

Міністерство освіти і науки України  
Тернопільський національний технічний університет імені Івана Пулюя  
(повне найменування вищого навчального закладу)

Факультет інженерії машин, споруд та технологій  
(назва факультету)

Кафедра будівельної механіки  
(повна назва кафедри)

ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА  
до кваліфікаційної роботи

**магістра**

(освітній ступінь (освітньо-кваліфікаційний рівень))

на тему: **«Дитячий садок-ясла в Ужгороді з вивченням напружено-деформованого стану залізобетонних елементів таврового профілю»**

Виконав: студент VI курсу, групи МБмд-61

спеціальності (напрямку підготовки) 192

**«Будівництво та цивільна інженерія»**

(шифр і назва спеціальності (напрямку підготовки))

Бариш С.В.

(підпис)

(прізвище та ініціали)

Керівник

Конончук О.П.

(підпис)

(прізвище та ініціали)

Нормоконтроль

Мещерякова О.М.

(підпис)

(прізвище та ініціали)

Зав. кафедри

Ясній В.П.

(підпис)

(прізвище та ініціали)

Рецензент

(підпис)

(прізвище та ініціали)

Міністерство освіти і науки України  
 Тернопільський національний технічний університет імені Івана Пулюя  
 (повне найменування вищого навчального закладу)

Факультет Інженерії машин, споруд та технологій

Кафедра Будівельної механіки

Освітній ступінь Магістр

Спеціальність 192 Будівництво та цивільна інженерія

(шифр і назва)

**ЗАТВЕРДЖУЮ**

Завідувач кафедри \_\_\_\_\_

«\_\_\_\_\_» \_\_\_\_\_ 2023 р.

## ЗАВДАННЯ НА КВАЛІФІКАЦІЙНУ РОБОТУ МАГІСТРА

Бариш Сергій Володимирович

(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема проекту (роботи) Дитячий садок-ясла в Ужгороді з вивченням напружено-деформованого стану залізобетонних елементів таврового профілю

Керівник проекту (роботи) Конончук Олександр Петрович, к.т.н., доцент

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

Затверджені наказом по університету від «20» листопада 2023 року № 4/7 – 1074

2. Термін подання студентом проекту (роботи) 17.12.2023 р.

3. Вихідні дані до проекту (роботи) Двоповерхова будівля дитячого садку-ясел складної форми в плані, що є трьома прямокутним блоком, розділених між собою деформаційними швами, місто будівництва – Ужгород, фундаменти мілкого закладання, поперечна рама - залізобетонна, несучі конструкції перекриття – збірні з/б круглопустотні плити, покрівля – рулонна.

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

Інженерно-геологічні і гідрологічні умови будівництва, генплан будівництва, об'ємно-планувальні рішення, конструктивні рішення, теплотехнічний розрахунок стін, розрахунок збірної з/б круглопустотної плити за 1-ю та 2-ю групою граничних станів, розрахунок збірного з/б ригеля за за 1-ю та 2-ю групою граничних станів, розрахунок глибини закладення та площі фундаменту будівлі, дослідження напружено-деформованого стану згинальних залізобетонних елементів таврового профілю, аналіз розрахункових моделей розрахунку залізобетонних елементів таврового профілю, розробка заходів з охорони праці, розрахунок блискавкозахисту, аналіз заходів безпеки в надзвичайних ситуаціях.

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

Фасад, генплан, ситуаційна схема, план 1-го поверху, план даху, план 2-го поверху, розрізи в двох напрямках, схема розміщення елементів перекриття, опалуб очне креслення ригеля, збірної залізобетонної колони, схеми армування ригеля, опалуб очне креслення плити перекриття, схеми її армування, схема розташування фундаментів.

## 6. Консультанти розділів проекту (роботи)

Розділ	Прізвище, ініціали та посада консультанта	Підпис, дата	
		завдання видав	завдання прийняв
Основна частина	Конончук О.П., к.т.н., доц.		
Охорона праці	Каспрук В.Б., к.т.н., доц.		
Безпека в надзвичайних ситуаціях	Стручок В.С., ст. викл.		
Нормоконтроль	Мещерякова О.М., ст. викл.		

7. Дата видачі завдання 06.11.2023 р.

## КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

№ з/п	Назва етапів дипломного проекту (роботи)	Термін виконання етапів проекту (роботи)	Примітка
1	Обґрунтування прийнятого рішення ТЕП. Архітектурно-планувальне рішення ділянки.	10.11.2023	
2	Об'ємно-планувальне рішення. Конструктивні рішення.	14.11.2023	
3	Збір навантаження на збірний залізобетонний каркас будівлі.	16.11.2023	
4	Розрахунок збірної залізобетонної плити перекриття.	20.11.2023	
5	Розрахунок збірного залізобетонного ригеля перекриття	23.11.2023	
6	Розрахунок збірної залізобетонної колони	26.11.2023	
7	Інженерно-геологічні умови будівельного майданчика.	28.11.2023	
8	Збір навантажень на фундамент.	30.11.2023	
9	Розрахунок фундаментів.	03.12.2023	
10	Постановка мети та задач досліджень.	06.12.2023	
11	Вивчення напружено-деформованого стану залізобетонних елементів таврового профілю.	08.12.2023	
12	Аналіз методик розрахунку залізобетонних елементів таврового профілю.	10.12.2023	
13	Розробка заходів з озорони праці при зведенні дитячого садку-ясел	14.12.2023	
14	Розроблення заходів безпеки в надзвичайних ситуаціях	17.12.2023	

Студент

(підпис)

Бариш С.В.

(прізвище та ініціали)

Керівник проекту (роботи)

(підпис)

Конончук О.П.

(прізвище та ініціали)

## Зміст

<b>Вступ.....</b>		<b>6</b>
<b>Розділ 1. Архітектурно-будівельний .....</b>		<b>8</b>
1.1	Початкові дані для проектування і будівництва .....	8
1.2	Генеральний план .....	9
1.3	Об’ємно–планувальні рішення .....	10
1.4	Конструктивні рішення .....	11
1.5	Теплотехнічний розрахунок зовнішньої стіни .....	12
1.6	Теплотехнічний розрахунок покриття .....	14
1.7	Зовнішня і внутрішня обробка зовнішніх сітн .....	15
1.8	Санітарно-технічні пристрої .....	16
1.9	Протипожежні заходи .....	20
1.10	Основні техніко-економічні показники .....	21
	<b>Висновки до розділу 1 .....</b>	<b>21</b>
	<b>Розділ 2. Розрахунково-конструктивний .....</b>	<b>22</b>
2.1	Вихідні дані для проектування .....	22
2.2	Основні проектні рішення .....	22
2.3	Компонування конструктивної схеми .....	22
2.4	Проектування попередньо напруженої круглопустотної плити перекриття .....	24
2.5	Розрахунок поперечної рами каркасу .....	37
2.6	Аналіз інженерно-геологічних умов майданчика будівництва .....	42
2.7	Визначення розмірів підшви фундаментів .....	44
2.8	Розрахунок основи на сейсмічне навантаження .....	49
2.9	Визначення осідань фундаментів .....	53
	<b>Висновки до розділу 2 .....</b>	<b>59</b>
	<b>Розділ 3. Науково-дослідний .....</b>	<b>60</b>
3.1	Мета та задачі наукових досліджень .....	60
3.2	Сфера застосування залізобетонних елементів таврового перерізу у цивільному будівництві .....	60

3.3	Сучасний стан досліджень напружено-деформованого стану згинальних залізобетонних елементів таврового профілю .....	62
	<b>Висновки до розділу 3 .....</b>	<b>67</b>
	<b>Розділ 4. Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях ...</b>	<b>68</b>
4.1	Аналіз небезпечних і шкідливих чинників під час будівництва об'єкту .....	68
4.2	Розрахунок стержневого громовідводу .....	72
4.3	Безпека в надзвичайних ситуаціях .....	74
	<b>Висновки до розділу 4 .....</b>	<b>76</b>
	<b>Загальні висновки .....</b>	<b>77</b>
	<b>Бібліографія .....</b>	<b>78</b>

## ВСТУП

**Актуальність теми роботи.** Зважаючи на останні події в нашій країні, перед сферою будівництва постає питання швидкої відбудови інфраструктури, що була зруйнована внаслідок бойових дій. Самим швидким методом будівництва є зведення будівель із конструкцій заводського виготовлення. Тому в даному проекті використано ідею зведення дитячого садку-ясел каркасного типу із збірним залізобетонним каркасом.

При проектуванні будівельних конструкцій каркасного типу, часто виникає потреба проектування конструкцій таврового профілю, який є економічнішим в порівнянні з прямокутним. Проте виникає завдання раціонального використання ресурсів при цьому. Тому в даній роботі розглянуто можливість розрахунку перерізів таврового профілю за різними методиками та вибір найбільш достовірної і економічної в частині використанні матеріалів при виготовленні конструкції.

**Мета роботи:** вивчення напружено-деформованого стану згинальних залізобетонних елементів таврового профілю та аналіз існуючих методик їх розрахунку.

Для досягнення мети в роботі ставилися такі **задачі**:

- провести аналіз попередньо проведених досліджень напружено-деформованого стану згинальних залізобетонних елементів таврового профілю;
- розглянути існуючі моделі розрахунку згинальних залізобетонних елементів таврового профілю;
- виконати порівняння існуючих розрахункових методик встановлення напружено-деформованого стану згинальних залізобетонних елементів таврового профілю для вибору найбільш достовірної.

**Об'єкт досліджень:** згинальні залізобетонні елементи таврового профілю.

**Предмет дослідження:** напружено-деформований стан згинальних залізобетонних елементів таврового профілю.

**Методи дослідження:** теоретичні дослідження, теоретико-емпіричні

розрахунки, літературний аналіз.

**Зв'язок роботи з науковими програмами, планами, темами.** Робота виконана у відповідності із науковою тематикою кафедри будівельної механіки Тернопільського національного технічного університету ім. Івана Пулюя.

**Наукова новизна отриманих результатів:**

- отримали подальший розвиток досліджень напружено-деформованого стану згинальних залізобетонних елементів таврового профілю.

**Практичне значення отриманих результатів.**

Отримані в роботі результати можуть бути використані проектними організаціями при проектуванні залізобетонних конструкцій громадського призначення.

**Апробація.** Окремі результати роботи доповідались на XII Міжнародній науково-технічній конференції молодих учених та студентів «Актуальні задачі сучасних технологій», Тернопіль, ТНТУ, 6 – 7 грудня 2023 р.

**Публікації.** Вивчення напружено-деформованого стану залізобетонних елементів таврового профілю / О.П. Конончук, М.Р. Лещук, М.В. Винницький, О.В. Лещишена, С.В. Бариш, Я.В. Антоняк // Збірник тез доповідей XII Міжнародної науково-технічної конференції молодих учених та студентів «Актуальні задачі сучасних технологій», 6 – 7 грудня 2023 року — Т. : ТНТУ, 2023 — С. 20.

**Ключові слова.** ТАВРОВИЙ ПРОФІЛЬ, ЗГИНАЛНІ ЗАЛІЗОБЕТОННІ ЕЛЕМЕНТИ, РОЗРАХУНОК, ПРОЕКТУВАННЯ, НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНИЙ СТАН.

## РОЗДІЛ 1

### АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ

#### 1.1 Початкові дані для проектування і будівництва

Район будівництва (м. Ужгород) відноситься до III -б кліматичному району і характеризується наступними даними:

- зона вологості нормальна;
- розрахункова температура зовнішнього повітря – 36 °С
- переважаючий напрям вітрів - північ-захід;
- середня температура найбільш холодної п'ятиденки - -36 °С;
- максимальна глибина сезонного промерзання ґрунту - 0,7 м;
- вага снігового покриву для II снігового району - 1,20 кПа (розрахунковий);
- швидкісний натиск вітру для V вітрового району - 0,60 кПа (нормативний);
- сейсмічність майданчика будівництва - 8 балів.

У розрізі майданчика виділено 6 інженерно-геологічних елементів (ІГЕ):

ІГЕ- 1 - насипний ґрунт потужністю 1,1м.

ІГЕ - 2 - пісок середньої великості, в стані середньої щільності, у вологому стані. Потужність шару - 1,7м.

ІГЕ - 3 - Суглинок твердий, вологий. У разі аварійного замочування буде в стабільному стані. Потужність шару - 3,5м.

ІГЕ - 4 - Пісок середньої великості, в стані середньої щільності, насичений водою. Потужність шару 2,2м.

ІГЕ - 5 - Глина тугопластична, насичена водою, знаходиться в стабільному стані. Потужність шару 3,9м.

