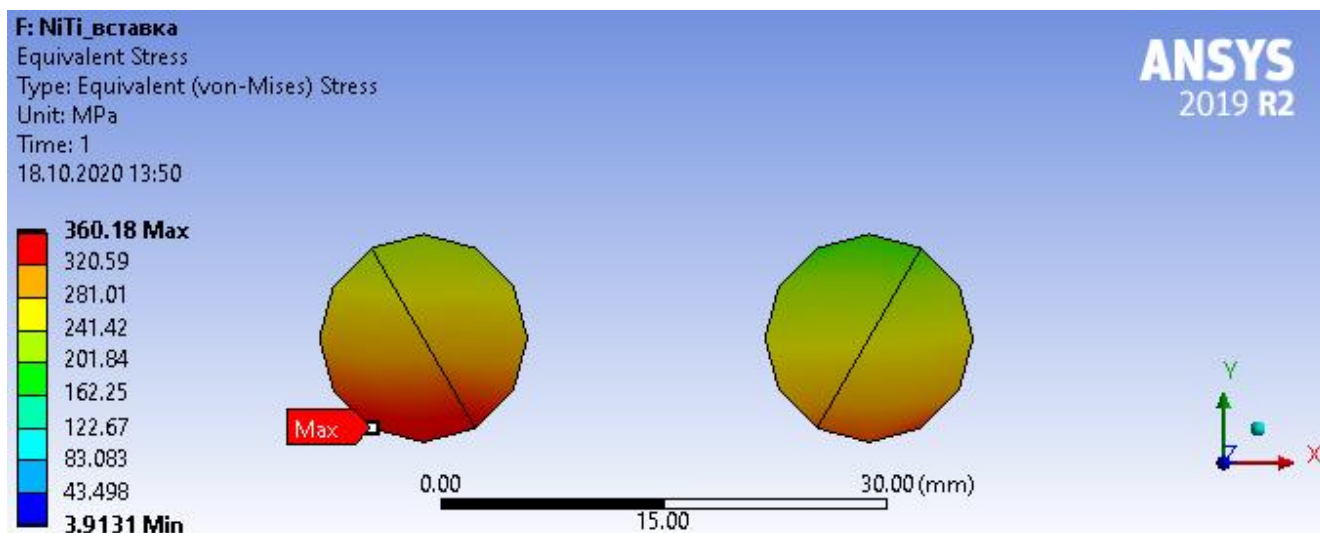


Рисунок 3.24 – Напруження в поперечному перерізі робочої арматури 400С із вставкою СПФ на віддалі 500 мм довжини при максимальних навантаженнях

З аналізу даних розподілу напружень (рис. 3.22-3.25) можна дійти до висновку та зробити припущення, що використання вставки з нітиноолу на ділянці де нпруження перевищує значення границі текучості ( $\sigma_{0,2} = 360$  МПа), зменшує напруження в робочій арматурі. Це пояснюється тим, що напруга армування ( $\sigma_{max} = 360,18$  МПа) не досягає межі текучості ( $\sigma_{0,2} = 365$  МПа) навіть у нижньому волокні, тому арматура все ще має запас міцності після розвантаження балки. Його поперечний переріз (рис. 3.24).

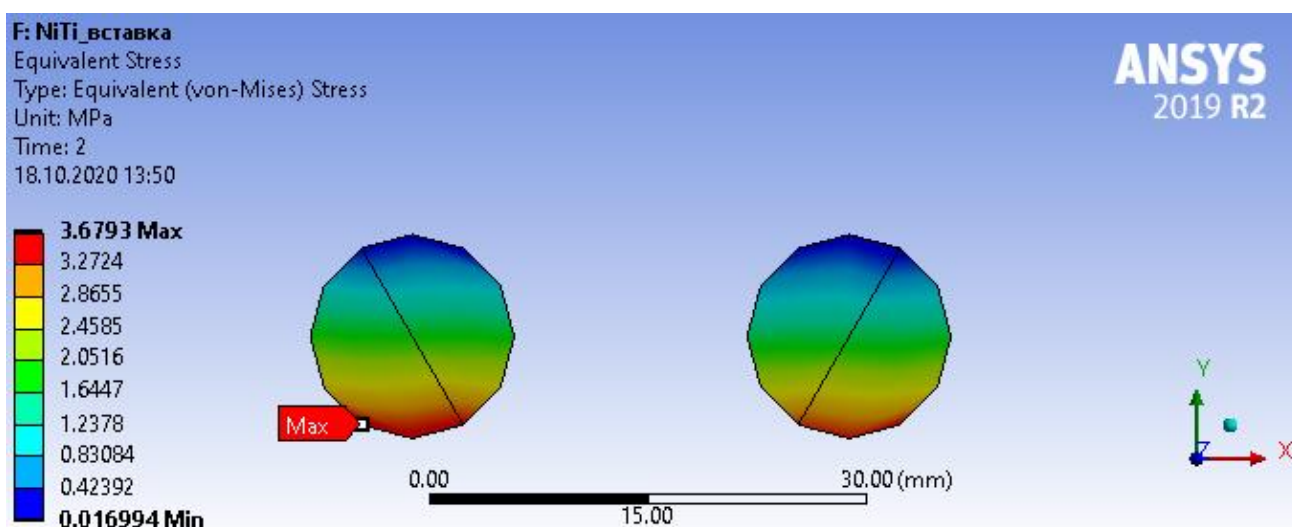


Рисунок 3.25 – Напруження в поперечному перерізі робочої арматури 400С із вставкою СПФ на відстані 500 мм довжини після розвантаження

### 3.4. Висновок до розділу 3

В узагальненому вигляді результати досліджень представлені у таблиці 3.3 та на діаграмах деформування зі значень із зони розтягу арматур (рис. 3.26) та залізобетонних балок (рис. 3.27).

Таблиця 3.3 – Стислий запис даних отриманих під час моделювання

Робоч а арматура	Проги н балки, мм	$\epsilon_{\max}$ , мм/мм	$\sigma_{\max}$ , МПа	$\epsilon_{\text{залиш}}$ , мм/мм	$\sigma_{\text{залиш}}$ , МПа
А 400С	6,3	$1,81 \times 10^{-3}$	380,56	$2,09 \times 10^{-4}$	44,01
Вставка з СПФ	6,7	$3,71 \times 10^{-3}$	360,18	$6,31 \times 10^{-5}$	3,68

де  $\epsilon_{\max}$  – еквівалентне відносне видовження;

$\sigma_{\max}$  – еквівалентне напруження;

$\epsilon_{\text{залиш}}$  – залишкове еквівалентне відносне видовження;

$\sigma_{\text{залиш}}$  – залишкове еквівалентне напруження.

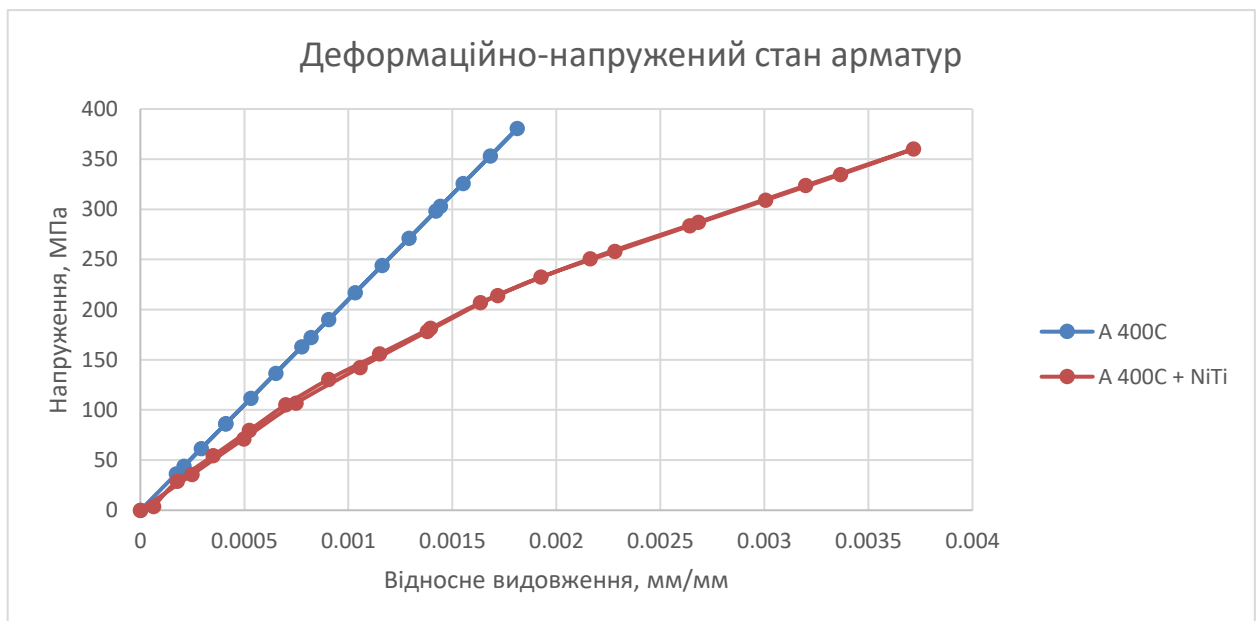


Рисунок 3.26 – Діаграма деформування арматур



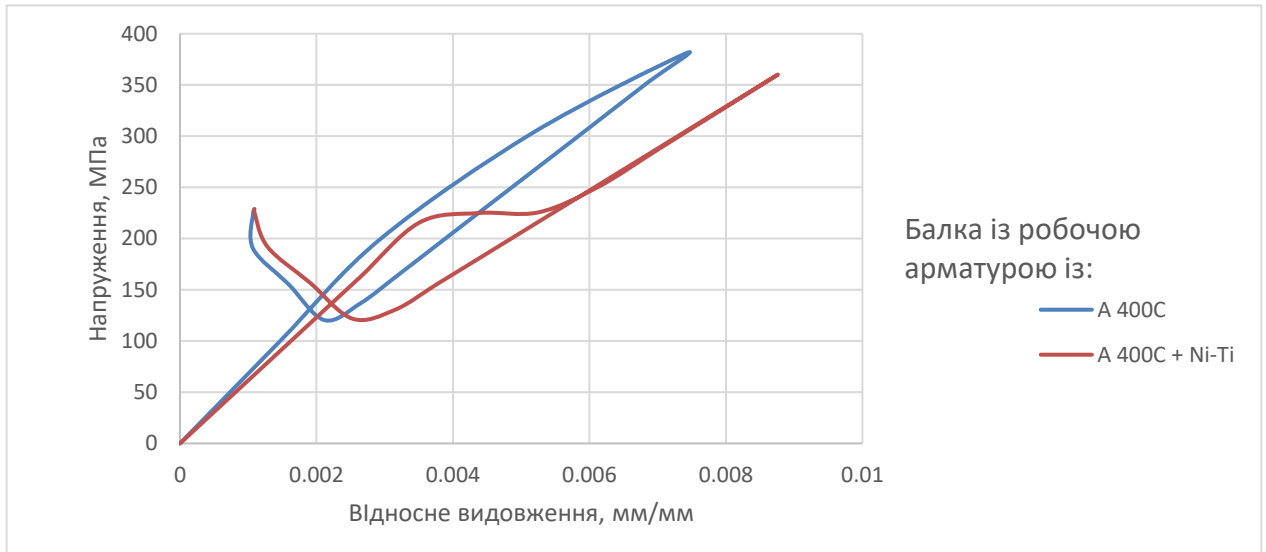


Рисунок 3.27 – Діаграма деформування балок

Проаналізувавши отримані результати, можна зробити висновок про доцільність заміни ділянки робочої арматури, яка навантажена вище межі текучості ( $\sigma_{0,2} = 365 \text{ МПа}$ ), на вставку з псевдопружного NiTi сплаву із пам'яттю форми. Такий спосіб зміцнення дозволяє збільшити експлуатаційний термін не тільки балок, а всієї конструкції взагалом.

## РОЗДІЛ 4

## ТЕХНОЛОГІЯ І ОРГАНІЗАЦІЯ БУДІВЕЛЬНОГО ВИРОБНИЦТВА

## 4.1 Визначення будівельних об'ємів

Визначені будівельні об'єми, які представлені у таблиці 4.1.

Таблиця 4.1 – Будівельні об'єми

№	Назва робіт	Об'єми
2	Зрізання рослинного шару h=20см	523 м <sup>3</sup>
3	Розробка ґрунту під фундаменти	1626 м <sup>3</sup>
4	Ручна доробка ґрунту h=20см	91 м <sup>3</sup>
5	Ущільнення ґрунту гравіємh=20см	91 м <sup>3</sup>
6	Монтаж фундаментних подушок	60 шт
7	Монтаж фундаментних блоків	312 шт
8	Влаштування горизонтальної гідроізоляції	85 м <sup>2</sup>
9	Влаштування вертикальної гідроізоляції	204 м <sup>2</sup>
10	Перекриття підвалу	29 шт
11	Зворотня засипка котловану	263 м <sup>3</sup>
12	Трамбування ґрунту	263 м <sup>3</sup>
13	Мурування зовнішніх стін	1361 м <sup>3</sup>
14	Мурування внутрішніх стін	374 м <sup>3</sup>
15	Мурування внутрішніх перегородок	572 м <sup>2</sup>
16	Монтаж плит покриття і перекриття	319 шт
17	Монтаж сходових клітин і маршів	39 шт
18	Утеплення покрівлі	289 м <sup>2</sup>
19	Влаштування гідро- та пароізоляції	289 м <sup>2</sup>
20	Влаштування тепло- і звукоізоляції підлоги на першому поверсі	246 м <sup>2</sup>
21	Влаштування бетонної стяжки під підлогу	2706 м <sup>2</sup>

## Продовження таблиці 4.1

№	Назва робіт	Об'єми
22	Влаштування паркетної підлоги	2323 м <sup>2</sup>
23	Влаштування мозаїчної підлоги	233 м <sup>2</sup>
24	Влаштування підлоги з керамічної плитки	150 м <sup>2</sup>
25	Заповнення дверних коробок	439 м <sup>2</sup>
26	Скління вікон	203 м <sup>2</sup>
27	Штукатурка внутрішніх стін	4754 м <sup>2</sup>
28	Вапняне покриття стелі і стін у підвалі	375 м <sup>2</sup>
29	Фарбування фарбами стін і стелі на поверхах	6977 м <sup>2</sup>
30	Покриття паркетної підлоги лаком	2323 м <sup>2</sup>
31	Штукатурка фасаду	2216 м <sup>2</sup>
32	Покращене фарбування фасаду	2216 м <sup>2</sup>
33	Облицювання цоколя природним каменем	108 м <sup>2</sup>

**4.2 Визначення трудомісткості та термінів будівництва****4.2.1 Визначення обсягів загально-будівельних робіт**

Відомості щодо об'ємів робіт подано у таблиці 4.2.

Таблиця 4.2 – Відомість об'ємів робіт

№ з/п	Найменування робіт	Од. вим.	К-сть
1	Планування території	м <sup>2</sup>	2616
2	Зрізання рослинного шару	м <sup>3</sup>	523
3	Розробка ґрунту екскаватором	м <sup>3</sup>	1626
4	Ручна доробка ґрунту в котловані	м <sup>3</sup>	91
5	Підготовка під фундаменти	м <sup>2</sup>	91
6	Влаштування фундаментів	шт	60
7	Монтаж конструкцій підвалу	шт	172

Продовження таблиці 4.2.

№ з/п	Найменування робіт	Од. вим.	К-сть
8	Влаштування горизонтальної гідроізоляції	м <sup>2</sup>	85
9	Влаштування вертикальної гідроізоляції	м <sup>2</sup>	204
10	Зворотна засипка котловану	м <sup>3</sup>	263
11	Уцільнення ґрунту трамбівками	м <sup>3</sup>	263
12	Мурування зовнішніх стін	м <sup>3</sup>	1361
13	Мурування внутрішніх стін	м <sup>3</sup>	374
14	Укладання панелей перекриття і покриття	шт	266
15	Улаштування монолітних перекриттів	м <sup>3</sup>	6,204
16	Монтаж і демонтаж опалубки	м <sup>2</sup>	31,02
17	Монтаж ліфта	шт	1
18	Мурування перегородок	м <sup>3</sup>	572
19	Установлення сходових площадок	шт	19
20	Установлення сходових маршів	шт	19
21	Заповнення дверних прорізів	м <sup>2</sup>	439
22	Заповнення віконних прорізів	м <sup>2</sup>	203
23	Улаштування утеплювача	м <sup>2</sup>	292
24	Улаштування пароізоляції	м <sup>2</sup>	292
25	Улаштування ц/п стяжок	м <sup>2</sup>	2706
26	Улаштування паркетної підлоги	м <sup>2</sup>	2323
27	Улаштування керамічної підлоги	м <sup>2</sup>	383
28	Штукатурка внутрішніх стін	м <sup>2</sup>	4754
29	Фарбування водоемульсійними сумішами	м <sup>2</sup>	734
30	Покриття підлоги лаком	м <sup>2</sup>	2323

Продовження таблиці 4.2.

№ з/п	Найменування робіт	Од. вим.	К-сть
31	Опорядження фасаду	м <sup>2</sup>	2216
32	Облицювання цоколя природним каменем	м <sup>2</sup>	108

#### 4.2.2 Визначення трудомісткості робіт

Таблиця 4.3 – Відомість трудомісткості робіт

№ з/п	Обґрунтування ДБН	Найменування робіт	Од. вим.	К-сть	Трудомісткість	
					Норма на одиницю	На весь об'єм
1	2	3	4	5	6	7
1	1-24-1	Планування території	1000 м <sup>2</sup>	2,616	21,58	56,5
2	1-24-1	Зрізання рослинного шару	1000 м <sup>3</sup>	0,523	21,58	11
3	1-12-14	Розробка ґрунту екскаватором	1000 м <sup>3</sup>	1,626	82,03	134
4	1-164-2	Ручна доробка ґрунту в котловані	100 м <sup>3</sup>	0,91	261,81	238
5	11-2-3	Підготовка під фундаменти	м <sup>3</sup>	91	5,76	524
6	7-1-3	Влаштування фундаментів	100 шт	0,6	313,33	188
7	7-42-1	Монтаж конструкцій підвалу	100шт	1,72	11,37	191
8	8-4-2	Влаштування горизонтальної гідроізоляції	100 м <sup>2</sup>	0,85	154,32	131
9	8-4-8	Влаштування вертикальної гідроізоляції	100 м <sup>2</sup>	2,04	154,32	315
10	1-27-5	Зворотна засипка котловану	1000 м <sup>3</sup>	0,263	13,69	4
11	1-134-1	Ущільнення ґрунту трамбівками	100 м <sup>3</sup>	2,63	23,88	63