ІГЕ - 6 - Супісок твердий, насичений водою. Розкрита потужність шару 2,6м.



## 1.2 Генеральний план

Генеральний план дитячого садка-яслів в м.Ужгород розроблений відповідно до вимог діючої нормативної документації в будівництві.

Ділянка, будівництва дитячого саду, розташована по вулиці Радянській, 28 м.Ужгород. Ділянка розташована поблизу дороги, що забезпечує хороший транспортний зв'язок об'єкту, що зводиться, з інфраструктурою міста. Рельєф поверхні ділянки рівний з незначним загальним ухилом в східному напрямі. Зелені насадження відсутні. Поряд з ділянкою, з північного боку проходять мережі інженерних комунікацій : водопровід, каналізація, слабкоструміві і електричні мережі. Ділянка обмежена з півночі - вул. Мінська, із заходу - вул. Нова, з південного боку - вул. Радянська, зі сходу - не забудована територія сусідньої ділянки, на якій є зелені насадження у вигляді хвойних дерев. Сейсмічність ділянки згідно ДБН В.1.1-12-2014 - 7 балів.

Проект розроблений на підставі завдання на проектування.

Проект розроблений на площі 4930 м<sup>2</sup>. Майданчик характеризується наступними геолого-кліматичними показникам: середня максимальна температура найжаркішого місяця + 34.6<sup>0</sup>, середньорічна температура +80, впродовж року випадає в середньому 620 мм. опадів, з переважанням їх в теплий період; середня місячна відносна вологість повітря в 15 ч. Найбільш холодний місяці 53 %, переважаючий напрям вітру північний, середня швидкість вітру за період з середньою добовою температурою повітря  $\leq 80$  З 2.3 м/с.

Цей проект виконаний в ув'язці з плануванням, що склалося, навкруги. Для забезпечення нормальних санітарно-гігієнічних і естетичних умов уся територія облаштовується і озеленюється. В межах відведеної ділянки висаджується поліпшений газон. Для тимчасової парковки автотранспорту використовується автостоянка, на 10 маш./місць, яка розташована по вул. Радянській. Одне машино-місце парковки є майданчиком розміром 6х3 м. Збір сміття здійснюється в сміттєві контейнери що знаходяться на господарському дворі, який розташований з тильного боку будівлі, що зводиться. Господарський двір також

використовується для постачання установи продовольчими товарами. Покриття проїздів прийняте одношарове асфальтобетонне, пішохідні доріжки і майданчик перед головним входом мають плиткове покриття. Уздовж асфальтобетонного покриття передбачена установка бортового каменю БР 100.30.15, уздовж плиткового - БР100.20.8. Існуючі відмітки по майданчику проектування максимально збережені. Відведення поверхневих вод здійснюється від будівлі по твердих покриттях з наступним скиданням на існуючі покриття.

### **1.3 Об'ємно-планувальні рішення**

Будівля запроектована складної форми в плані, що є трьома прямокутним блоком, розділених між собою деформаційними швами. Кожен блок має два поверхи. Розміри будівлі в осях складає 32000x36000мм.

Проїзд до будівлі здійснюється з боку вул. Радянської і вул. Мінської, забезпечуючи під'їзд пожежних і сервісних машин до усіх входів і вікон будівлі.

Запроектована будівля в сейсмостійкому варіанті в збірно-монолітному виконанні.

Для функціонального забезпечення внутрішнього водостоку передбачені спеціальні шахти.

Як зовнішнє стінне обгороджування прийняті легкобетонні панелі. Панель є плоскою одношаровою конструкцією, виконаною з легкого або пористого бетону, армованою просторовим каркасом. Панелі, що виконуються з легкого бетону, мають зовнішній і внутрішній фактурні шари, завтовшки відповідно до 20 і 15 мм. Фактурні шари запроектовані з цементно-піщаного розчину з середньою щільністю 1800 кг/м<sup>3</sup> марки М - 100. Панелі виробляють в заводських умовах.

Поверховість будівлі - 2 поверхи.

Міра вогнестійкості - II.

Клас відповідальності будівлі - I.

## 1.4 Конструктивні рішення

Початкові дані:

Місце будівництва відноситься до III б кліматичному району і характеризується наступними даними:

- Розрахункова температура зовнішнього повітря - (- 16 °С)
- Нормативна глибина промерзання ґрунту - 0,7 м
- Розрахункове снігове навантаження - 1.20 кПа
- Нормативне вітрове навантаження - 0,60 кПа
- Сейсмічність району будівництва - 7 балів
- Категорія ґрунтів за сейсмічними властивостями - II категорія
- Сейсмічність майданчика - 7 балів.

Основні проектні рішення

Об'ємно-планувальні рішення прийняті з урахуванням діючих санітарних і протипожежних норм. Конструктивні рішення і будівельні конструкції прийняті із збірно-монолітного залізобетону, з урахуванням можливостей бази підрядної будівельної організації. Будівля запроектована відповідно до ДБН В.2.6-98-2009 залізобетонних конструкцій.

Таблиця 1.1 - Прийняті конструкції будівлі

Будівельні конструкції	
Фундаменти	Збірні залізобетонні, стаканного типу, під кожну колону, серії 1.020.1-2с
Колони	Збірні залізобетонні, перерізом 400х400 мм, безстикові (на усю висоту будівлі), для будівель з висотою поверху 3,3м, серії 1.020.1-2с
Ригелі	Збірні залізобетонні, заввишки перерізи 450 мм, для того, що спирається багатопустотних плит перекриттів, серії 1.020.1-2с
Перекриття	Плити збірні залізобетонні багатопустотні, серії 1.041.1-2
Покриття	Плити збірні залізобетонні багатопустотні, серії 1.041.1-2
Сходи	Збірні залізобетонні марші з майданчиками серії 1.050.1-2.

## 1.5 Теплотехнічний розрахунок зовнішньої стіни

Теплотехнічний розрахунок огорожуючих конструкцій,

- м. Ужгород розташований в II зоні вологості

- умови експлуатації приймаємо - "Б"

Розрахунок ведеться по ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 "Будівельна кліматологія",  
ДБН В.2.6-31:2021 «Теплова ізоляція та енергоефективність будівель».

1. Теплотехнічні показники матеріалів огорожуючої конструкції

а) Зовнішній фактурний шар панелі :

- щільність  $\gamma_1=1800\text{кг/м}^3$

- товщина  $\delta_1=0.02\text{м}$

- коеф. теплопровідності  $\lambda_1=0,93\text{Вт/м}^2\text{С}$

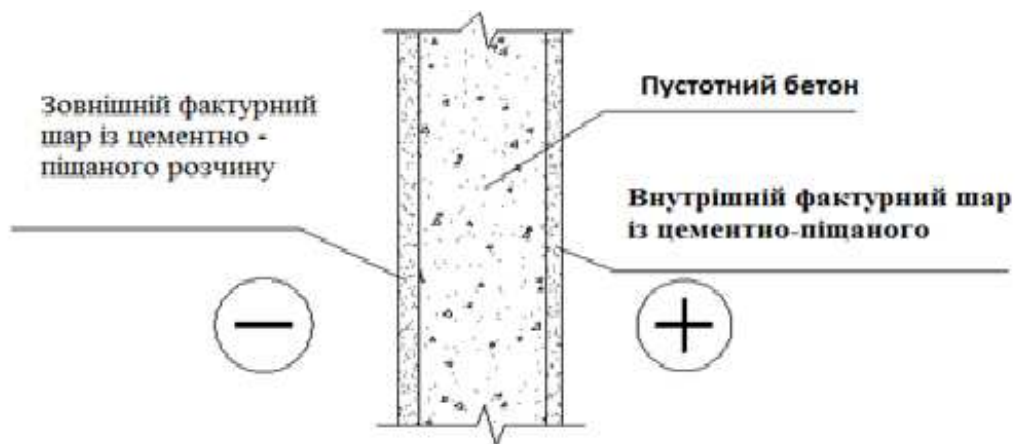


Рисунок 1.1 – Конструкція зовнішніх стін

б) Газобетон, пінобетон або піносілікат.

- щільність  $\gamma_2=400\text{кг/м}^3$

- товщина  $\delta_2=X\text{м}$

- коеф. теплопровідності  $\lambda_2=0,15\text{Вт/м}^2\text{С}$

в) Зовнішній фактурний шар панелі :

- щільність  $\gamma_3=1800\text{кг/м}^3$

- товщина  $\delta_3=0.015\text{м}$

- коеф. теплопровідності  $\lambda_3=0,93 \text{ Вт/м}^2\text{С}^0$

2. Температура повітря в приміщенні  $t_{\text{п}}=180 \text{ З}$

Середня температура опалювального періоду  $t_{\text{оп.пер.}}=0,90 \text{ З}$

Тривалість опалювального періоду  $Z_{\text{о.п.}}=168 \text{ діб.}$

3. Обчислюємо градусодні опалювального періоду (ГДОП) :

$$\text{ГДОП}=(t_{\text{в}}-t_{\text{оп.пер}})*z_{\text{о.п.}}=(18-0,9)*168=2872,8^0\text{С}$$

4. Визначаємо опір теплопередачі по формулі:

$$R_0=1/\alpha_{\text{в}}+R_{\text{к}}+1/\alpha_{\text{н}};$$

Де  $\alpha_{\text{в}}=8,7 \text{ Вт/м}^2\text{С}^0$  - коефіцієнт теплопередачі внутрішньої поверхні огороджуючої конструкції.

$R_{\text{к}}$  - термічний опір огороджуючої конструкції визначена як сума термічних опорів окремих шарів, :

$$R_{\text{к}}=R_1+R_2+\dots+R_n+R_{\text{в.п.}}$$

$$\text{Де } R=\delta/\lambda$$

$$\text{Тоді } R_{\text{к}}=\delta_1/\lambda_1+\delta_2/\lambda_2+\delta_3/\lambda_3=0,02/0,93+\delta_2/0,15+0,015/0,93=0,0376+\delta_2/0,15 \quad (\text{Вт/м}^2\text{С}^0)$$

$$\text{Означає } R_0=1/8,7+0,0376+\delta_2/0,15+1/23=0,196+\delta_2/0,15 \quad (\text{Вт/м}^2\text{С}^0)$$

5. Визначаємо опір теплопередачі конструкції, що захищає. По таблиці 16\* ДБН В.2.6-31:2016 "Будівельна теплотехніка".

$$\text{ГДОП}_1=2000^0\text{С}_{\text{дн}}, \quad R^{\text{тп}1}=2,1(\text{Вт/м}^2\text{С}^0)$$

$$\text{ГДОП}_2=2872,8^0\text{С}_{\text{дн}}, \quad R^{\text{тп}2}=X(\text{Вт/м}^2\text{С}^0)$$

$$\text{ГДОП}_3=4000^0\text{С}_{\text{дн}}, \quad R^{\text{тп}3}=2,8(\text{Вт/м}^2\text{С}^0)$$

Знаходимо по інтерполяції:

$$R^{\text{тп}2}=2,1(2872,8-2000)=2,4(\text{Вт/м}^2\text{С}^0)$$

6. Визначаємо необхідну товщину шару :

$$2,4=0,196+\delta_2/0,15 \quad \text{тоді } \delta_2=(2,4-0,196)*0,15=0,33\text{м}$$

Приймаємо панель товщиною 250мм.

## 1.6 Теплотехнічний розрахунок покриття

1. Теплотехнічні показники конструкції, що захищає, :

Залізобетонна круглопустотна плита покриття:

- щільність  $\gamma_1=2500\text{кг/м}^3$
- товщина  $\delta_1=0.12\text{м}$
- коеф. теплопровідності  $\lambda_1=2,04\text{Вт/м}^2\text{С}^\circ$

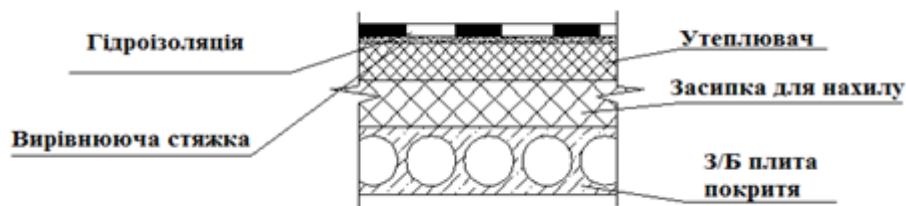


Рисунок 1.2 – Конструкція покриття

Засипка з керамзитового гравію для ухилу

- щільність  $\gamma_2=200\text{кг/м}^3$
- товщина  $\delta_2=0.15\text{м}$
- коеф. теплопровідності  $\lambda_2=0,12\text{Вт/м}^2\text{С}^\circ$

Пустотний бетон (газо- і пінобетон)

- щільність  $\gamma_3 =400\text{кг/м}^3$
- товщина  $\delta_3=\text{Хм}$
- коеф. теплопровідності  $\lambda_3=0,15\text{Вт/м}^2\text{С}^\circ$

Вирівнююче стягування з цементно-піщаного розчину.

- щільність  $\gamma_4=1800\text{кг/м}^3$
- товщина  $\delta_4=0.015\text{м}$
- коеф. теплопровідності  $\lambda_4=0,93\text{Вт/м}^2\text{С}^\circ$

Гідроізоляційний шар:

- щільність  $\gamma_5=600\text{кг/м}^3$
- товщина  $\delta_5=0.04\text{м}$

- коеф. теплопровідності  $\lambda_5=0,17 \text{ Вт/м}^2\text{С}^\circ$

2. Визначаємо термічний опір огорожуючої конструкції

$$R_0=1/8,7+1,56+ \delta_3/0,15+1/23=1,718+ \delta_3/0,15(\text{Вт/м}^2\text{С}^\circ)$$

3. Визначаємо значення опору теплопередачі

$$R_0=1/8,7+1,56+ 3/0,15+1/23=1,718+ 3/0,15(\text{Вт/м}^2\text{С}_0)$$

4. Визначаємо необхідну товщину шару

$$2,4=1,718+ \delta_3/0,15 \text{ тоді } \delta_3=(2,4-1,718)*0,15=0,10\text{м}$$

Приймаємо плити з пустотних бетонів товщиною 120мм.

### **1.7 Зовнішня і внутрішня обробка зовнішніх стін**

На стінні панелі зовні нанесений фактурний шар-штукатурка з мармуровою крихтою "під змив" з використанням рожевого кольору. Виконується в заводських умовах.

Цокольні панелі облицьовані керамічною плиткою типу "Кабанчик" в заводських умовах.

Цегляні ділянки стін вказані в проекті штукатуряться розчином з мармуровою крихтою "під змив" під фактуру стінних панелей, з використанням кольору бежевого кольору.

Обгороджування сходів забарвлюється масляною фарбою бежевого кольору.

Дерев'яні елементи, вказані в проекті, забарвлюються масляною фарбою світло-коричневого кольору за два рази.

Двері покриті безбарвним водостійким лаком.

Рами вікон металопластикові, білого кольору

Тротуар і майданчики уздовж головних фасадів передбачені з покриттям з кольорової тротуарної фігурної плитки.

Усі перегородки і стіни покриті поліпшеним силікатним забарвленням на висоту 2,7м, вище до стелі вапняне забарвлення. Стелі в усіх приміщеннях мають

вапняне забарвлення. Поверхня стін, санвузлів, душових і навколо миття облицьовувалися глазурованою керамічною плиткою на висоту 1700 мм.

Підлоги: в холах і коридорах - ламінат. У санвузлах, в медичній кімнаті, в душовій - керамічна плитка 30X30см. У усіх інших приміщеннях - лінолеум.

## 1.8 Санітарно-технічні пристрої

Цим проектом вирішуються питання внутрішнього інженерного устаткування будівлі в 2 поверхи з плоскою покрівлею. Санітарно-технічні пристрої і системи мікроклімату приміщень включають:

- водопостачання (холодна і гаряча вода)
- протипожежне водопостачання
- каналізація
- тепlopостачання
- опалювання
- вентиляція загальнообмінна
- протидимний захист (при пожежі)

Початкові дані

Проектна документація інженерного устаткування розробляється відповідно до вимог діючих норм і правил.

Розрахункова температура зовнішнього повітря :

- в холодний період року -  $t_n = - 26^0 \text{ C}$ ;
- в теплий період року -  $t_n = + 34.6^0 \text{ C}$ .

Відносна вологість зовнішнього повітря :

- в холодний період року -  $\varphi = 73\%$ ;
- в теплий період року -  $\varphi = 50 \%$ .

Середня температура опалювального періоду -  $t = + 0,9^0 \text{ C}$

Тривалість опалювального періоду  $Z = 168$  дн.

Район будівництва - нормальний режим вологості.



Режим експлуатації приміщень з внутрішнім повітрям - нормальній вологості.

#### Водопровід.

Водопостачання дитячого садка-яслів на 6 груп/140 місць в м.Ужгород здійснюється від існуючих мереж, при цьому забезпечуються госп.-пититні потреби будівлі, а так само полив зелених дворових насаджень.

Водопровід монтується з поліпропиленових труб марки PPRC PN10. Поповерхова розводка передбачається приховано в підлозі в гофрошланзі.

Магістральний трубопровід прокладається в підпільних каналах першого поверху, зашивається і теплоізолюється.

Прокладення водопроводу з поліпропиленових труб приховане.

Монтаж, випробування і приймання мереж холодного водопостачання виробляється відповідно до розділу ДБН В.2.5-64:2012. Розрахункові витрати води визначені відповідно до ДБН В.2.5-64:2012.

#### Каналізація.

Внутрішня каналізаційна мережа комплексу вище і нижче за відмітку 0.000, випуски монтується з труб пластмасових. Монтаж устаткування і трубопроводів проектується розсипом з вузлів і деталей.

#### Водостік.

Внутрішні водостоки вище і нижче за відмітку 0.000 проектуються з труб ПНД 110СЛ. На даху встановлюються 5 водостічних воронки типу Вр-9Б Ду = 100мм, вони приєднуються до стояків, випуски з яких здійснюються в колодязі дворової дощової каналізації. При перетині з міжповерховим перекриттям на стояку СтК2- 1 встановлюються протипожежні муфти із спучуючим вогнезахисним складом, що перешкоджають поширенню полум'я по поверху.

#### Опалювання.

Розрахункова зовнішня температура найбільш холодної п'ятиденки для міста Ужгорода складає  $-16^{\circ}\text{C}$ . Внутрішні розрахункові температури в приміщеннях прийняті відповідно до вимог ДБН В2.2-28:2010.

Теплопостачання проектованої будівлі від районної котельної тепломережі.

Для усіх приміщень запроєктовані двотрубні системи опалювання з метало-пластикових труб, прокладених в конструкції підлоги. Труби, прокладені в підпільних каналах першого поверху теплоізолюється, при прокладенні труб в підлозі другого поверху, труби укладаються в гофрошланзі.

Нагрівальні прилади - сталеві опалювальні радіатори "KERMI" з донним підключенням.

Для регулювання тепловіддачі на підведеннях до нагрівальних приладів передбачені автоматичні терморегулятори підвищеного опору. Видалення повітря з системи через крани, вбудовані в нагрівальні прилади.

У коридорах і на сходових майданчиках передбачена установка сталевих радіаторів: сталеві опалювальні радіатори "KERMI" з бічним підключенням.

Тепловий пункт.

Для обліку витрати тепла проектованою будівлею на подаючому трубопроводі встановлений теплотічильник СТЗ- 65. Для обліку витрати води на зворотному трубопроводі - лічильник гарячої води ВСТ- 65. Для вловлювання стійких механічних домішок передбачені фільтри фланцеві ФМФ100 перед рахунковими пристроями. Для підтримки внутрішньої температури повітря в денний і нічний час передбачений електронний регулювальник температури ТРМ32 з клапаном КРС 40-240 для опалювання і для гарячого водопостачання КРС 40-240.

Мережі зв'язку і сигналізації.

Проект виконаний на підставі ДБН В.2.2-4:2018, і передбачає влаштування внутрішніх мереж телефонізації, радіотрансляції, телебачення і пожежної сигналізації.

Стоякові мережі прокладаються в сталевих трубах електрозварювань діаметром 32мм.

Розподільні мережі виконують відкрито.

Абонентські відведення прокладаються приховано під плінтусом до місця установки абонентських пристроїв. Телефонні розетки і радіорозетки

встановлюються над плінтусом. Абонентська мережа телебачення закінчується антенним штекером з 1,5м запасом кабелю.

Мережі пожежної сигналізації по будівлі прокладається відкрито.

Електропостачання.

Електропостачання здійснюється від зовнішньої живлячої мережі двома кабельними введеннями.

Як ввідно-розподільний пристрій прийнята шафа ВРП, встановлена в електрощитовій на першому поверсі.

Облік електроенергії прийнятий єдиний для силових і освітлювальних споживачів лічильником СЛЧУ, встановленим на ввідно-розподільній панелі.

Проектом передбачені робочі, аварійні, евакуаційні, чергове і ремонтне освітлення.

- робоче освітлення передбачається в усіх приміщеннях;
- евакуаційне - в коридорі, кухні, групових, роздягальних, сходових клітинах, приймальнях, в залі для музики і гімнастичних занять;
- аварійне - в електрощитовій;
- чергове - в спальнях і в палаті ізолятора;
- ремонтне - в приміщенні електрощитової і венткамерах.

Ремонтне освітлення здійснюється переносними світильниками, що включаються в штепсельні розетки. Освітлення входів і сходових клітин передбачено від блоку автоматичного управління освітленням БАУ. Фотодатчик встановлюють в сходовій клітині на 2 поверсі з внутрішньої сторони зовнішньої рами вікна і екранується від прямих сонячних променів і сторонніх джерел світла.

Заходи по зменшенню шуму.

Швидкість руху теплоносія в трубопроводах систем водяного опалювання приймається залежно від допустимого еквівалентного рівня звуку в приміщеннях до 1,5 м/с.

При перетині стояками опалювання перекриттів отвору закладаються еластичними матеріалами.

Енергозбережні заходи.

Для регулювання теплового потоку встановлені автоматичні терморегулятори, у вузлах теплового введення передбачений двоконтурний регулювальник ТРМ32 з клапанами для системи опалювання і гарячого водопостачання.

Вентиляція.

Вентиляція проекрованої будівлі припливно-витяжна, з природним імпульсом руху повітря, через залізобетонні вентиляційні блоки, що виходять на покрівлю.

Вентиляційні блоки встановлюються по шару цементного розчину марки М - 100. Отвори у вентблоках під вентиляційні ґрати пробивати "по місцю". Шви прошпаклювати.

## **1.9 Протипожежні заходи**

Проектом передбачені протипожежні заходи згідно з ДБН В.1.1-7:2016.

Ступінь вогнестійкості будівлі - II.

У будівлі передбачаються конструктивні, об'ємно-планувальні і інженерно-технічні рішення, що забезпечують на випадок пожежі:

- можливість евакуації людей, незалежно від їх віку і фізичного стану, назовні, на прилеглу до будівлі територію до настання загрози їх життя і здоров'ю, внаслідок дії небезпечних чинників пожежі;
- можливість порятунку людей;
- можливість доступу особового складу пожежних підрозділів і подачі засобів пожежогасінні до вогнища пожежі, а також проведення заходів по порятунку людей і матеріальних цінностей;
- нерозповсюдження пожежі на поруч розташовані будівлі, у тому числі при обваленні будівлі, що горить;
- обмеження прямого і непрямого матеріального збитку, включаючи вміст будівлі і само будівлю, при екологічно обґрунтованому співвідношенні величини

збитку і витрат на протипожежні заходи, пожежну охорону і її технічне оснащення.

Евакуаційні заходи передбачені відповідно до вимог ДБН В.2.2-9:2018.

Евакуація людей з будівлі здійснюється по чотирьох пожежних сходах.

### **1.10 Основні техніко-економічні показники**

1) по будівлі: Загальна площа будівлі - 1432,8 м<sup>2</sup>,

Корисна площа - 1212 м<sup>2</sup>,

Розрахункова площа - 1007,3 м<sup>2</sup>,

Будівельний об'єм - 6143 м<sup>3</sup>,

2) по ділянці: Площа ділянки - 0,49 га;

Площа забудови - 772,8 м<sup>2</sup>;

Площа покриття - 706,7 м<sup>2</sup>;

Площа озеленення - 836 м<sup>2</sup>;

Відсоток забудови - 25 %;

Відсоток озеленення – 41,2 %.

### **Висновки до розділу 1**

1. В розділі прийняті основні об'ємно-планувальні рішення дитячого садку-ясел в місті Ужгород. У відповідності до прийнятих об'ємно-планувальні рішень, підібрано конструкції та матеріали з яких буде виготовлено об'єкт.

2. Проведено теплотехнічний розрахунок зовнішніх стін і покриття та підібрано утеплювачі.

3. Підібрано інженерні мережі та комунікації приміщень дитячого садку-ясел, визначено основні техніко-економічні показники будівлі.