Продовження таблиці 4.3

1	2	3	4	5	6	7
12	8-6-1	Мурування зовнішніх стін	м <sup>3</sup>	1361	8,47	11533
13	8-6-7	Мурування внутрішніх стін	м <sup>3</sup>	374	8,24	3081
14	7-45-6	Укладання панелей перекриття і покриття	100 шт	2,66	450,30	1142
15	6-22-12	Улаштування монолітних перекриттів	100 м <sup>3</sup>	0,6204	1000,96	621
16	6-50-2	Монтаж і демонтаж опалубки	м <sup>2</sup>	31,02	1,14	35
17	3-560-1	Монтаж ліфта	шт	1	1569,68	1570
18	8-7-5	Мурування перегородок	100 м <sup>2</sup>	5,72	204,53	1170
19	7-47-2	Установлення сходових площадок	100 шт	0,19	477,94	91
20	7-47-4	Установлення сходових маршів	100 шт	0,19	444,34	85
21	10-28-2	Заповнення дверних прорізів	100 м <sup>2</sup>	4,39	102,46	450
22	10-20-4	Заповнення віконних прорізів	100 м <sup>2</sup>	2,03	109,45	222
23	12-18-3	Улаштування утеплювача	100 м <sup>2</sup>	2,92	65,52	191
24	12-20-3	Улаштування пароізоляції	100 м <sup>2</sup>	2,92	11,37	33
25	11-11-3	Улаштування ц/п стяжки	100 м <sup>2</sup>	27,06	63,87	1728
26	11-34-1	Улаштування паркетної підлоги	100 м <sup>2</sup>	23,23	68,0	1580
27	11-17-2	Улаштування керамічної підлоги	100 м <sup>2</sup>	3,83	267,7	727
28	15-61-3	Штукатурка внутрішніх стін	100 м <sup>2</sup>	47,54	121,23	6239
29	15-180-3	Фарбування водоемульсійними сумішами	100 м <sup>2</sup>	73,4	65,12	4780
30	15-171-2	Покриття підлоги лаком	100 м <sup>2</sup>	23,23	18,48	429
31	15-184-1	Опорядження фасаду	100 м <sup>2</sup>	22,16	232,52	5153
32	15-5-4	Облицювання цоколя природним каменем	100 м <sup>2</sup>	1,08	1284,97	1388

### 4.3 Підбір монтажних механізмів і визначення їх кількості

Всі монтажні механізми, шляхи їх руху повинні бути нанесені на будгенплані і прив'язані до розміщених поблизу діючих і тих що зводяться споруд.

Прив'язка:

- визначають параметри і підбирають механізми;
- виконують поперечну і повздовжню прив'язку;
- розраховують і наносять зони дії крана;
- визначають умови роботи і застосовують при необхідності обмеження в зоні дії крана.

При проведенні будівельно-монтажних робіт на будівництві житлового будинку використовувати один монтажний кран. Будівництво житлового будинку буде проводитися баштовим краном.

Вибір монтажного баштового крану:

а) При будівництві житлового будинку:

Необхідна вантажопідйомність:

$$Q_M = Q_k + Q_{пр} + Q_{об} = 4 + 0,09 + 0,01 = 4,1 \text{ т}; \quad (4.1)$$

$Q_M$  – вантажопідйомність крану;

$Q_k$  – маса конструкції, т;

$Q_{пр}$  – маса монтажних пристроїв;

$Q_{об}$  – маса елементів оббудови, т.

Висота підйому гака  $H_M$ :

$$H_M = H_0 + H_{сл} + H_3 + H_{пр} = 28,6 + 2,8 + 0,8 + 2,1 = 34,3 \text{ м}; \quad (4.2)$$

$H_M$  – відстань від рівня стоянки крану до низу крана при максимально зміщеному поліспасти, м;

$H_0$  – перевищення опори елемента, який монтується над рівнем монтажного крану, м;

$H_{\text{ел}}$  – висота елемента в максимальному положенні, м;

$H_3$  – запас по висоті за умовами монтажу для зведення конструкції до місця монтажу або перенесення через раніше змонтовані конструкції (0,5 – 0,8 м);

$H_{\text{пр}}$  – висота монтажних пристроїв в робочому положенні від верху елемента, який монтується до крана, м;

Монтажний виліт гака

$$L_m = l + c/2 + d + t = 13,79 + 0,770/2 + 2,35 + 2 = 18,53 \text{ м}; \quad (4.3)$$

$l$  – ширина будинку в осях, м;

$c$  – товщина стінки, м;

$d$  – мінімальна відстань до найбільш виступаючої частини стіни (по умовам техніки безпеки приймається  $\geq 1$  м);

$t$  – відстань від осі повороту крану до найбільш виступаючої частини.

По даним характеристикам вибираю кран КБ-403 який має вантажопідйомність 8,0 т, виліт стріли 30 м і висоту підйому  $H=41$  м. Розміщення монтажного крану на будівельному майданчику дивитись лист №10.

#### 4.4 Визначення потреби в матеріалах, напівфабрикатах

Підрахунок потреби в матеріалах та напівфабрикатах показано в табл. 4.4.

Таблиця 4.4 – Потреба в матеріалах і напівфабрикатах

№ п/п	Назва матеріалу або напівфабрикату	Одиниці вимірювання	Кількість одиниць
1	2	3	4
1	Гравійно - пісчана суміш	м <sup>3</sup>	656



Продовження таблиці 4.4

1	2	3	4
2	Зріджена бітумна суміш-емульсія	т	1,5
3	Мінераловатні плити	м <sup>3</sup>	42
4	Цементно-піщаний розчин М25	м <sup>3</sup>	40
5	Рубероїд	м <sup>3</sup>	3
6	Віконні блоки	м <sup>2</sup>	415
7	Двері	м <sup>2</sup>	385
12	Арматура А240	т	30
13	Мастика бітумна покрівельна	т	2,65
14	Дошки обрізні III сорт	м <sup>3</sup>	50
15	Крупноблочна опалубка	м <sup>2</sup>	3160
16	Цвяхи будівельні	т	0,04
17	Цегла керамічна, лицевальна	1000шт	231,8
18	Мідь	м <sup>2</sup>	320

#### 4.5 Будівельний генеральний план

##### 4.5.1 Визначення потреби в інвентарних будинках

Розрахунок кількості працюючих зведемо в таблицю 4.5.

Таблиця 4.5 Розрахунок кількості працюючих

Кількість працюючих в максимально-завантажену зміну $R$	Робітники неосновного виробництва $R_1$	ІТР $R_2$	Службовці $R_3$	МОП і охорона $R_4$	Розрахункова кількість працівників $R_{\text{роз}}$
1	2	3	4	5	6
$R = R_{\text{max}} = 25$	$R_1 = 0,1R = 0,1 * 25 = 2,5$ 3	$R_2 = 0,12$ $(R_1 + R) = 0,12(25 + 3) = 3,36$ 4	$R_3 = 0,02$ $(R_1 + R_2) = 0,02(3 + 4)$ =	$R_4 = 0,1$ $(R + R_1 + R_2 + R_3) = 0,1 * 36 =$ 3	$R_{\text{роз}} = R + R_1 + R_2 + R_3 + R_4 = 25 + 3 + 4 + 1 + 4 = 36$ =

Враховуючи призначення об'єкта – житловий будинок, маємо кількість працюючих на будівельному майданчику:

- 1) загальна кількість робітників 28 чоловік;
- 2) ІТП, службовці і охорона – 8 чоловік.

Разом отримуємо – 36 чоловік.

Розрахунок площі інвентарних будинків санітарно-побутового призначення здійснюється виходячи з кількості працюючих, які зайняті на будівельному майданчику у найбільш чисельну зміну – 28 чол.

Облік площі гардеробних здійснюється на загальну кількість робочих, які зайняті на будівельному майданчику – 28 чол.

Облік інвентарних споруд адміністративного призначення здійснюється виходячи із кількості працюючих, що зайняті на будівельному майданчику у найбільш чисельну зміну – 28 чол.

Облік площі контор здійснюється на загальну кількість

Індивідуальних теплових пунктів, службовців, міжнародної організація праці та охорони – 8 чол.

Розрахунок площі тимчасових будинків зводимо у табл. 4.6.

Таблиця 4.6 – Розрахунок тимчасових споруд

№ п/п	Номенклатура інвентарних споруд	Одиниці вимірювання	Нормативний показник	Розрахункова кількість працюючих	Площа, м <sup>2</sup>
1	Контора	м <sup>2</sup>	4,0	8	32
2	Гардеробна з душем	м <sup>2</sup>	0,6	28	16,8
3	Вбиральня	м <sup>2</sup>	0,06	25	1,5
4	Приміщення для прийому їжі (≥12 м <sup>2</sup> )	м <sup>2</sup>	0,25	25	6,25
5	Прохідна	м <sup>2</sup>	8	1	8

Таблиця 4.7 – Експлікація тимчасових споруд

Найменування інвентарних будинків	Розрахункова площа, м <sup>2</sup>	Розмір в плані, м <sup>2</sup>	Кількість будинків	Прийнята площа, м <sup>2</sup>	Конструктивна характер.	Вик. типовий проект.
Контора	32	3,0×6,0	1	18,0	Пересувний тип	----
Гардеробна з душем	16,8	2,7×9,0	2	22,0	Збірно-розбірний тип	----
Приміщення для прийому їжі	6,25	12,1×6,3	1	61,2	Пересувний тип	----
Туалет	2	2,7×1,0	2	5,4	Контейнерний тип	----

#### 4.5.2 Розрахунок площі складів

Для зберігання матеріалів та конструкцій розраховується площа відкритих та закритих складів табл. 4.7.