## **РОЗДІЛ 2**

### **РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ**

#### **2.1 Вихідні дані для проектування**

Місце будівництва відноситься до IIIБ кліматичному району і характеризується наступними даними:

- Розрахункова температура зовнішнього повітря - (-16<sup>0</sup> С)
- Нормативна глибина промерзання ґрунту - 0,8 м
- Розрахункове снігове навантаження - 1,20 кПа
- Нормативне вітрове навантаження - 0,60 кПа
- Сейсмічність району будівництва - 7 балів
- Сейсмічність майданчика - 7 балів.

#### **2.2 Основні проектні рішення**

За конструктивною схемою будівля є каркасною, з повним каркасом (з навісними зовнішніми стінами). Система, що несе, в поперечному напрямі влаштована плоскими рамами, що складаються з колон, ригелів і окремих фундаментів. У подовжньому напрямі поперечні рами сполучені між собою ригелями. На ригелі поперечних рам спираються круглопустотні плити перекриття.

Просторова жорсткість каркасу забезпечується жорсткістю усіх вузлів рам в поперечному і подовжньому напрямках, тобто конструктивна схема каркаса - рамна.

#### **2.3 Компонування конструктивної схеми**

Справжнім проектом передбачено два типи ригелів по характеру роботи і розташуванню в схемі будівлі :

- ригелі двох поличні для двостороннього опирання плит перекриття.

- ригелі однополичні для одностороннього опирання плит перекриття (передбачені в крайніх осях сейсмічних блоків).

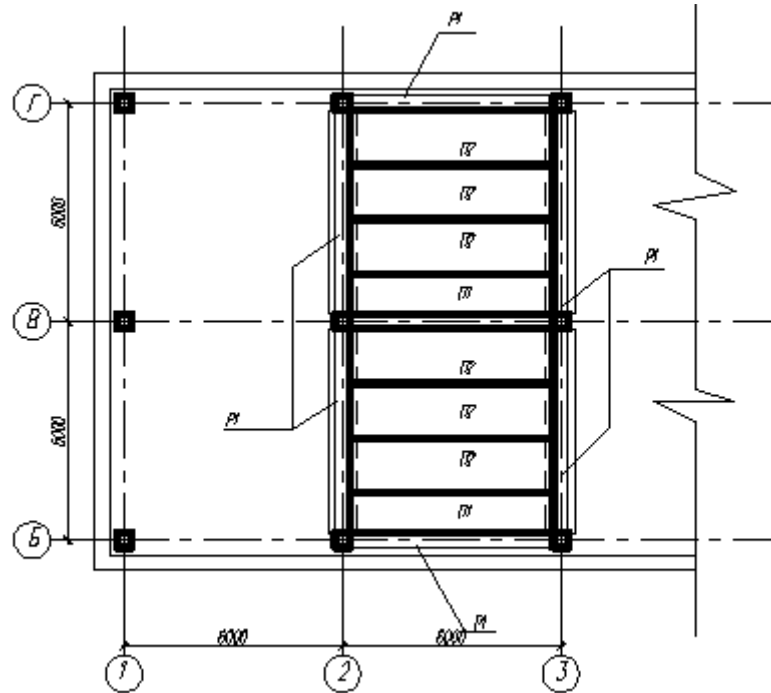


Рисунок 2.1 – Схема розташування плит перекриття

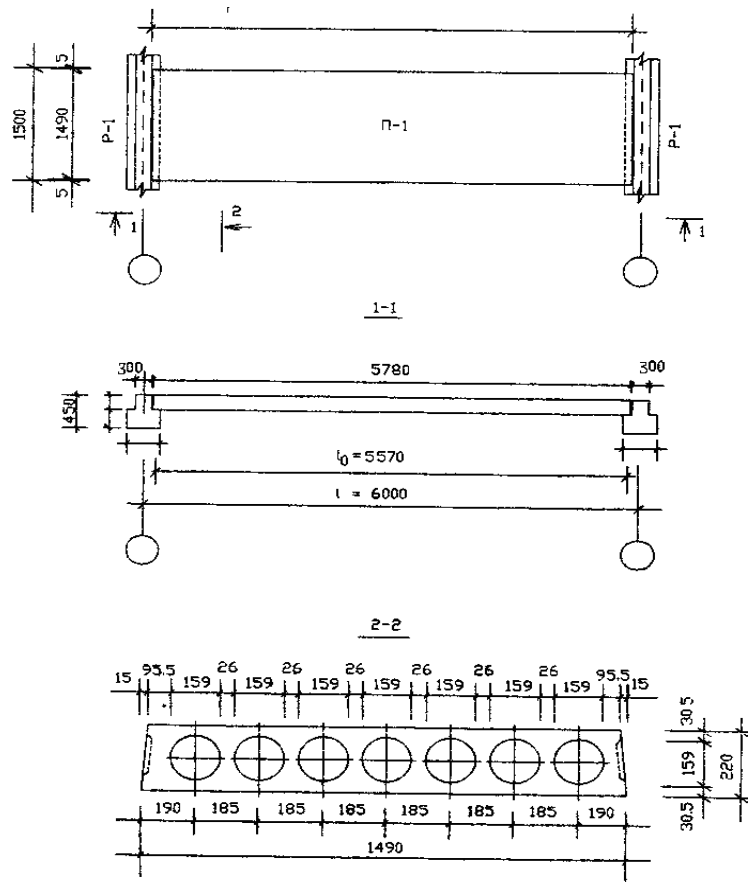


Рисунок 2.2 – Схема опирання плити перекриття

Розташування ригелів - вздовж і впоперек будівлі. Просторова жорсткість забезпечується за рамною схемою. Вертикальні зв'язки не застосовуються.

Поперечний переріз ригеля прийнятий тавровий, для спирання плит перекриття. Висота перерізу - 450мм. Верхні опорні зони передбачені оголеними з виступаючими замкнутими хомутами. Ці зони, після установки в них подовжньої робочої арматури ригелів, установки хомутів у вузлі ригель-колона і прокладення каркасів в швах між плитами перекриття, замоноличуються важким бетоном на дрібному заповнювачі класу В25.

Ригелі виконуються без попереднього напруження робочої арматури.

Для розподілу місцевих навантажень на сусідні елементи і роботи перекриття як жорсткого диска, шви між плитами замоноличуються важким бетоном на дрібному заповнювачі класу В25.

Колони каркасу збірні залізобетонні, для будівель з висотою поверхів 3,3м, без технічного підвалу. Переріз колон - 400х400мм.

#### **2.4 Проектування попередньо напруженої круглопустотної плити перекриття**

Плити виготовлені з важкого бетону класу В20. Бетон піддається тепловій обробці при атмосферному тиску.

За результатами компоювання конструктивної схеми перекриття набрано два вигляду плит, шириною 1500 і 1200мм. Розрахунковий проліт плити при операнні на полки ригелів :  $5700-130=5570$ мм.

Розрахункові навантаження на 1м довжини при ширині плити 1,5м, з урахуванням коефіцієнта надійності за призначенням будівлі, рівному ( $n = 1$ , оскільки рівень відповідальності будівлі - I, приведені в таб. 2.1

- Для розрахунків по першій групі граничних станів

$$q=8,09 \times 1,5=12,14 \text{кН/м.}$$

- Для розрахунків по другій групі граничних станів

$$\text{Повна: } q_{\text{tot}}=7,06 \times 1,5=10,59 \text{кН/м}$$



Тривала:  $q_1=6.76 \times 1.5=10.14 \text{ кН/м}$

Таблиця 2.1 – Підрахунок навантажень на  $1 \text{ м}^2$  перекриття.

Навантаження	Нормативні навантаження, $\text{кН/м}^2$	Коефіцієнт надійності по навантаженню	Розрахункові навантаження, $\text{кН/м}^2$
Постійна: від маси плити ( $\delta=0,12\text{м}$ , $\rho=25,0 \text{ кН/м}^3$ )	$0,12 \times 25=3,0$	1,1	3,3
Від маси підлоги ( $\delta=0,04\text{м}$ , $\rho=6,0 \text{ кН/м}^3$ $\delta=0,03\text{м}$ , $\rho=18,0 \text{ кН/м}^3$ $\delta=0,01\text{м}$ , $\rho=8,0 \text{ кН/м}^3$ )	$0,04 \times 6=0,24$ $0,03 \times 18=0,54$ $0,01 \times 8=0,08$ $\Sigma =0,86$	1,3	1,12
Бетон замонолічування швів	0,2	1,1	0,22
Перегородки	1,5	1,1	1,65
Разом постійна:	5,56	—	6,29
Тимчасова повна:	1,5	1,2	1,8
У тому числі: тривала	1,2	1,2	1,44
короткочасна	0,3	1,2	0,36
Всього:	7,06	—	8,09
У тому числі постійна і тривала	6,76	—	—

Розрахункові зусилля для розрахунків по першій групі граничних станів:

$$M=q_1 l_0^2/8=12.14 \times 5.57^2/8=47.08 \text{ кНм}$$

$$Q=q_1 l_0/2=12.14 \times 5.57/2=33.81 \text{ кНм}$$

Для розрахунків по другій групі граничних станів:

$$M_{\text{tot}}=q_{\text{tot}} l_0^2/8=10.59 \times 5.57^2/8=41.07 \text{ кНм}$$

$$M_{\text{tot}}=q_{\text{tot}} l_0/2=10.59 \times 5.57/2=37,32 \text{ кНм}$$

Матеріали для плити.

Нормативні і розрахункові характеристики важкого бетону класу В20, при  $\gamma_{b2}=0,9$  (коефіцієнт роботи бетону при вологості 75%):

$$R_{bn} = R_{b,ser} = 15 \text{ МПа,}$$

$$R_{btm} = R_{bt,ser} = 1,4 \text{ МПа};$$

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

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

Плита піддається тепловій обробці при атмосферному тиску. Початковий модуль пружності  $E_b = 27 \times 10^3 \text{ МПа}$

До тріщеностійкості плити пред'являються вимоги 3-тньої категорії. Технологія виготовлення плити агрегатно-поточна.

Натягнення напружуваної арматури здійснюється електротермічним способом.

Арматура:

- Подовжня напружувана класу А 600с
- $R_{sn} = R_{s,ser} = 785 \text{ МПа},$
- $R_s = 680 \text{ МПа},$
- $E_s = 19 \times 10^4 \text{ Мпа}$
- ненапружувана класу Вр - I,
- $R_s = 365 \text{ МПа},$
- $R_{sw} = 265 \text{ МПа},$
- $E_s = 17 \times 10^4 \text{ МПа}.$

#### **2.4.1 Розрахунок плити по граничним станам першої групи**

Розрахунок по міцності перерізу, нормального до подовжньої осі плити.

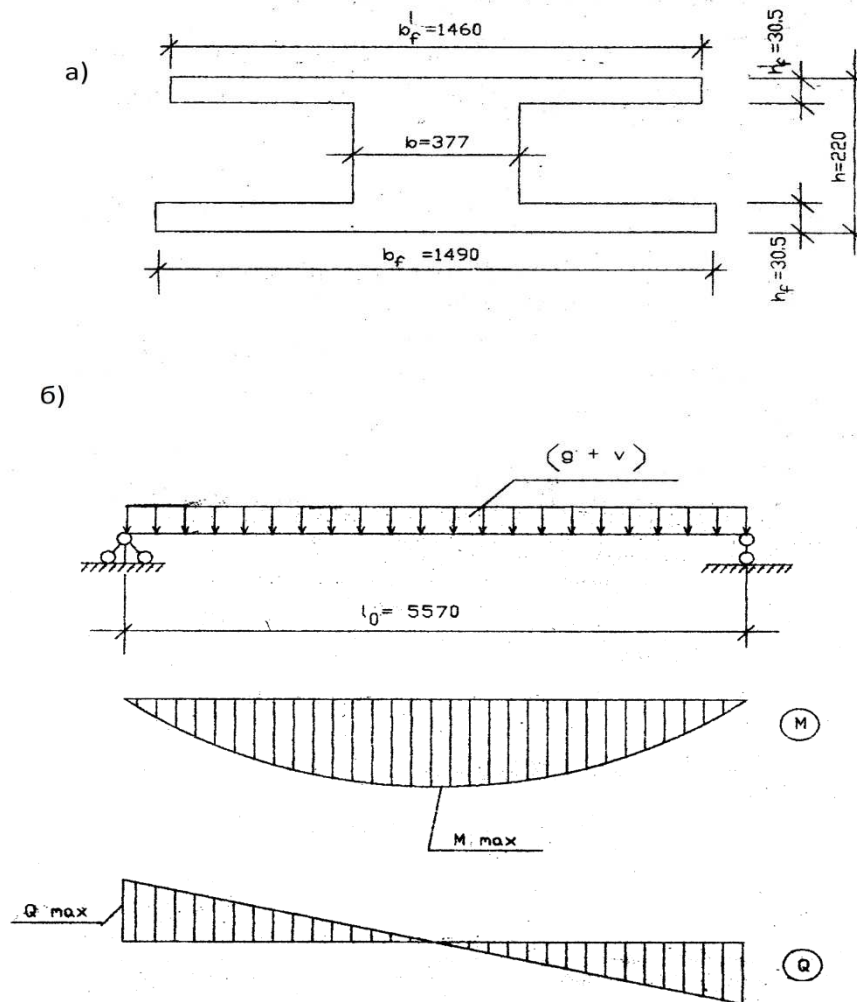
При розрахунку по міцності розрахунковий поперечний переріз плити приймається тавровим з полицею в стислій зоні ( звіси полиць в розтягнутій зоні не враховуються).