#### 4.5.3 Визначення потреби у воді

Кількість води на побутові виробничі протипожежні потреби розраховується по сітковому графіку на день із максимальною потребою води для виробничих потреб.

Сумарні розрахункові витрати води обчислюються:

$$Q_{\text{заг}} = Q_{\text{вир}} + Q_{\text{госп}} + Q_{\text{пож}}; \quad (4.6)$$

$Q_{\text{вир}}$  – витрати води на виробничі потреби, л/с;

$Q_{\text{госп}}$  – витрати води на господарсько-побутові потреби, л/с;

$Q_{\text{пож}}$  – витрати води на гасіння пожеж, л/с.

Витрати води на виробничі потреби:

$$Q_{\text{вир}} = \left( \sum \frac{Q_{\text{сер}} \cdot k_1}{8,2 \cdot 3600} \right) \cdot k_2 = \frac{(300+100+200+8+500)0,9}{8,2 \cdot 3600} = 0,08 \text{ л/с};$$

$Q_{\text{сер}}$  – середні виробничі витрати води у зміну: приготування розчину – 300л, бетону – 100л, цегляна кладка – 200л, штукатурні роботи – 8л, заправка буд. машин – 500л.

$k_1$  – коефіцієнт нерівномірності використання води у зміну;

8,2 – кількість годин роботи у зміну;

3600 – кількість секунд в годині.;

$k_2$  – коефіцієнт на невраховані витрати води.

Таблиця 4.8 – Розрахунок площі складів

Найменування виробів	Одиниця виміру	Потреба в матеріалах	Запас матеріалів і виробів				Площа складу					Вид і конструкція
			Нормативний, днів	Коеф. рівномірності надходжень	Коеф. нерівномірності надходжень	Плануючий запас	Норма зберігання, м <sup>2</sup>	Корисна площа складу	Коеф.на проходи	Розрахункова площа	Розміри складу	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
Арматура	т	3,37	10	1,3	1,1	10	1,2	6,3	0,5	5,0	2x2,5	закритий
Утеплювач жорсткий	м <sup>2</sup>	300,76	10	1,3	1,1	10	4,0	16,3	0,5	4,7	2,4x2,0	під навісом
Рубероїд	м <sup>2</sup>	385,0	10	1,3	1,1	10	200	16,3	0,5	4,3	2,2x2,0	під навісом
Плити перекриття	шт	348	10	1,3	1,1	10	1,5	16,8	0,5	9,2	11,5x6,0	відкритий
Цегляні блоки	1000шт т	687900	10	1,3	1,1	10	0,7	12,5	0,5	39,2	11,5x8,0	відкритий
Опалубка	м <sup>2</sup>	3,01	10	1,3	1,1	10	20	170	0,5	6,8	3,0x2,3	закритий

Витрати води на господарсько побутові потреби складаються із витрат на санобладнання та потреби для миття:

$$Q_{\text{зосн}} = \frac{N_p}{3600} \left( \frac{H_1 \cdot K_2}{8,2} + H_2 \cdot K_3 \right) = \frac{25}{3600} \left( \frac{25 \cdot 1,2}{8,2} + 20 \cdot 0,4 \right) = 0,08 \text{ л/с};$$

$N_p$  – найбільша кількість робочих у зміну, чол.;

$H_1$  – норма споживання води на одну людину у зміну, л;

$H_2$  – норма споживання води на прийом на 1 душу, л;

$K_2$  – коефіцієнт нерівномірності споживання води;

$K_3$  – коефіцієнт, що враховує співвідношення тих, що користуються душем до тих, що не користуються.

Мінімальну витрату води на протипожежні цілі визначають з розрахунку одночасної дії двох струменів з гідрантів по 5 л/с на кожний струмінь.

$$Q_{\text{пож}} = 10 \text{ л/с.}$$

$$Q_p = Q_{\text{пож}} + 0,5(\sum Q_{\text{вир}} + \sum Q_{\text{зосн}}) = 10 + 0,5(0,08 + 0,08) = 10,08 \text{ л/с};$$

$$Q_p = \sum Q_{\text{вир}} + \sum Q_{\text{зосн}} = 0,08 + 0,08 = 0,16 \text{ л/с};$$

Приймаємо  $Q_p = 10,08 \text{ л/с};$

$$d = \sqrt{\frac{4Q_p \cdot 100}{\pi \cdot V}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 10,08 \cdot 1000}{\pi \cdot 1,2}} = 103,44 \text{ мм};$$

$V$  – швидкість руху води, м/с.

Приймаємо діаметр труби водопроводу 125 мм.

#### 4.5.4 Визначення потреби у електропостачанні будівельного майданчика

Електроенергія та потужність трансформатора розраховуються для освітлення приміщення і території майданчика, а також роботи електромоторів.

Розрахункова потужність трансформаторної підстанції для випадку максимального використання енергії всіма споживачами:

$$P = 1,1 \left( \sum \frac{P_i \cdot K_1}{\cos \varphi} + \sum \frac{P_T \cdot K_2}{\cos \varphi} + \sum P_{OB} \cdot K_3 + \sum P_{O3} \cdot K_4 \right) = 1,1 \left( \frac{80 \cdot 0,5}{0,6} + \frac{50 \cdot 0,5 \cdot 2}{0,7} + \frac{0,6 \cdot 0,4}{0,6} + \frac{30 \cdot 0,5}{0,4} + \frac{16 \cdot 0,5}{0,6} + 0,015 \cdot 0,8 + 0,003 \cdot 0,8 + 0,003 \cdot 0,35 + 1 + 1 + 1,3 + 0,015 + 5,0 + 3,5 \right) = 214 \text{ кВт};$$

де  $P$  – потужність трансформатора, кВт;

1,1 – коефіцієнт, який враховує втрати потужності у мережі;

$P_T$  – силова потужність на технологічні потреби, кВт: силові – екскаватори – 80кВт, кран баштовий – 50кВт, вібратори – 0,6кВт, електрозварювальний апарат – 30кВт, розчино - бетонозмішувачі – 16кВт;

$P_{OB}$  – необхідна потужність для внутрішнього освітлення виробничих і побутових приміщень: контора, побутові приміщення - 0,015кВт, вбиральні – 0,003кВт, навіси – 0,003кВт, прохідна 1кВт, їдальня – 1кВт;

$P_{O3}$  – потужність для зовнішнього освітлення робочих місць, доріг, території та ін., кВт: територія майданчика – 0,015кВт, основні дороги та проїзди – 5,0кВт, аварійне освітлення – 3,5кВт;

$K_1, K_2, K_3, K_4$  – коефіцієнти поглину, що залежать від характеру та завантаження споживачів силової енергії;

$\cos \varphi$  – коефіцієнт потужності.

Приймаємо силовий трансформатор ТМ320/10 потужністю 320 кВт.

#### 4.6 Визначення техніко-економічних показників будгенплану

1. Площа території будівельного майданчика,  $F_M$  – 2450 м<sup>2</sup>.
2. Площа, що зайнята постійними спорудами,  $F_{сп}$  – 504,04 м<sup>2</sup>.
3. Площа, що зайнята тимчасовими спорудами,  $F_{ст}$  – 161 м<sup>2</sup>.
4. Склади,  $F_c$  – 222 м<sup>2</sup>:
  - 4.1. відкриті – 120 м<sup>2</sup>;
  - 4.2. закриті – 90 м<sup>2</sup>;
  - 4.3. під навісом – 12 м<sup>2</sup>.
5. Довжина автошляхів:

- 5.1. постійних та тимчасових – 0,065 км;
6. Довжина електромережі:
  - 6.1. постійної та тимчасової – 0,19 км;
7. Довжина водопроводу:
  - 7.1. постійного та тимчасового – 0,08 км;
8. Довжина огороження – 0,22 км.
9. Коефіцієнт використання території:

$$K_B = \frac{F_{cn} + F_{cm} + F_c + F_m + F_k}{F_m} = \frac{504,04 + 161 + 222 + 300 + 270}{2450} = 0,6;$$

$F_T$  – площа, що зайнята транспортними комунікаціями, м<sup>2</sup>;

$F_K$  – площа, що зайнята інженерними комунікаціями, м<sup>2</sup>.

#### 4.7 Опис будгенплану

Будівельний генеральний план складений з метою кращого використання будівельного майданчика, розміщення тимчасових і постійних споруд і будівель, складського господарства, адміністративно-побутових приміщень і тимчасових інженерних мереж, що обслуговують потреби будівництва.

При розробці будгенплану застосовували наступні принципи:

- максимальне використання для потреби будівництва існуючі будівлі і споруди, а також, що мають зноситися чи будуються;
- об'єм будівництва тимчасових будівель мінімальний;
- виробниче устаткування розміщується на найкоротшій відстані від місць споживання їх продукції;
- вантажні конструкції та матеріали проектуються з найменшим числом перевантажень, а також комплексною механізацією навантажувальних, розвантажувальних, складських і транспортних робіт;
- протяжність тимчасових інженерних мереж і комунікацій мінімальна;
- тимчасові будівлі і споруди передбачено пересувними індустріального виготовлення;



- забезпечено дотримання вимог безпечного ведення робіт, протипожежної безпеки, виробничої санітарії і охорони навколишнього середовища;

- створено найбільш сприятливі умови побутового обслуговування персоналу будівництва.

На будгенплані розміщуються:

- будівля, що проектується; колії баштового крану;
- майданчики для складування арматури та інших матеріалів;
- вузли для бетонного розчину;
- тимчасові та постійні дороги, які використовуються під час будівництва;
- мережі тимчасового водопроводу та електропостачання;
- механізми, що обслуговують будівництво споруди; при об'єкті відкриті та закриті склади;
- тимчасові споруди виробничого та культурно-побутового призначення.

#### **4.8 Визначення терміну будівництва**

Тривалість терміну будівництва регламентується нормами тривалості будівництва і заділу в будівництві (ДБН 1.04.03-85).

Для будівництва житлового будинку на 9 поверхів термін будівництва складає 380 днів.

#### **4.9 Сітковий графік**

##### **4.9.1. Сітковий графік будівництва**

Сітковий графік складений з дотриманням основних правил його побудови з врахуванням використання комплексної механізації, технологічної послідовності, строків виконання робіт їх поточності і максимального можливого суміщення.

Для складання картки визначника використані дані відомості об'ємів і трудомісткості робіт.

#### 4.9.2 Карточка-визначник робіт і ресурсів сіткового графіка

Таблиця 4.9 – Карточка-визначник робіт і ресурсів сіткового графіка

	Кол роботи	Характеристика робіт		Обсяг робіт		Трудомісткість, люди-год	Виконавець		К-сть змін на добу	Основні механізми	
		Назва робіт	Термі н, дн	Одини ця виміру	К-сть одини ць		Бригада , професі я	К- сть люде й в змін у		Найменува ння	К- ст ь
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
-	1- 2	Підготов чий період	6			451, 06	Робітни ки 5р-1;4р- 4;3р-5	10	1	Бульдозер	1
1 - 2	2- 3	Плануван ня майданчи ка	8	1000м <sup>3</sup>	4,785	65,5	Машині ст бр-1	1	1	Бульдозер	1
2 - 3	3- 4	Земляні роботи Із	4	1000м <sup>3</sup>	1,16	57,6	Машині ст бр-1 Пом. машин. 4р-1	2	1	Екскатор	1
3 - 4	4- 6	Земляні роботи 2з	4	1000м <sup>3</sup>	1,16	57,6	-//-	2	1	Екскатор	1
4 - 5	5- 8	Ручна доробка грунту в котловані Із	1	100м <sup>3</sup>	0,36	140, 6	Робітни ки 4р-3;3р- 5	8	2	-	-
4 - 6	6- 8	Ручна доробка грунту в котловані 2з	1	100м <sup>3</sup>	0,36	140, 6	-//-	8	2	-	-

## Продовження таблиці 4.9

4-5	5-7	Ущільнення ґрунту гравіємі улаштування бетонної підготовки 1з	3	100м <sup>3</sup>	2,51	97,92	Машиніст 3р-1 Бетонник 5р-1;4р-1; 3р-1	4	1	Бетонопомпа	1
6-8	9-10	Ущільнення ґрунту гравіємі улаштування бетонної підготовки 2з	3	100м <sup>3</sup>	2,51	97,92	-//-	4	1	Бетонопомпа	1
6-8	8-9	Улаштування гідроізоляції і фундаментної плити 1з	10	100м <sup>2</sup>	4,91	685,92	Машиніст 3р-1 Бетонник 5р-1;4р-3; 3р-3	8	1	Бетонопомпа	1
9-10	11-12	Улаштування гідроізоляції і фундаментної плити 2з	10	100м <sup>2</sup>	4,91	685,92	-//-	8	1	Бетонопомпа	1
9-10	10-11	Влаштування стін паркінгу 1з	12	м <sup>2</sup>	260	186,07	Машиніст 3р-2 Бетонник 5р-2;4р-4; 3р-8	16	1	КБ-405 Бетонопомпа	1 2
11-12	12-14	Влаштування стін паркінгу 2з	12	м <sup>2</sup>	260	186,07	-//-	16	1	-	-
11-12	12-13	Улаштування вертикальної гідроізоляції і зворотня засипка 1з	2	м <sup>3</sup>	3,08	131,45	Машиніст 6р-1 Робітники 4р-2;3р-5	8	1	-	-

## Продовження таблиці 4.9

12-14	15-16	Улаштування вертикальної гідроізоляції і зворотня засипка 2з	2	м <sup>3</sup>	3,08	131,45	-//-	8	1	-	-
12-14	14-15	Влаштування колон, пілонів, діафрагми, ліфтової шахти 1з	10	м <sup>2</sup>	1126	5032,44	Машиніст 3р-2 Бетонник 5р-2; 4р-4; 3р-7	15	2	КБ-405 Бетонопомпа	1 2
15-16	17-18	Влаштування колон, пілонів, діафрагми, ліфтової шахти 2з	10	м <sup>2</sup>	1126	5032,44	-//-	15	2	КБ-405 Бетонопомпа	1 2
15-16	16-17	Влаштування перекриттів 1з	30	м <sup>2</sup>	1925	6886,58	Машиніст 3р-2 Бетонник 5р-2; 4р-4; 3р-7 Робітники 5р-3; 4р-2; 3р-8	28	1	КБ-405 Бетонопомпа	1 2
17-18	18-19	Влаштування перекриттів 2з	30	м <sup>2</sup>	1925	6886,58	-//-	28	1	КБ-405 Бетонопомпа	1 2
17-19	19-20	Мурування зовнішніх стін і перегородок 1з	9	м <sup>3</sup>	267,5	3554,61	Муляри 5 ланки "п'ятірка"	25	2	КБ-405	1
19-20	21-22	Мурування зовнішніх стін і перегородок 2з	9	м <sup>3</sup>	267,5	3554,61	-//-	25	2	-	-

## Продовження таблиці 4.9

22-23	23-25	Улаштування пароізоляції і утеплення покриттів 2з	2	100м <sup>2</sup>	3,5	158,5	-//-	10	1	-	-
22-23	23-24	Улаштування покрівель 1з	3	100м <sup>2</sup>	1,75	367,5	Покрівельники 5р-2;4р-5;3р-8	15	1	-	-
23-24	26-28	Улаштування покрівель 2з	3	100м <sup>2</sup>	1,75	367,5	-//-	15	1	-	-
23-24	26-28	Установлення дверних блоків і заповнення віконних прорізів 1з	3	100м <sup>2</sup>	3,35	726,43	-//-	15	2	-	-
23-24	26-28	Установлення дверних блоків і заповнення віконних прорізів 2з	3	100м <sup>2</sup>	3,35	726,43	-//-	15	2	-	-
23-24	24-27	Влаштування підлог 1з	5	100м <sup>2</sup>	33,37	2171,06	Робітники 5р-1;4р-3;3р-5	28	2	-	-
27-29	28-29	Влаштування підлог 2з	5	100м <sup>2</sup>	33,37	2171,06	-//-	28	2	-	-
24-27	27-29	Малярні роботи 1з	2	100м <sup>2</sup>	41,95	328,0	Малярні 6р-1;5р-1;4р-2;3р-2	8	2	-	-
27-29	29-32	Малярні роботи 2з	2	100м <sup>2</sup>	41,95	245,11	-//-	8	2	-	-
29-32	32-33	Благоустрій території	6	-	-	451,06	Робітники 5р-1;4р-3;3р-6	10	1	-	-
12-14	14-15	Санітарно-технічні роботи I етап	17	-	-	1353,19	Сантехніки 5р-1;4р-3;3р-5	10	2	-	-
12-14	16-22	Електро-технічні роботи I етап	5	-	-	902,12	Електрики 5р-1;4р-4;3р-7	12	2	-	-

## Продовження таблиці 4.9

27-29	32-33	Санітарно-технічні роботи II етап	6	-	-	902,12	Сантехніки 5р-1;4р-1;3р-4	10	2	-	-
27-29	31-33	Електро-технічні роботи II етап	8	-	-	451,06	Електрики 5р-1;4р-1;3р-2	8	1	-	-
32-33	33-34	Здача об'єкта	9	-	-	225,53	Робітники 5р-1;4р-3;3р-6	10	1	-	-

**4.9.3 Техніко-економічні показники сіткового графіку**

Загальна тривалість будівництва  $T_{кр} \leq T_{норм}$  324 < 380 дні.

Показник суміщення будівельних процесів за часом

$$K_{сум} = \frac{\sum_1^n t_{m-n}}{T_{кр}} = \frac{755}{267} = 2,7$$

$T_{кр}$  – тривалість критичного шляху в днях;

$T$  – тривалість робіт в днях за сітковим графіком.

Показник нерівномірності руху трудових ресурсів

$$K_{нер} = \frac{N_{max}}{N_{сер}} = \frac{76}{51} = 1,5$$

$N_{max}$  – максимальне число робітників на добу;

$N_{сер}$  – середньосписочна к-сть робітників.

$$N_{сер} = \frac{\sum Q}{T_{кр}} = \frac{22640,8}{267} = 51$$

$\sum Q$  – сумарна трудомісткість яка необхідна для зведення об'єкта чи

споруди, люд-дн. Показник змінності  $K_{зм} = \frac{N}{\sum_1^n t_{m-n}} = \frac{2153}{1196} = 1,8$

$N$  – загальна кількість відпрацьованих змін за період зведення об'єкта.

$\sum_1^n t_{m-n}$  – сумарна к-сть відпрацьованих днів за період зведення об'єкта.