а) Розрахунковий переріз плити для розрахунків по першій групі граничних станів;

б) Розрахункова схема плити.

При розрахунку приймається уся ширина верхньої полиці  $b'_f = 146$  см оскільки:

$$\frac{b'_f - b}{2} = \frac{146 - 37,7}{2} = 54,15 < \frac{1}{6}l = \frac{1}{6} \times 568 = 92,8 \text{ см}$$



а) Розрахунковий переріз плити;  
б) Розрахункова схема і епюри зусиль  
Рисунок 2.3 – Розрахункова схема плити

Де  $l$  - конструктивний розмір плити.

Положення межі стислої зони визначається згідно з:

$$M \leq R_b b'_f h'_f (h_0 - 0,5h'_f);$$

Де  $h_0 = h - a = 220 - 30 = 190$  мм - робоча висота перерізу.

$$47,08 \text{ кНм} \leq 10,35 \times 1460 \times 31 \times (190 - 0,5 \times 31) = 81,74 \times 10^6 \text{ Н} \times \text{мм} = 81,74 \text{ кНм}$$

Отже, межа стислої зони проходить в полиці, і розрахунок плити ведеться як прямокутного перерізу з розмірами  $b_f \times h$ , згідно п. 3.11 [11].

Визначаємо значення:

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b_f h_0^2} = \frac{47,08 \times 10^6}{10,35 \times 1460 \times 190^2} = 0,086.$$

Згідно з [1, таблиця 3.1] і [прил. 1, таблиця. 1.10] при  $\alpha_m = 0,086$ ,  $\xi = 0,09$  і  $\zeta = 0,955$ . Обчислюємо відносну граничну висоту стислої зони по формулах п. 3.12. Знаходимо характеристики стислої зони бетону  $\omega = \alpha - 0,008R_b = 0,85 - 0,008 \times 10,35 = 0,767$ , де  $\alpha = 0,85$  для важкого бетону. Тоді:

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

$$\text{де ; } \omega = \alpha - 0,008\gamma_{b_2} R_b = 0,85 - 0,008 \times 0,9 \times 11,5 = 0,767$$

$$\sigma_{sc,u} = 500 \text{ МПа при } \gamma_{b_2} = 0,9 < 1;$$

$$\sigma_{SR} = R_s + 400 - \sigma_{sp} - \Delta\sigma_{sp}.$$

Призначаємо величину попереднього натягнення напруженої арматури ( $\sigma_{sp} = 745$  МПа. Перевіряємо умову (1): при [2]: при  $p = 0,05 \sigma_{sp} = 0,05 \times 745 = 37,25$  МПа

$$\text{Оскільки } \sigma_{SP+p} = 745 + 37,25 = 782,3 \text{ МПа} \leq R_{s,ser} = 785 \text{ МПа}$$

$$\sigma_{SP-p} = 745 - 37,25 = 707,8 \text{ МПа} \geq 0,3 R_{s,ser} = 0,3 \times 785 = 235,5 \text{ МПа}$$

Отже умова (1) виконується.

Попереднє напруження при сприятливому впливі, з урахуванням точності натягнення арматури буде рівне:

$$\sigma_{SP}(1 - \Delta\gamma_{sp}) = 745(1 - 0,1) = 670,5 \text{ МПа, где } \Delta\gamma_{sp} = 0,1 \text{ згідно з п. 1.27 [2]}$$

Значення  $\sigma_{sp}$  вводиться в розрахунок з коефіцієнтом точності натягнення арматури  $\gamma_{sp}$

$$\gamma_{sp} = 1 - \Delta\gamma_{sp} = 1 - 0,1 = 0,9$$

$$\text{Де } \Delta\gamma_{sp} = 0,1 \text{ згідно з п. 1.27 [2]}$$

Попередня напруга з урахуванням точності натягнення:

$$\sigma_{sp} = 0,9 \times 745 = 670,5 \text{ МПа.}$$

За умови, що повні втрати складають приблизно 30% початкової попередньої напруги, останнє з урахуванням повних втрат буде рівне:

$$\sigma_{sp} = 0,7 \times 670,5 = 469,35 \text{ МПа.}$$

По формулі:

$$\Delta\sigma_{sp} = 1500 \frac{\sigma_{sp}}{R_s} - 1200 = 1500 \frac{670,5}{680} - 1200 = 279,04 \text{ МПа}$$

де  $\sigma_{sp}$  приймається при коефіцієнті  $\gamma_{sp} < 1$  з урахуванням втрат:

$$\sigma_{SR} = 680 + 400 - 469,35 - 279,04 = 331,61 \text{ МПа;}$$

$$\xi_R = \frac{0,767}{1 + \frac{331,61}{500} \left(1 - \frac{0,767}{1,1}\right)} = 0,677.$$

Оскільки  $\xi = 0,09 < 0,5\xi_R = 0,5 \times 0,677 = 0,339$ , то згідно з п. 3.7, коефіцієнт  $\gamma_s$  вище за умовну межу плинності можна прийняти  $\gamma_s \sigma = \eta = 1,2$

Обчислюємо необхідну площу перерізу розтягнутої арматури за формулою:

$$A_s = \frac{M}{\gamma_{s6} R_s \zeta h_0} = 47080000 / (1,2 \times 680 \times 0,955 \times 190) = 318,88 \text{ мм}^2$$

Приймаємо: 6Ø10А 600с ( $A_s = 471 \text{ мм}^2$ )

При  $n_p = 6$  - кількість стержнів

$$\Delta\gamma_{sp} = 0,5 \frac{37,25}{745} \left(1 + \frac{1}{\sqrt{6}}\right) = 0,035.$$

Тоді  $\gamma_{sp} = 1 - \Delta\gamma_{sp} = 1 - 0,035 = 0,965$ ;

$$\Delta\sigma_{sp} = 1500 \frac{0,965 \times 745}{680} - 1200 = 385,86 \text{ МПа;}$$

$\sigma_{sp} = 0,7 \times 0,965 \times 748 = 505,27 \text{ МПа;}$

$\sigma_{SR} = 680 + 400 - 505,27 - 385,86 = 188,87 \text{ МПа;}$

Перевіряємо умову:  $\gamma_{s6} = \eta - (\eta - 1) \left(2 \frac{\xi}{\xi_R} - 1\right) \leq \eta.$

$$\gamma_{s6} = 1,2 - (1,2 - 1) \left(2 \frac{0,09}{0,677} - 1\right) = 1,35 > \eta = 1,2.$$

Отже,  $\gamma_s = 1,2$  і прийнята площа арматури залишається без зміни. Максимальна відстань між напружуваними стержнями приймається близько 600 мм, що відповідає вимозі п. 5.20 [11] при  $M_{сгс} > 0,8 M$ .

Розрахунок по міцності перерізу, похилого до подовжньої осі плити.

Розрахунок міцності похилих перерізів виконується згідно з п. 3.29...3.31 [11].

Поперечна сила  $Q = 33,81$  кН.

$q_l = q = 12,14$  кН/м.

Заздалегідь припорні ділянки плити армуєм відповідно до конструктивних вимог п. 5.27 [11]. Для цього з кожного боку плити встановлюємо по чотири каркаси завдовжки  $l/4$  з поперечними стержнями  $\varnothing 4$  Вр-I, крок яких  $s = 10$  см.

$s \leq \frac{h}{2}$  или  $s \leq 150$  мм).

Перевіряємо умову забезпечення міцності по похилій смузї між похилими тріщинами:

$$Q \leq 0,3 \varphi_{w1} \varphi_{b1} R_b b h_0.$$

Коефіцієнт, що враховує вплив хомутив,  $\varphi_{w1} = 1 + 5\alpha\mu_w \leq 1,3$ ,

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{19 \times 10^4}{27 \times 10^3} = 7,04.$$

Коефіцієнт поперечного армування :

$$\mu_w = \frac{A_{sw}}{b \cdot s}; \quad A_{sw} = 0,5 \text{ см}^2 (4\varnothing 4 \text{ Вр-I}); \quad \mu_w = \frac{0,5}{37,7 \times 10,0} = 0,0013;$$

$$\varphi_{w1} = 1 + 5 \times 7,08 \times 0,0013 = 1,05 < 1,3.$$

Коефіцієнт  $\varphi_{b1} = 1 - \beta \gamma_{b2} R_b = 1 - 0,01 \times 0,9 \times 10,35 = 0,9$ , де  $\beta = 0,01$  для важкого бетону.

$$Q = 25,3 \text{ кН} < 0,3 \times 1,05 \times 0,9 \times 0,9 \times 11,5 \times 37,7 \times 19 \times 100 = 210179 \text{ Н} = 210,2 \text{ кН}.$$

Отже, розміри поперечного перерізу плити достатні.

Перевіряємо необхідність постановки розрахункової поперечної арматури з умови:

$$Q \leq \varphi_{b3} (1 + \varphi_f + \varphi_n) \gamma_{b2} R_{bt} b h_0.$$

Коефіцієнт  $\varphi_{b3} = 0,6$  для важкого бетону.

Перевіряємо умову

$$2,5 R_{bt} b h_0 = 2,5 \times 0,81 \times 377 \times 190 = 145,1 \text{ кН} \geq Q = 33,81 \text{ кН} \text{ тобто умова виконується.}$$

Перевіряємо умову, приймаючи спрощено  $Q_{b1} = Q_{b,\min}$  и  $c = 2,5$ ;  
 $h_0 = 2,5 \times 0,19 = 0,475 \text{ м.}$

Знаходимо зусилля обтискання від розтягнутої арматури:

$$P = 0,7 \sigma_{sp} A_{sp} = 0,7 \times 745 \times 471 = 245,6 \text{ кН}$$

Обчислюємо:

$$\varphi_n = \frac{0,1 \times P}{(R_{bt} b h_0)} = 0,1 \times 245600000 / (0,81 \times 377 \times 190) = 0,423 \leq 0,5$$

$$\text{тоді } Q_{b,\min} = \varphi_{b3} (1 + \varphi_n) R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 0,6 (1 + 0,361) \cdot 0,81 \cdot 377 \cdot 190 = 47,38 \text{ кН}$$

$$Q_{b1} = Q_{b,\min} = 47,38 \text{ кН}$$

Оскільки  $Q = Q_{\max} - q l \times c = 33,81 - 12,14 \times 0,475 = 28,04 \text{ кН}$ , , отже для міцності похилих перерізів за розрахунком арматури не вимагається. Поперечна арматура ставиться по конструктивних вимогах.