## РОЗДІЛ 5

### ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА В НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ

#### 5.1 Організація умов праці при будівництві

Діюча система охорони праці (трудове законодавство, виробнича санітарія й техніка безпеки) забезпечує належні умови праці робітникам-будівельникам, підвищення культури виробництва, безпеку робіт та їхнє полегшення, що сприяє підвищенню продуктивності праці. Створення безпечних умов праці в будівництві тісно пов'язане з технологією й організацією виробництва.

У будівництві використовують норми (ДБН А.3.2-2-2009 Охорона праці і промислова безпека в будівництві), що містить перелік заходів, що забезпечують безпечні методи виробництва будівельних і монтажних робіт.

Допуск до роботи робітників здійснювати після проходження ними загального інструктажу з техніки безпеки, а також інструктажу безпосередньо на робочому місці. Крім цього, робітники навчаються безпечним методам робіт протягом трьох місяців від дня надходження, після чого одержують відповідні посвідчення. Перевірку знань робітникам з техніки безпеки проводити щорічно.

Відповідальність за безпеку робіт покладена в законодавчому порядку на технічних керівників будівництв - головних інженерів й інженерів по охороні праці, виконробів і будівельних майстрів. Керівники зобов'язані організувати планування заходів щодо охорони праці й протипожежній техніці й забезпечити проведення цих заходів у встановлений термін.

До монтажу збірних конструкцій і виробництву допоміжних такелажних робіт допускати робітників, що пройшли спеціальне навчання й досягли 18-літній вік. Не менше одного разу в рік проводити перевірку знань безпеки методів робіт у робочих й інженерно-технічних працівників адміністрацією будівництва. Основні рішення по охороні праці, передбачені в проекті організації робіт, довести до відомості монтажників.

Залишати підняті елементи у висячому положенні на гаку крана на час обідніх й інших перерв категорично забороняється.

Робітники-муляри крім вступного інструктажу й інструктажу на робочому місці повинні пройти навчання безпечним способам роботи з відповідної програми.

Робочі місця мулярів обладнати необхідними захисними й запобіжними пристроями й пристосуваннями, у тому числі огороженнями. Відкриті прорізи в стінах і перекриттях огородити на висоту не менше 1 м. Одночасне проведення робіт у двох і більше ярусах по одній вертикалі без відповідних захисних пристроїв неприпустимо. Кладка кожного ярусу стіни виконувати з розрахунком, щоб рівень кладки після кожного переміщення був на один - два ряди вище робочого настилу. Риштування й підмостки необхідно робити міцними й стійкими. Настили риштування, а також драбини огорожують міцним поруччям висотою не менш 1 м й бортовою дошкою висотою не менш 15 см. Настили риштування треба регулярно очищати від будівельного сміття. Металеві риштування обладнаються блискавкозахисними пристроями, що складаються з блискавкоприймальників, струмопровідників і заземлення.

При виробництві малярських і шпалерних робіт необхідно виконувати наступні вимоги по охороні праці. Фарбування методом пневматичного розпилення, а також швидковисихаючими лакофарбовими матеріалами, що містять шкідливі летучі розчинники, виконувати із застосуванням респіраторів і захисних окулярів.

Необхідно стежити, щоб при роботі із застосуванням сикативів, швидковисихаючих лаків й олійних фарб приміщення добре провітрювалися. Перебування робітників у приміщенні, свіжопофарбованому масляними й нітрофарбами, більше 4-х годин неприпустимо. Всі апарати й механізми, що працюють під тиском, повинні бути випробувані й мати справні манометри й запобіжні клапани.

Поліпшення організації виробництва, створення на будівельному майданчику умов праці, що усувають виробничий травматизм, професійні захворювання й забезпечують нормальні санітарно-побутові умови - одне з найважливіших завдань, від успішного рішення якої залежить подальше підвищення продуктивності праці на будівництвах.



В обов'язки будівельних організацій по охороні праці входять:

- дотримання правил по охороні праці, здійснення заходів щодо техніки безпеки й виробничої санітарії,
- розробка перспективних планів й угод колективних договорів по поліпшенню й оздоровленню умов праці,
- забезпечення працюючим спецодягом, спецвзуттям, засобами індивідуального захисту,
- проведення інструктажів і навчання робітників правилам техніки безпеки,
- організація пропаганди безпечних методів праці, забезпечення будівельних об'єктів плакатами, попереджувальними написами й т. д.,
- організація навчання й щорічної перевірки знань, правил і норм охорони праці інженерно-технічного персоналу,
- проведення медичних оглядів осіб, зайнятих на роботах з підвищеною небезпекою й шкідливими умовами,
- розслідування всіх нещасних випадків і профзахворювань, що сталися на виробництві, а також їхній облік й аналіз,
- ведення документації й перевірка встановленої звітності по охороні праці,
- видання наказів і розпоряджень із питань охорони праці.

Загальне керівництво робіт з техніки безпеки й виробничої санітарії, а також відповідальність за її стан покладається на керівників (начальників і головних інженерів) будівельних організацій.

У системі заходів щодо оздоровлення умов праці важливе місце займає організація санітарно-побутового обслуговування працюючих.

Відповідно до "Гигиенических требований к устройству и оборудованию санитарно-бытовых помещений для рабочих строительных и строительномонтажных организаций" склад санітарно-побутових приміщень при кількості працюючих у найбільш численній зміні від 15 чоловік і вище повинен відповідати даним, наведеним у табл. 5.1.

Таблиця 5.1 – Склад санітарно-побутових приміщень

Найменування приміщень	Призначення
Гардеробні	Для всіх робітників
Умивальні	Для всіх робітників
Душові	Для всіх робітників
Туалети	Для всіх робітників
Приміщення для сушіння спецодягу й взуття	Для всіх робітників
Приміщення для особистої гігієни жінок	При загальній кількості жінок 100 і більше

Гардеробні служать для зберігання вуличного, домашнього, робочого одягу й взуття. Способи зберігання одягу: відкритий (на вішалках або у відкритих шафах), закритий (у закритих шафах) і змішаний. Допускається в побутових приміщеннях, розрахованих на бригаду з 10-15 чоловік, зберігання всіх видів спецодягу в одному приміщенні, але в різних шафах.

Приміщення для сушіння спецодягу повинні мати площа з розрахунку 0,2м<sup>2</sup> на кожного працюючого, що користується сушінням у найбільш численній зміні, і розташовується суміжно з гардеробними. Вони забезпечуються опалювальними установками.

Туалети варто розміщувати на відстані не більше 100м від найбільш віддаленого робочого місця, а при розміщенні їх поза будинком - на відстані не більше 200м. Кількість унітазів у туалетах установлюється залежно від кількості працюючих в одній зміні. Приміщення туалетів обладнаються тамбурами із дверима, що самостійно закриваються. Кабіни відокремлюються перегородками висотою не менше 1,7м. Перегородки не повинні доходити до підлоги на 20см. Кабіни в осях повинні бути розміром 1,2x0,9м.

Питні установки розміщують на відстані не більше 75м від робочих місць. Роздача води виконується за допомогою фонтанчиків. Душові обладнаються в спеціально обладнаних вагонах з розрахунку одна душова сітка на 5 чоловік при

розрахунковій дії душової 45 хвилин після кожної зміни. Приміщення для обігріву робітників повинні мати площа не менш  $8\text{м}^2$ .

### **5.1.1 Заходи технічної безпеки при виконанні робіт по монтажу металевих та залізобетонних конструкцій**

До монтажних робіт на висоті допускати монтажників, що пройшли один раз на рік спеціальний медичний огляд. При роботі на висоті монтажників оснастити запобіжними поясами. Під місцями виробництва монтажних робіт рух транспорту й людей забороняється. На всій території монтажної площадки встановити покажчики робочих проходів і проїздів і визначені зони, небезпечні для проходу й проїзду. При роботі в нічний час монтажна площадка освітлюється прожекторами. До початку робіт перевіряти справність монтажного й піднімального устаткування, а також захватних пристосувань. Вантажопідйомні механізми перед пуском їх в експлуатацію випробовувати відповідальними особами технічного персоналу будівництва зі складанням акту відповідно до правил інспекції.

Охорону праці робітників забезпечувати видачею адміністрацією необхідних засобів індивідуального захисту (спеціального одягу, взуття та ін.), виконанням заходів щодо колективного захисту робітників (огороження, освітлення, вентиляція, захисні й запобіжні пристрої й пристосування і т. д.), санітарно-побутовими приміщеннями й пристроями відповідно до діючих норм і характером виконуваних робіт. Робітникам повинні бути створені необхідні умови праці, харчування й відпочинку. Роботи виконуються в спецвзутті й спецодязі. Всі особи, що перебувають на будівельному майданчику, зобов'язані носити захисні каски.

Відповідальність за виконання заходів щодо техніки безпеки, охороні праці, промислової санітарії, пожежної та екологічної безпеки покладається на керівників робіт, призначених наказом. Виконроб здійснює організаційне керівництво монтажними роботами безпосередньо або через бригадира. Розпорядження й вказівки виконроба є обов'язковими для всіх працюючих на об'єкті.

Рішення по техніці безпеки повинні враховуватися та відображатись в організаційно-технологічних картах і схемах на провадження робіт.

Монтажні роботи вести тільки при наявності проекту проведення робіт, технологічних карт або монтажних схем. При відсутності зазначених документів монтажні роботи вести забороняється.

У проектах провадження робіт передбачати раціональні режими праці й відпочинку відповідно до різних кліматичних зон країни й умовами праці.

Порядок виконання монтажу конструкцій, визначений проектом проведення робіт, повинен бути таким, щоб попередня операція повністю виключала можливість небезпеки при виконанні наступних.

Монтаж конструкцій проводити монтажниками, що пройшли спеціальне навчання й ознайомлені зі специфікою монтажу металевих конструкцій.

Роботи з монтажу металевих конструкцій дозволяється виконувати тільки справними інструментами, при дотриманні умов їх експлуатації. Монтажникам, виконуючим роботи на висоті, виконувати роботи при наявності запобіжних поясів, прикріплених до місць, зазначених виконавцем робіт. Монтажний пояс повинен бути випробуваний, і мати бірку.

Відповідальність за правильну організацію безпечного ведення робіт на об'єкті покладається на виконавця робіт і майстрів.

Особа, відповідальна за безпечне проведення робіт, зобов'язана:

- ознайомити робітників з робочою технологічною картою під розпис;
- стежити за справним станом інструментів, механізмів і пристосувань;
- роз'яснити працівникам їхні обов'язки й послідовність виконання операцій.

При виконанні робіт по монтажу конструкцій необхідно дотримувати наступні правила: не можна перебувати людям в межах небезпечної зони; при роботі зі сталевими канатами варто користуватися брезентовими рукавицями; забороняється під час підйому вантажів ударяти по стропах і гаку крана; забороняється стояти, проходити або працювати під піднятим вантажем;

забороняється залишати вантаж, що лежить у хиткому положенні; машиніст крана не повинен опускати вантаж одночасно з поворотом стріли.

### 5.1.2 Розрахунок прожекторного освітлення

Розрахунок прожекторного освітлення звичайно роблять для визначення типу прожектора, необхідної кількості прожекторів, його висоти, місця і кута нахилу оптичної осі у вертикальній і горизонтальній площинах, що забезпечують задану нормами освітленість місць провадження робіт.

У якості вихідних даних приймаємо площу будівельного майданчика  $A=2616$  м<sup>2</sup> і нормовану її освітленість 2 лк.

Орієнтовне число прожекторів дорівнює:

$$N = m \cdot E_H \cdot k \cdot A / P_l \quad (5.1)$$

де  $m$  – коефіцієнт, що враховує світлову віддачу джерела світла;

$E_H$  – нормована освітленість горизонтальної поверхні, лк;

$k$  – коефіцієнт запасу;

$A$  – освітлювана площа, м<sup>2</sup>;

$P_l$  – потужність лампи, 400 Вт.

Приймаємо лампу ДРЛ-400 потужністю 400 Вт.

Тоді число прожекторів становить:

$$N = 0.13 \cdot 1.7 \cdot 2 \cdot 2616 / 400 = 2.9 \text{ (шт.)}$$

Тому приймаємо 3 прожектори марки ПЗР-400 з лампою ДРЛ-400.

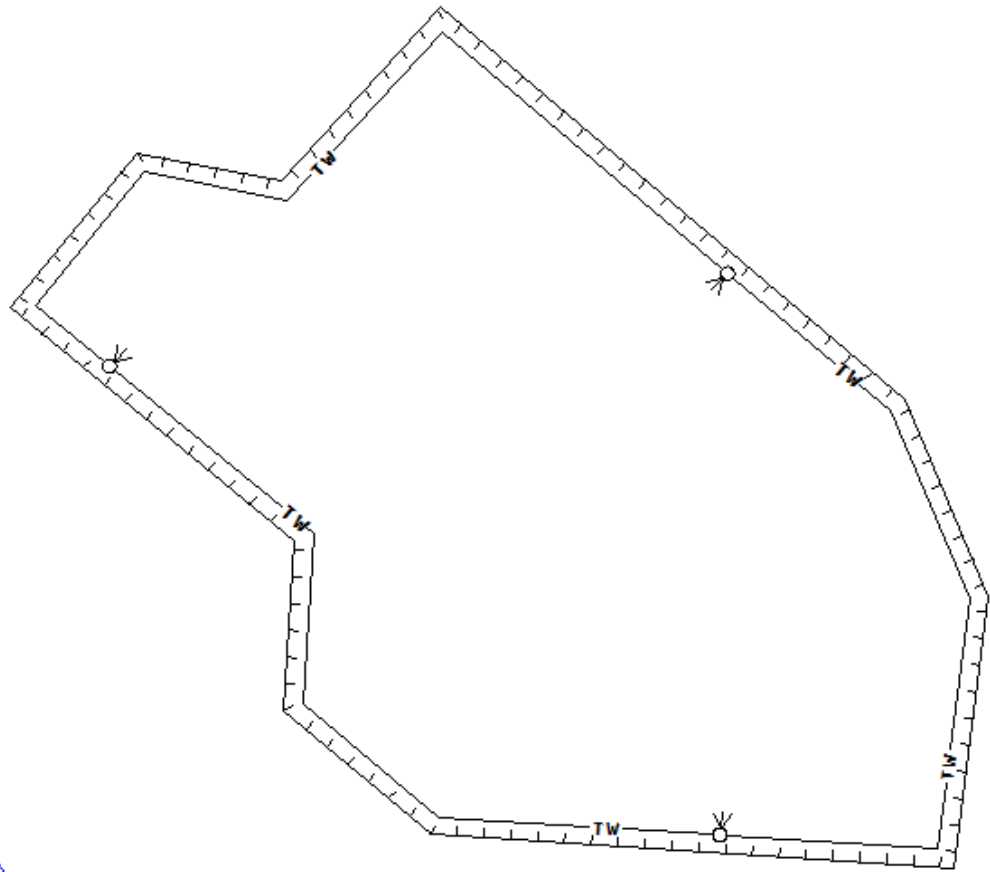


Рисунок 5.1 – Схема розташування прожекторного освітлення

Висота установки прожектора над поверхнею, що освітлюється:

$$h_{\min} = \sqrt{I_{\max} / 300} = \sqrt{19000 / 300} = 7,95 \text{ (м)}. I_{\max} - \text{максимальна сила світла від лампи прожектора, Кд2. В нашому випадку } I_{\max} = 19000 \text{ Кд2. Прожектори встановлюємо на висоті не менше } 8,0 \text{ м на щоглах, кут нахилу лампи приймаємо } \theta = 150.$$

### 5.1.3 Заходи з пожежної безпеки

Розташування тимчасових будівель і споруд, а також розміщення автотранспортних засобів у приміщеннях (гаражах) або на спеціальних площадках на території будівельного майданчика виконувати з дотриманням протипожежних розривів і відповідати будівельного генплану, розробленому в складі ПОБ із урахуванням вимог Правил і діючих норм проектування, і затвердженому у встановленому порядку.

Не допускається розміщувати споруди на будівельному майданчику з відступом від затвердженого будівельного генплану.

Підйомники, пересувні розчино-змішувачі й інші будівельні машини й механізми, розміщувати поблизу будинків без дотримання протипожежних розривів, якщо це обґрунтовано технологією будівельного виробництва.

Схеми з нанесеними спорудами й тимчасовими будинками й спорудами, в'їздами, під'їздами, пожежними проїздами, місцезнаходженням джерел протипожежного водопостачання, технічних засобів протипожежного захисту, систем оповіщення й зв'язку відповідно до ДБН В.1.1.7-2016 Пожежна безпека об'єктів будівництва. Обозначения условные графические" повинні встановлюватися (вивішуватися) біля всіх в'їздів на будмайданчик.

Будівельний майданчик, а також вибухонебезпечні й пожежонебезпечні приміщення (устаткування) повинні забезпечуватися знаками безпеки відповідно до ДСТУ ISO 6309:2007, плакатами по безпечному проведенню робіт і пожежної безпеки. На видних місцях повинні бути вивішені інструкції про заходах пожежної безпеки, списки ДПД, порядок залучення сил і засобів для гасіння пожежі й інші організаційні документи.

Будівельний майданчик, що будуються й тимчасові будинки й споруди тримати в чистоті. Територія будівельного майданчика очищати від сухої трави, кори, тріски, обпилювань й інших горючих відходів. Горючі будівельні відходи щодня забирати з місць проведення робіт і території будівельного майданчика в місця їхнього тимчасового зберігання. Місця тимчасового зберігання горючих відходів на території будівельного майданчика розміщати на відстані не менше 18м від існуючих будинків. Промаслене дрантя, металеву стружку й інші матеріали, здатні до самозаймання, зберігати окремо від горючих відходів у закритих контейнерах, виконаних з негорючих матеріалів.

Шляхи евакуації тимчасових будинків і споруджень повинні відповідати вимогам нормативних документів, бути вільними й утримуватися в справному стані.

Також на стадії будівництва об'єкта пожежна безпека забезпечується наявністю на будівельному майданчику пожежних гідрантів. Один з гідрантів повинен бути встановлений безпосередньо в зоні роботи крана. На будівельному майданчику, також забезпечити зв'язок для своєчасного виклику пожежних машин. Забезпечити протипожежне постачання від мереж постійного водопроводу.

#### **5.1.4 Зварювальні роботи**

При виконанні зварювальних робіт в одному приміщенні з іншими роботами прийняті міри, що виключають можливість впливу небезпечних і шкідливих виробничих факторів на працюючих.

При виконанні зварювання на різних рівнях по вертикалі передбачений захист персоналу, що працює на нижче розташованих рівнях, від випадкового падіння предметів, недогарків електродів, розплавленого металу й ін.