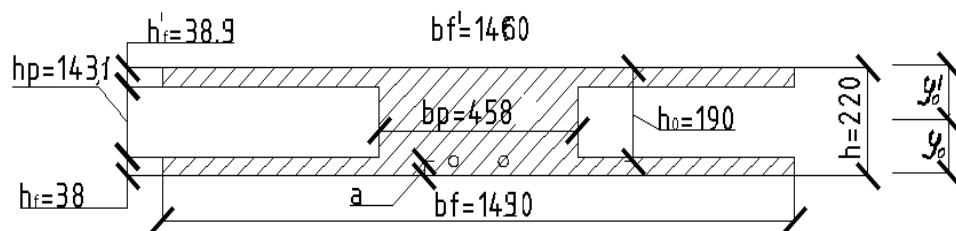


Рисунок 2.4 – Розрахунковий переріз плити для розрахунків по другій групі граничних станів

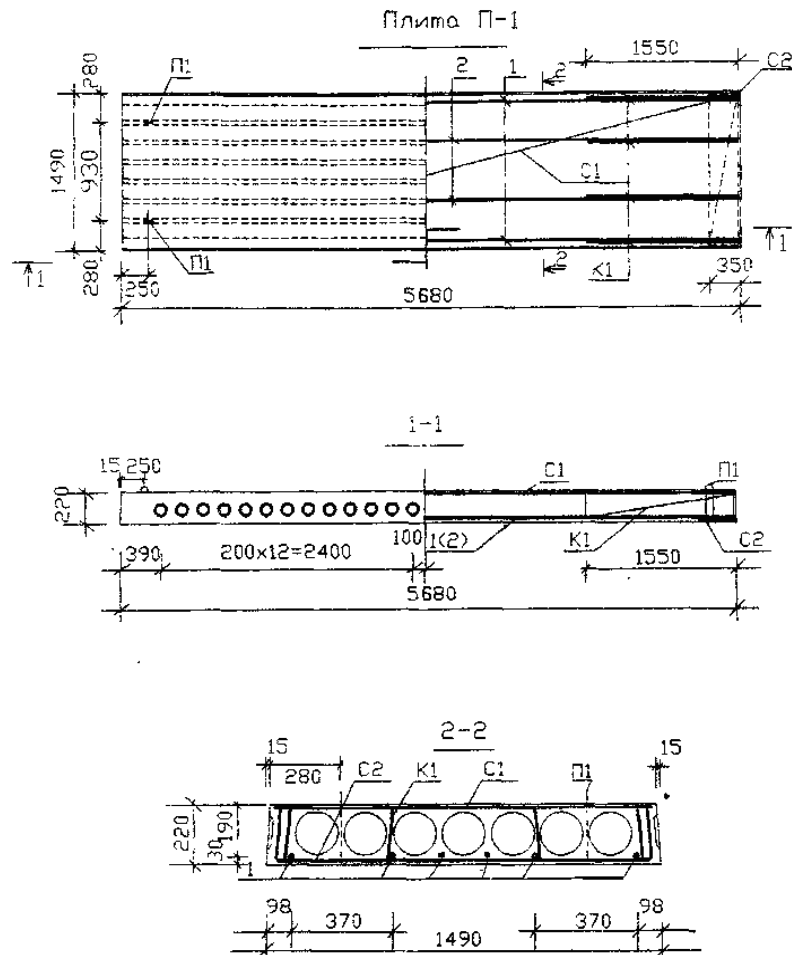


Рисунок 2.5 – Плита П-1

Розрахунок плити по граничних станах другої групи.

Згідно з таблицею 2 [11], круглопустотна плита експлуатується в закритому приміщенні і армується напруженою арматурою класу А 600с діаметром 10мм і повинна задовольняти 3-ій категорії вимог по тріщиностійкості, тобто допускається нетривале розкриття тріщин шириною  $a_{cr1}=0,4\text{мм}$ , і тривале  $a_{cr2}=0,3\text{мм}$ . Прогин плити від дії постійних і тривало діючих навантажень не повинен перевищувати  $f_n=30,7\text{мм}$  (по таблиці 19 [11]).

Обчислюємо геометричні характеристики перерізу плити :

Площа приведенного перерізу

$$:A_{red}=b_f'h_f'+bh_p+b_f h_f+\alpha A_{sp}=\$$

$$=1460\times 38,9+458\times 143,1+1490\times 38+7,04\times 402=1817,84\times 10^2\text{мм}^2.$$

$$S_{red}=b_f'h_f'(h-0.5 h_f')+bh_p(h_f+0.5h_p)+0.5 b_f h_f^2+\alpha A_{sp}a=\$$



$$=1460 \times 38,9(220-0,5 \times 38,9)+458 \times 143,1(38+0,5 \times 143,1)+0,5 \times 1490 \times 38^2+7,04 \times 24=1971,36 \times 10^4 \text{ мм}^3.$$

$$y_0 = S_{\text{red}} / A_{\text{red}} = 1971,36 \times 10^4 \text{ мм}^3 / 1817,84 \times 10^2 \text{ мм}^2 = 108,5 \text{ мм}.$$

$$y_0' = h - y_0 = 220 - 108,5 = 111,5 \text{ мм}.$$

Момент інерції :

$$I_{\text{red}} = b_f' h_f'^3 / 12 + b_f' h_f' (y_0' - 0,5 h_f')^2 + b h_p^3 / 12 + b h_p (y_0 - h_f - 0,5 h_p)^2 + b_f h_f^3 / 12 + b_f h_f \times (y_0 - 0,5 h_f)^2 + \alpha A_{\text{sp}} (y_0 - a)^2.$$

$$I_{\text{red}} = 1460 \times 38,9^3 / 12 + 1460 \times 38,9 (111,5 - 0,5 \times 38,9)^2 + 458 \times 143,1^3 / 12 + 458 \times 143,1 \times (108,5 - 38 - 0,5 \times 143,1)^2 + 1490 \times 38^3 / 12 + 1490 \times 38 (108,5 - 0,5 \times 38)^2 + 7,04 \times 402 \times (108,5 - 24)^2 = 1080,86 \times 10^6 \text{ мм}^4.$$

Момент опору :

$$W_{\text{red}}^{\text{inf}} = I_{\text{red}} / y_0 = 1080,86 \times 10^6 / 108,5 = 996,18 \times 10^4 \text{ мм}^3.$$

$$W_{\text{red}}^{\text{sup}} = I_{\text{red}} / y_0' = 1080,86 \times 10^6 / 111,5 = 969,38 \times 10^4 \text{ мм}^3.$$

По таблиці 38 (5) знаходимо коефіцієнт  $\gamma = 1,5$

$$W_{\text{pl}}^{\text{inf}} = \gamma W_{\text{red}}^{\text{inf}} = 1,5 \times 996,18 \times 10^4 = 1494,27 \times 10^4 \text{ мм}^3.$$

$$W_{\text{pl}}^{\text{sup}} = \gamma W_{\text{red}}^{\text{sup}} = 1,5 \times 969,38 \times 10^4 = 969,38 \times 10^4 \text{ мм}^3.$$

Визначення втрат.

Перші втрати визначаємо по таблиці 5 [11] поз.1-6.

Коефіцієнт точності натягнення арматури  $\sigma_p = 1$ . Втрати від релаксації напруги в арматурі при електротермічному способі натягнення:

$$\gamma_{\text{sp}} = 0,03 \cdot 745 = 22,35 \text{ МПа}$$

Втрати від температурного перепаду між натягнутою арматурою і опорами :  
 $\sigma_2 = 1,25 \times 65 = 81,25 \text{ МПа}$

Інші втрати  $\sigma_3, \sigma_4, \sigma_5$  - відсутні.

Таким чином зусилля обтискання  $P_1$  з урахуванням втрат по поз. 1-5 таблиць 5 [11] рівне:  $P_1 = A_s \cdot (\sigma_{\text{sp}} - \sigma_1 - \sigma_2) = 471 \cdot (745 - 22,35 - 81,25) = 257,84 \text{ кН}$

Точка прикладення зусилля  $P_1$  співпадає з центром тяжіння перерізу напруженої арматури, по цьому:  $e_{\text{op}} = y_0 - a = 108,5 - 30 = 78,5 \text{ мм}$

Визначаємо втрати від швидко натікаючої повзучості бетону, для чого обчислюємо напругу в бетоні в середині прольоту від дії сили  $P_1$  і моменту  $M_w$ , що вигинає, від власної маси плити.

Навантаження від власної маси плити рівне  $q_w=3,0 \times 1,5=4,5 \text{ кН/м}$ , тоді

$$M_w = q_w l_0^2 / 8 = 4,5 \times 5,57^2 / 8 = 17,45 \text{ кНм}$$

Напруга на рівні розтягнутої арматури  $\sigma_{bp}$  (тобто  $y = e_{op} = 78,5$ ) буде рівна:

$$\sigma_{bp} = \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{(P_1 \cdot e_{op} - M_w) y}{I_{red}} = (257,84 \times 10^3) / (1817,84 \times 10^2) + (257,84 \times 10^3 \times 78,5 -$$

$$17,45 \times 10^6) \times 78,5 / (1080,86 \times 10^6) = 1,76 \text{ МПа}$$

Напруга на рівні крайнього стислого волокна

$$\sigma_{bp}' \text{ (тобто. при } y = h - y_0 = 220 - 108,5 = 111,5 \text{ мм)}$$

$$\sigma_{bp}' = (257,84 \times 10^3) / (1817,84 \times 10^2) - (257,84 \times 10^3 \times 78,5 - 17,45 \times 10^6) \times 111,5 / (1080,86 \times 10^6) = 0,97 \text{ МПа.}$$

Призначаємо додаткову міцність  $R_{bp} = 20 \text{ МПа}$

( $R_{b,ser}^{(p)} = 15 \text{ МПа}$ ,  $R_{bt,ser}^{(p)} = 1,4 \text{ МПа}$ ) що задовольняє вимогам.

Втрати від швидко натікаючої повзучості бетону будуть рівні:

- на рівні розтягнутої арматури

$$\alpha = 0,25 + 0,025 R_{bp} = 0,25 + 0,025 \times 20 = 0,75 \leq 0,8$$

$$\text{Оскільки } \sigma_{bp} / R_{bp} = 1,76 / 20 = 0,088 \leq \alpha = 0,75,$$

$$\text{то } \sigma_6 = 40 \times 0,85 (\sigma_{bp} / R_{bp}) = 40 \times 0,85 \times (1,76 / 20) = 2,99 \text{ МПа.}$$

(коефіцієнт 0,85 - враховує теплову обробку при твердненні бетону)

- на рівні крайнього стислого волокна  $\sigma_6' = 40 \times 0,85 (0,97 / 20) = 1,65 \text{ МПа.}$

Перші втрати складуть:  $\sigma_{los1} = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_6 = 22,35 + 81,25 + 2,99 + 106,6 \text{ МПа.}$

Тоді зусилля обтискання з урахуванням перших втрат

$$P_1 = A_{sp} \cdot (\sigma_{sp} - \sigma_{los1}) = 471 (745 - 106,6) = 256,64 \text{ кН.}$$

Визначаємо максимальне стискує зусилля в бетоні від дії сили  $P_1$ , без урахування власної маси, приймаємо  $y = y_0 = 108,5 \text{ мм}$ ,

$$\sigma_{bp} = \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{P_1 \cdot e_{op} y}{I_{red}} = \frac{256,64 \cdot 10^3}{1817,84 \cdot 10^2} + \frac{256,64 \cdot 10^3 \times 84,5 \times 108,5}{1080,86 \cdot 10^6} = 3,59 \text{ МПа}$$

Оскільки  $\sigma_{bp}/R_{bp}=3,59/20=0,18 \leq 0,95$ , вимоги п. 1.29 [11] задовольняються.

Визначаємо другі втрати попередньої напруги по позиції 8 і 9 табл.5 [11].

Втрати від осадки важкого бетону :  $\sigma_8 - \sigma_8' = 35 \text{ МПа}$ .

Напруга від дії сили  $P_1$  і моменту  $M_w$ , що вигинає, буде рівна:

$$\sigma_{bp} = \frac{256,64 \cdot 10^3}{1817,84 \cdot 10^2} + \frac{(256,64 \cdot 10^3 \times 84,5 - 17,45 \cdot 10^6) 84,5}{1080,86 \cdot 10^6} = 1,74 \text{ МПа}$$

$$\sigma_{bp}' = \frac{256,64 \cdot 10^3}{1817,84 \cdot 10^2} - \frac{(256,64 \cdot 10^3 \times 84,5 - 17,45 \cdot 10^6) 111,5}{1080,86 \cdot 10^6} = 0,97 \text{ МПа}$$

Так як  $\sigma_{bp}/R_{bp} \leq 0,75$  та  $\sigma_{bp}'/R_{bp} \leq 0,75$ , то  $\sigma_9 = 150 \alpha (\sigma_{bp}/R_{bp}) = 150 \times 0,85 (1,74/20) = 11,09 \text{ МПа}$

$$\sigma_9' = 150 \times 0,85 (0,97/20) = 6,18 \text{ МПа}$$

Тоді другі втрати будуть рівні:

$$\sigma_{loc2} = \sigma_8 + \sigma_9 = 35 + 11,09 = 46,09 \text{ МПа}$$

Сумарні втрати складатимуть:

$\sigma_{loc} = \sigma_{loc1} + \sigma_{loc2} = 106,6 + 46,09 = 152,7 \text{ МПа} \geq 100 \text{ МПа}$ , тому згідно п. 1.25 [11] втрати не збільшуємо.

Зусилля обтискання з урахуванням сумарних втрат буде рівне:

$$P_2 = A_{sp} \cdot (A_{sp} - \sigma_{loc}) = 471 (745 - 152,7) = 238,1 \text{ кН}$$

Перевірку утворення тріщин в плиті виконуємо по формулах п. 4.5 [11] для з'ясування необхідності розрахунку по ширині розкриття тріщин і виявлення випадку розрахунку по деформаціях.