Збереження вихідних зварювальних матеріалів і готової продукції здійснювати на складах, які обладнані і утримуються у відповідності з вимогами будівельних, санітарних і протипожежних норм і правил, затверджених у встановленому порядку.

При збереженні зварювальних матеріалів і готової продукції не виникають перешкоди природному освітленню, вентиляції, проїзду, проходу, використанню пожежного устаткування і засобів захисту працюючих.

Знежирення поверхонь виробів, що зварюються, виконують розчинами, склад яких допущений до застосування органами санітарного і пожежного нагляду.

Відпрацьовані матеріали (недогарки електродів, жужільна кірка, технологічні зразки, відходи знежирення й ін.) збирати в металеві ємності і, у міру нагромадження, вивозити з ділянок у відведені місця для збору й утилізації.

До виконання зварювання допускати особи, що пройшли навчання, інструктаж і перевірку знань вимог безпеки, що мають кваліфікаційну групу по електробезпечності не нижче II і відповідні посвідчення.

До зварювальних робіт на висоті допускати працівників, які пройшли



спеціальний медичний огляд, що мають стаж верхолазних робіт не менш одного року і розряд зварника не нижче III.

Робітники електрозварювальних професій забезпечені засобами індивідуального захисту відповідно до типових галузевих норм, затвердженими у встановленому порядку, і відповідно до характеру й умов проведення робіт. Захист обличчя й очей забезпечується щитками за ДСТ 12.4.035-78 і окулярами за ДСТ 12.4.013—85 (зі світлофільтрами - за ДСТ 12.4.080-79). Для захисту голови від механічних впливів і поразки електричним струмом застосовувати захисні каски за ДСТ 12.4.128-83.

### **5.1.5 Покрівельні роботи**

Допуск робочих до виконання покрівельних робіт дозволити після огляду виконроб або майстром надійності несучих конструкцій покрівлі і огорожень.

Розміщувати на даху матеріалів, допускати тільки в місцях, передбачених проектом виконання робіт, з приміненням мір проти їх падіння, в тому числі від дії вітру.

Елементи і деталі покрівель, в тому числі компенсатори в швах, захисні фартухи, водостічні труби, зливи слід подавати на робоче місце в заготовленому вигляді. Заготовка вказаних елементів і деталей безпосередньо на даху не допускається.

### **5.1.6 Опоряджувальні роботи**

Засоби риштувань, які застосовуються при штукатурних або малярських роботах, у місцях, під якими ведуться інші роботи є прохід, який має настил без зазорів.

Не допускати готувати малярські суміші, порушуючи вимоги інструкції заводу-виготовлювача фарби, а також застосовувати розчинники, на які немає сертифіката з вказівкою про характер шкідливих речовин.

**БІБЛІОГРАФІЯ**

1. Siddiquee, K.N., Billah, A.M., Issa, A. (2021). Seismic collapse safety and response modification factor of concrete frame buildings reinforced with superelastic shape memory alloy (SMA) rebar, *J. Build. Eng.*, 42, pp. 102468, Doi: 10.1016/j.jobe.2021.102468.
2. Ren, X., Miura, N., Zhang, J., Otsuka, K., Tanaka, K., Koiwa, M., Suzuki, T., Chumlyakov, Y., Asai, M. (2001). A comparative study of elastic constants of Ti–Ni-based alloys prior to martensitic transformation, *Mater. Sci. Eng. A*, 312(1–2), pp. 196–206, Doi: 10.1016/S0921-5093(00)01876-1.
3. Neelakanta, P. (2013). *Smart Materials*, 4(3), pp. 4172, Doi: 10.1201/9781420049763.ch58.
4. Morais, J., De Morais, P.G., Santos, C., Costa, A.C., Candeias, P. (2017). Shape Memory Alloy Based Dampers for Earthquake Response Mitigation, *Procedia Struct. Integr.*, 5, pp. 705–12, Doi: 10.1016/j.prostr.2017.07.048.
5. Song, G., Ma, N., Li, H.N. (2006). Applications of shape memory alloys in civil structures, *Eng. Struct.*, 28(9), pp. 1266–74, Doi: 10.1016/j.engstruct.2005.12.010.
6. Saadat, S., Salichs, J., Noori, M., Hou, Z., Davoodi, H., Bar-on, I., Suzuki, Y., Masuda, A. (2002). An overview of vibration and seismic applications of NiTi shape memory alloy, *Smart Mater. Struct.*, 11(2), pp. 218–29, Doi: 10.1088/0964-1726/11/2/305.
7. Sheikhi, J., Fathi, M., Rahnavard, R., Napolitano, R. (2021). Numerical analysis of natural rubber bearing equipped with steel and shape memory alloys dampers, *Structures*, 32, pp. 1839–55, Doi: 10.1016/j.istruc.2021.03.115.
8. Reginald, D., Jason, M., Michael, D. (2004). Cyclic Properties of Superelastic Shape Memory Alloy Wires and Bars, *J. Struct. Eng.*, 130(1), pp. 38–46, Doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2004)130:1(38).
9. Buckle, I.G., Friedland, I., Mander, J.B., Martin, G., Nutt, R., Power, M. (2006). *Seismic Retrofitting Manual for Highway Structures : Part 1 – Bridges*, (January), pp. 1–658, Doi: 10.1016/S0140-6736(05)73946-5.

10. DesRoches, R., Delemont, M. (2002). Seismic retrofit of simply supported bridges using shape memory alloys, *Eng. Struct.*, 24(3), pp. 325–32, Doi: 10.1016/S0141-0296(01)00098-0.
11. Vinson, I., Nada, A. (2000). Innovative Technologies for Earthquake Protection of Architectural Heritage, *Int. ICOMOS Congr.*, ,
12. (N.d.). [Http://www.sanfrancescoassisi.org/images/BASILICA-ESTERNI/001esterni.jpg](http://www.sanfrancescoassisi.org/images/BASILICA-ESTERNI/001esterni.jpg), ,
13. <https://www.archiexpo.it/prod/fip-industriale/product-125805-1331063.html>. (n.d.). Dissipatore - SMAD SERIES - FIP industriale, ,
14. Motavalli, M., Czaderski, C., Bergamini, A., Janke, L. (2009). SHAPE MEMORY ALLOYS FOR CIVIL ENGINEERING STRUCTURES – ON THE WAY FROM VISION TO REALITY, , pp. 81–94.
15. Indirli, M., Castellano, M.G. (n.d.). *International Journal of Architectural Heritage : Conservation , Analysis , and Restoration* Shape Memory Alloy Devices for the Structural Improvement of Masonry Heritage Structures, (November 2014), pp. 37–41, Doi: 10.1080/15583050701636258.
16. Пиндус, Ю.І., Конончук, О.П., Підгурський, М.І. (2016). Методичні вказівки з дисципліни “Метод скінченних елементів в механіці споруд,” ,
17. (2011). ДБН, В.2.6-98:2009. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення, ,
18. (2011). ДСТУ Б В.2.6-156:2010 Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування, ,
19. Yasniy, P., Dyvdyk, O., Lutsyk, N., Yasniy, V. (2018). Modelling of Mechanical Behaviour of Shape Memory Alloys Using Finite Elements Method, *J. Ternopil Natl. Tech. Univ.*, 91(3), pp. 7–15.
20. ДБН В.2.6-31:2021 Теплова ізоляція та енергоефективність будівель.
21. ДБН В. 1.2.-2: 2006 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування. Зміна № 1.
22. ДСТУ Б В. 1.1 - 4 - 98. Захист від пожежі. Будівельні конструкції. Методи випробувань на вогнестійкість. Загальні вимоги. Зі зміною № 1.

23. ДБН В.1.1-7:2016 Пожежна безпека об'єктів будівництва. Загальні вимоги.
24. ДБН В.1.2-2:2006 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування. Зміна № 1
25. ДБН А.3.1-5:2016 Організація будівельного виробництва
26. ДСТУ EN ISO 7010:2019 Графічні символи. Кольори та знаки безпеки. Зареєстровані знаки безпеки (EN ISO 7010:2012; A1:2014; A2:2014; A3:2014; A4:2014; A5:2015; A6:2016; A7:2017, IDT; ISO 7010:2011; Amd 1:2012; Amd 2:2012; Amd 3:2012; Amd 4:2013; Amd 5:2014; Amd 6:2014; Amd 7:2016, IDT)
27. ДБН В.1.1-31:2013 Захист територій, будинків і споруд від шуму.
28. ДБН В.2.2-15:2019 Будинки і споруди. Житлові будинки. Основні положення. З Поправкою.
29. Ковальчук Я. О. Методичний посібник для виконання кваліфікаційної роботи магістра за спеціальністю 192 “Будівництво та цивільна інженерія” / Я. О. Ковальчук, Г. М. Крамар, О. М. Мещерякова. - Тернопіль : ТНТУ, 2020. – 56 с.
30. ДСТУ Б А.2.4-43:2009 Система проектної документації для будівництва. Правила виконання проектної та робочої документації металевих конструкцій.
31. ДБН Б.2.2-12:2019 Планування та забудова територій.
32. ДСТУ Б А.2.4-5:2009. Система проектної документації для будівництва. Загальні положення.
33. Вуків N., Ясний P., Іасний V. Modeling of mechanical behavior of reinforced concrete beam reinforced by the shape memory alloy insertion using finite elements method. Modern technologies and methods of calculations in construction. – 2020, Vol. 13, P. 24-34.