При дії зовнішніх навантажень у стадії експлуатації максимальна напруга в стислому бетоні рівна:

$$\sigma_{bp} = \frac{P_2}{A_{red}} + \frac{M_{tot} - P_2 e_{op}}{W_{red}^{sup}} = \frac{238,1 \cdot 10^3}{1817,84 \cdot 10^2} + \frac{41,07 \cdot 10^6 - 84,5 \times 238,1 \cdot 10^3}{969,38 \cdot 10^4} = 3,47 \text{ МПа}$$

Тоді  $\phi = 1,6 - A_b / R_{b,ser}^{(p)} = 1,6 - 3,47 / 15 = 1,37 \geq 1$ , приймаємо  $\phi = 1$ , а  $r_{sup} = \phi \times (W_{red}^{inf} / A_{red}) = 1 (996,18 \times 10^4 / 1817,84 \times 10^2) = 54,8 \text{ мм}$ .

Оскільки при дії зусилля обтискання  $P_1$  у стадії виготовлення мінімальна напруга в бетоні (у верхній зоні) рівна:

$$\frac{P_1}{A_{red}} - \frac{P_1 \cdot e_{op} - Mw}{W_{red}^{sup}} = \frac{256,64 \cdot 10^3}{1817,84 \cdot 10^2} - \frac{256,64 \cdot 10^3 \times 84,5 - 17,45 \cdot 10^6}{969,38 \cdot 10^4} = 0,97 \text{ МПа} \geq 0,$$

тобто буде таким, що стискує, отже верхні початкові тріщини не утворюються.

Згідно п. 4.5 [11] приймаємо:

$$M_r = M_{tot} = 41,07 \text{ кНм.}$$

$$M_{rp} = P_2(e_{op} + r_{sup}) = 238,1 \times 10^3 (84,5 + 54,8) = 33,17 \text{ кНм.}$$

$$M_{crc} = R_{bt,ser}^{(p)} W_{pl}^{inf} + M_r = 1,4 \times 1494,27 \times 10^4 + 33,17 \times 10^6 = 54,1 \text{ кНм.}$$

Так як  $M_{crc} = 54,1 \text{ кНм} \geq M_r = 41,07 \text{ кНм}$ , то тріщини в нижній зоні не утворюються, тобто не потрібен розрахунок ширини розкриття тріщин.

Розрахунок прогину плити виконуємо за умови відсутності тріщин в розтягнутій зоні бетону.

Знаходимо кривизну від дії постійних і тривалих навантажень ( $M = M_1 = 37,32 \text{ кНм}$ ,  $\varphi_{b1} = 0,85$ ,  $\varphi_{b2} = 2$ )

$$\left(\frac{I}{r}\right)_2 = \frac{M \varphi_{b2}}{\varphi_{b1} E_b I_{red}} = \frac{37,32 \cdot 10^6 \times 2}{0,85 \times 27000 \times 1080,86 \cdot 10^6} = 3,01 \cdot 10^{-6} \text{ мм}^{-1}.$$

Прогин плити без урахування вигину від усадки бетону при попередньому обтисканні буде рівний:

$$f = \left(\frac{I}{r}\right) \vartheta_m l_0^2 = 3,01 \cdot 10^{-6} \left(\frac{5}{45}\right) \times 5570^2 = 10 \text{ мм} = 1 \text{ см} \leq f_u = 3,07 \text{ см.}$$

Це означає, що прогин допустимий.

## 2.5 Розрахунок поперечної рами каркасу

### Збір навантажень на поперечну раму

Таблиця 2.2 – Постійне навантаження на  $1\text{ м}^2$  покриття

Елементи покриття	Характеристичні навантаження, $\text{кН/м}^2$	Коефіцієнт надійності по навантаженню	Граничне навантаження, $\text{кН/м}^2$
Покрівля: Шар гравію втопленний в бітум	0,16	1,3	0,208
Тришаровий гідроізоляційний килим	0,09	1,3	0,117
Цементне стягування	0,36	1,3	0,468
Утеплювач - секційнобетонні плити ( $\delta = 120\text{мм}$ , $\vartheta = 4\text{кН/м}^3$ )	0,48	1,3	0,624
Шар керамзитового гравію для ухилу ( $\delta = 150\text{мм}$ , $\vartheta = 4\text{кН/м}^3$ )	0,6	1,3	0,78
Пароізоляція (шар руберойду на бітумній мастиці)	0,03	1,3	0,039
Круглопустотні плити покриття ( $\delta = 120\text{мм}$ , $\vartheta = 25\text{кН/м}^3$ )	3	1,1	3,3
Ригель ( $V = 1,12\text{м}^3$ ; $\vartheta = 25\text{кН/м}^3$ ; проліт - 6м, крок колон 6м) $1,12 \times 25 / (6 \times 6) = 2,33\text{кН/м}^2$	2,33	1,1	2,563
Разом:	–	–	8,01

Постійне навантаження на 1м погонний ригеля покриття при прольоті 6м і кроці колон 6м :

$$g = 8,01 \times 6 = 48,06 \text{кН/м.}$$

Постійне навантаження на 1м погонний ригеля перекриття, при прольоті бм і кроці колон бм :

$$q=8.85 \times 6=53.1 \text{кН/м.}$$

Тимчасове навантаження на 1м погонний ригеля перекриття  $P=1,8 \times 6=10,8 \text{кН/м}$ , у тому числі:  $P_{\text{трив}}=0,36 \times 6=2,16 \text{кН/м}$ .

$$P_{\text{тимч}}=1,44 \times 6=8,64 \text{кН/м.}$$

Таблиця 2.3 – Постійне навантаження на м2 перекриття.

Елементи перекриття	Характеристичні навантаження, кН/м <sup>2</sup>	Коефіцієнт надійності по навантаженню	Граничні навантаження, кН/м <sup>2</sup>
Постійне навантаження на плиту перекриття, включаючи власну вагу.	–	–	6,29
Ригель	–	–	2,563
Разом:	–	–	8,85

Навантаження на 1м<sup>2</sup> погонний від власної маси колон:

$$G=0,4 \times 0,4 \times 25 \times 1,1=4,4 \text{кН/м.}$$

Снігове навантаження.

Для розрахунку поперечної рами приймаємо рівномірно розподілене в обох напрямках навантаження. Для заданого району будівництва (м.Ужгород) визначаємо характеристичне значення навантаження від снігового покриву  $S_0=1,2 \text{кПа}$  (район II ) і відповідно повне характеристичне значення снігового навантаження  $S=S_0 \mu=1,2 \times 1=1,2 \text{кПа}$ .

Коефіцієнт надійності для снігового навантаження  $\gamma_f=1.4$ , тоді граничне навантаження на 1м ригеля рами, з урахуванням класу відповідальності будівлі буде рівна:

$$P_{\text{sn}}=10.1 \text{кН/м.}$$

В тому числі:

$$P_{\text{sn,трив}}=5 \text{кН/м.}$$

$$P_{\text{sn,коротк}}=5 \text{ кН/м.}$$

Вітрове навантаження. Місто Ужгород знаходиться в I вітровому районі по швидкісних натисках вітру. Нормативне значення вітрового тиску рівне  $w_0=0.6\text{кПа}$ .

Для заданого типу місцевості В з урахуванням коефіцієнта (таблиця.6 [5]) набудемо наступних значень вітрового тиску по висоті будівлі:

$$\text{На висоті до 5м - } w_{n1}=0,5 \times 0,6=0,3\text{кПа.}$$

$$\text{На висоті 10м - } w_{n2}=0.65 \times 0.6=0.39\text{кПа.}$$

Обчислюємо значення нормативного тиску вітру на відмітці ригеля рами на розрахунковій схемі, тобто на відмітці  $6,295 \approx 6,300\text{м}$  і на відмітці верху конструкції  $7,5\text{м}$ , по інтерполяції:

$$w_{n3}=0,54 \times 0,6=0,324\text{кПа.}$$

$$w_{n4}=0,575 \times 0,6=0,345\text{кПа.}$$

Змінний по висоті швидкісний натиск вітру, замінюємо рівномірно розподіленим навантаженням, еквівалентним по моменту в закладенні консольної балки завдовжки  $6,3\text{м}$ , :

$$w_n=0,327\text{кПа.}$$

Для визначення вітрового тиску з урахуванням габаритів будівлі знаходимо по додатку 4 [5] аеродинамічний коефіцієнт  $C_1=+0.8$  и  $C_{13}= - 0,4$ . Тоді з урахуванням коефіцієнта надійності по навантаженню  $\gamma_f=1,4$  і кроці колон  $b_m$  отримаємо:

- розрахункове рівномірно розподілене навантаження на колону рами з навітряного боку  $w_1=0,327 \times 0,8 \times 1,4 \times 6=2,2\text{кН/м}$ .

$$\text{- з підвітряного боку } w_2=0,327 \times 0,4 \times 1,4 \times 6=1,1\text{кН/м.}$$

Розрахункове зосереджене вітрове навантаження від тиску вітру на конструкції, що захищають, вище за відмітку  $6,3\text{м}$  :

$$W=\frac{w_{n3}+w_{n4}}{2}(h_4-h_3)(c_1-c_{13})\gamma_f \cdot L \cdot \gamma_n = \frac{(0,324+0,345)}{2}(7,5-6,3)(0,8+0,4)1,4 \cdot 6 \cdot 1=4,05\text{кН}$$

Вихідні дані для розрахунку поперечної рами:

- крок колон в подовжньому напрямі -  $b_m$

- крок колон в поперечному напрямі - 6м.
- число прольотів в поперечному напрямі – 2,
- число поверхів – 2,
- висота поверху - 3,3м.
- клас бетону конструкцій - В35,
- умови тверднення бетону - теплова обробка при атмосферному тиску.
- клас подовжньої робочої арматури – А 400с
- клас поперечної арматури – А 240с

За результатами комплексного розрахунку поперечної рами в ЕОМ приймаємо наступні схеми армування колон і ригелів :

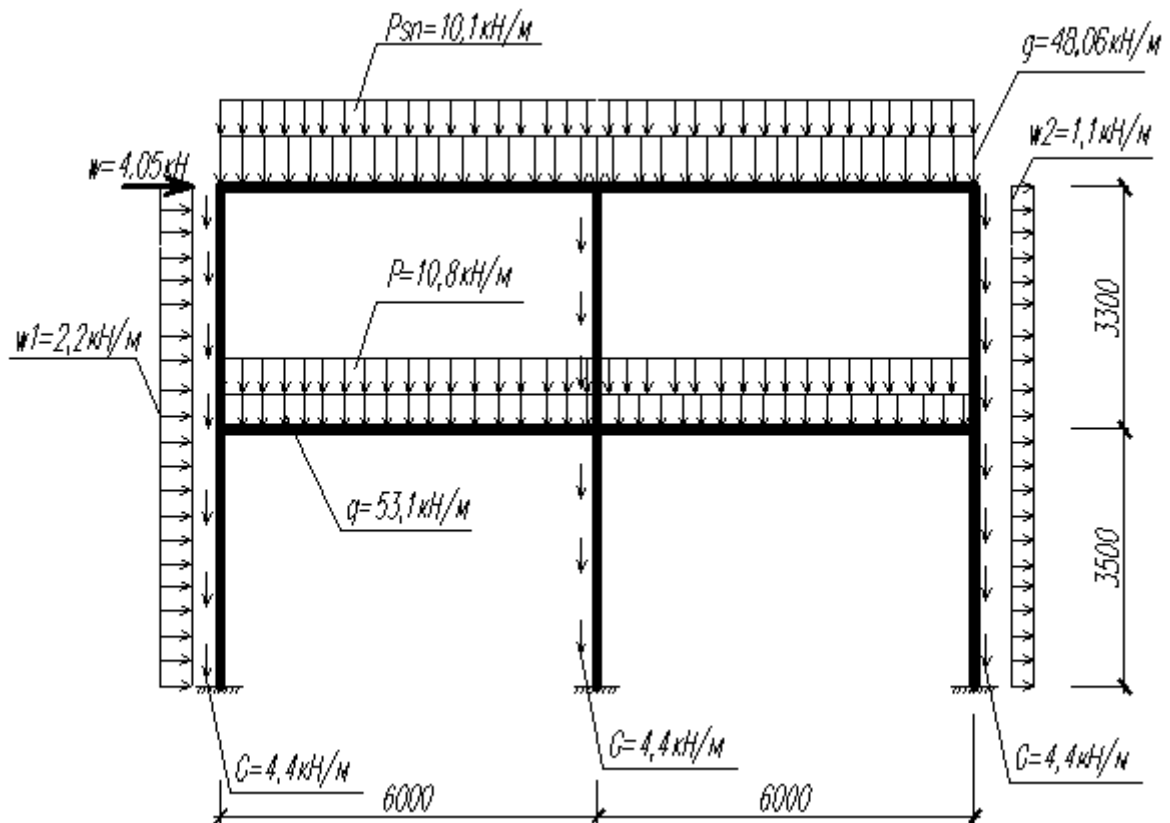


Рисунок 2.6 – Розрахункова схема поперечної рами

- Колона крайнього ряду

Подовжня робоча арматура - симетрична,  $4\varnothing 25\text{A } 400\text{с}$ , розташовані у кутах перерізу колони.



Поперечна арматура -  $\varnothing 8$  А 240с з кроком 350мм

- Колона середнього ряду

Подовжня робоча арматура - симетрична,  $4\varnothing 12$ А 400с , розташовані у кутах перерізу колони

Поперечна арматура -  $\varnothing 8$  А 240с з кроком 350мм

- нерозрізний двох пролітний ригель перекриття

Подовжня робоча арматура у крайніх опор -  $2\varnothing 32$ А 400с

Подовжня робоча арматура на середній опорі -  $2\varnothing 36$ А 400с

Подовжня робоча арматура в прольотах -  $2\varnothing 28$ А 400с

Стисла арматура в прольотах -  $2\varnothing 14$ А 400с

Поперечна арматура -  $\varnothing 10$  А 240с з кроком, на приопорній частині ригеля 150мм

і в прольоті - 250мм

- нерозрізний двох пролітний ригель покриття

Подовжня робоча арматура у крайніх опор - -  $2\varnothing 20$ А 400с

Подовжня робоча арматура на середній опорі -  $2\varnothing 32$ А 400с

Подовжня робоча арматура в прольотах -  $2\varnothing 22$ А 400с

Стисла арматура в прольотах -  $2\varnothing 14$ А 400с

Поперечна арматура -  $\varnothing 10$  А 240с з кроком, на приопорній частині ригеля 150мм

і в прольоті - 250мм.

## **2.6 Аналіз інженерно-геологічних умов майданчика будівництва**

### **2.6.1 Вибір типу фундаментів**

ІГЕ- 1 - насипний ґрунт потужністю 1,1м. Щільність складає  $1,65\text{г/см}^3$ . Вологість  $w=12\%$ . Фізико-механічні властивості не визначаються. Основою бути не може.

ІГЕ- 2 - пісок середньої крупності, в стані середньої щільності, у вологому стані. Потужність шару - 1,7м. Вологість -  $w=13,6\%$ ; щільність  $\rho=1,88\text{г/см}^3$ ;

коефіцієнт пористості –  $e=0,61$ . Категорія ґрунту за сейсмічними властивостями - II. Умовний розрахунковий опір -  $R_0=200\text{кПа}\geq 100\text{кПа}$ . Основою фундаменту дрібного будівництва служити може.

ІГЕ- 3 - Суглинок твердий, вологий. У разі аварійного замочування буде в стабільному стані. Потужність шару - 3,5м. Щільність ґрунту -  $\rho=1.85\text{г/см}^3$ ; коефіцієнт пористості -  $e=0,65$ ; модуль загальної деформації -  $E=20,6\text{МПа}$ . Категорія ґрунту за сейсмічними властивостями - II. Умовний розрахунковий опір  $R_0=257\text{кПа}\geq 100\text{кПа}$ . Основою фундаментів дрібного будівництва служити може. Основою свайного фундаменту служити може.

ІГЕ- 4 - Пісок середньої великості, в стані середньої щільності, насичений водою. Потужність шару 2,2м. Щільність ґрунту -  $\rho=2,00\text{г/см}^3$ ; коефіцієнт пористості -  $e=0,65$ ; модуль загальної деформації -  $E=31,8\text{МПа}$ . Категорія ґрунту за сейсмічними властивостями - III. Основою пальового фундаменту являтися не може, оскільки мала потужність шару і ґрунт насичений водою.

ІГЕ- 5 - Глина тугопластична, насичена водою, знаходиться в стабільному стані. Потужність шару 3,9м. Щільність ґрунту -  $\rho=2,01\text{г/см}^3$ ; коефіцієнт пористості -  $e=0,723$ ; Категорія ґрунту за сейсмічними властивостями - III. Умовний розрахунковий опір  $R_0=330\text{кПа}\geq 100\text{кПа}$ . Основою пальового фундаменту служити може.

ІГЕ- 6 - Супісок твердий, насичений водою. Розкрита потужність шару 2,6м. Щільність ґрунту -  $\rho=2,10\text{г/см}^3$ ; коефіцієнт пористості -  $e=0,57$ ; Категорія ґрунту за сейсмічними властивостями - II. Умовний розрахунковий опір  $R_0=280\text{кПа}\geq 100\text{кПа}$ . Основою пальового фундаменту служити може.

Висновки: за основу фундаментів дрібного заставляння приймаємо ІГЕ- 2 - пісок середньої крупності. За основу пальового фундаменту приймаємо ІГЕ 5 і ІГЕ- 6. Категорію ґрунтів будівельного майданчика приймаємо - III, керуючись ДБН В.1.1-12:2006

Розрахункова сейсмічність майданчика - 7 балів.

## 2.7 Визначення розмірів підшви фундаментів

### 2.7.1 Фундамент колони крайнього ряду

За результатами статичного розрахунку поперечної рами каркаса в ЕОМ, визначаємо найбільш несприятливе основне поєднання зусиль в перерізі колони на зрізі фундаменту, а також розраховуємо зусилля при дії сейсмічного навантаження, для цього складаємо особливе поєднання зусиль:

Для фундаментів крайнього ряду.

$$N_{\text{особ.}} = N_{\text{П}}0,9 + N_{\text{снл}}0,85 + N_{\text{сн,кр}}0,5 + N_{\text{вр.дл.}}0,85 + N_{\text{вр.кр.}}0,5 + N_{\text{сейс}} = 308,5 \cdot 0,9 + 13,4 \cdot 0,85 + 13,4 \cdot 0,5 + 6,1 \cdot 0,85 + 24,3 \cdot 0,5 + 14,7 = 327,8 \text{ кН}$$

$$M_{\text{особ.}} = M_{\text{П}}0,9 + M_{\text{снл}}0,85 + M_{\text{сн,кр}}0,5 + M_{\text{вр.дл.}}0,85 + M_{\text{вр.кр.}}0,5 + M_{\text{сейс}} = -24,1 \cdot 0,9 + 0,6 \cdot 0,85 + 0,6 \cdot 0,5 - 1,2 \cdot 0,85 - 4,8 \cdot 0,5 - 33 = -57,3 \text{ кНм}$$

$$F_{\text{особ.}} = F_{\text{П}}0,9 + F_{\text{снл}}0,85 + F_{\text{сн,кр}}0,5 + F_{\text{вр.дл.}}0,85 + F_{\text{вр.кр.}}0,5 + F_{\text{сейс}} = 20,3 \cdot 0,9 - 13,4 \cdot 0,85 - 0,5 \cdot 0,5 + 1 \cdot 0,85 + 4,1 \cdot 0,5 + 15,4 = 35,9 \text{ кН}$$

Для фундаменту середнього ряду

$$N_{\text{особ.}} = 686,6 \cdot 0,9 + 33,1 \cdot 0,85 + 33,1 \cdot 0,5 + 13,8 \cdot 0,85 + 55,1 \cdot 0,5 + 0 = 701,9 \text{ кН}$$

$$M_{\text{особ.}} = -37,8 \text{ кНм}$$

$$F_{\text{особ.}} = 19,6 \text{ кН.}$$

Таблиця 2.4 - Розрахункові навантаження перерізу фундаменту колони крайнього ряду

Переріз колони, мм	Відмітка низу колони	Навантаження від фундаментної балки, кН	Розрахункові навантаження на фундамент по I групі граничних станів			
			Поєднання навантажень	NI, кН	MI, кНм	FI, кН
400×400	-1,100	96,0	1(основний)	- 394,2	- 46,3	36,6
			2(сейсміка)	- 327,8	- 57,3	39,4

Визначаємо величину ексцентриситету навантаження від фундаментної балки

$$e = 400/2 + 250/2 + 20 = 350 \text{ мм.}$$

Визначаємо навантаження від фундаментної балки для розрахунків по I і II групам граничних станів по формулах:

$$N_{\text{фб I}} = \rho_{\text{фб}} \gamma_n \gamma_f$$

$$N_{\text{фб II}} = \rho_{\text{фб}} \gamma_n$$

$$N_{\text{фб I}} = 96,0 \times 1 \times 1,1 = 105,6 \text{ кН,}$$

$$N_{\text{фб II}} = 96,0 \times 1 = 96,0 \text{ кН,}$$

Де,  $\gamma_n = 1$  - коефіцієнт надійності за призначенням для будівель I класу,  $\gamma_f = 1,1$  - коефіцієнт надійності по навантаженню для фундаментної балки.

$\rho_{\text{фб}}$  - навантаження від фундаментної балки.

Визначаємо навантаження для розрахунків по II групі граничних станів при коефіцієнті надійності по навантаженню  $\gamma_f = 1,2$  на верхньому обрізі фундаментів

1. комбінація (поєднання) навантажень

$$N_{\text{II}}' = 394,2/1,2 + 96,0 = 424,5 \text{ кН,}$$

$$M_{\text{II}}' = -46,3/1,2 - 96,0 \times 0,45 = -81,8 \text{ кН*м,}$$

$$F_{\text{II}}' = 36,6/1,2 = 30,5 \text{ кН.}$$

Розрахунок виконуємо для збірних залізобетонних фундаментів серії 1.020-1/87 під колону перерізом 400×400мм. Глибину заставляння фундаменту приймаємо згідно з конструктивними особливостями каркаса будівлі, тобто при відмітці низу колони -1,100м і висоті фундаменту  $H_{\text{ф}}=900$ мм з глибиною стакана 650мм, отримуємо, з урахуванням видалення верхнього рослинного шару ґрунту завтовшки 200мм, глибину заставляння  $d=950$  і відмітку підшви фундаменту  $FL = -1,400$ м.

При виборі збірного фундаменту так само була врахована нормативна глибина сезонного промерзання ґрунту для м.Ужгород  $d_{\text{фн}} = 0,8$  м Розрахункова глибина промерзання ґрунту рівна:  $d_{\text{ф}} = K_{\text{н}} \cdot d_{\text{фн}} = 0,7 \times 0,8 = 0,56$  м, де  $K_{\text{н}} = 0,7$  - коефіцієнт тепловий режим будівлі, що враховує.

Розміри основи фундаменту визначають виходячи наступних умов

$$P_{\text{ср}} = N_{\text{II}} / b l + \gamma_{\text{mt}} d < R ; \quad (3.1)$$

$$P_{\text{max}} = N_{\text{II}} / b l + \gamma_{\text{mt}} d + M_{\text{II}} / W < 1.2 R ; \quad (3.2)$$

$$P_{\text{min}} = N_{\text{II}} / b l + \gamma_{\text{mt}} d - M_{\text{II}} / W > 0 ; \quad (3.3)$$

Тут  $W = b l^2 / 6$  - момент опору основи фундаменту,

$\gamma_{\text{mt}} = 20 \dots 22 \text{ кН/м}^3$  - середнє зважене значення питомої ваги бетону фундаменту і ґрунту на його обрізах

$N_{\text{II}}$  і  $M_{\text{II}}$  - навантаження, приведені до відмітки підшви фундаменту

Оскільки величина тиску під підшвою фундаменту ( $P$ ) і величина розрахункового опору ґрунту ( $R$ ) залежать від розмірів під підшвою фундаменту ( $b$ ,  $l$ ), то рекомендуються наступні методи визначення розмірів підшви фундаменту.

1. Графоаналітичний метод
2. Рішення квадратного рівняння відносно розмірів основи фундаменту.
3. Підбір розмірів основи фундаменту.

Відношення  $b/l$  має бути не менше 0,6. В даному випадку  $b=l$  отже відношення  $b/l=1,0$ .

Визначаємо навантаження на відмітці основи фундаменту  $FL$

$$N_{\text{II}} = 424,5 \text{ кН,}$$

$$M_{\text{II}} = -81,8 + 30,5 \times 1,1 = -48,25 \text{ кН м,}$$

Приймаємо характеристики ІГЕ- 2:

$$\phi_{\text{II}} = 36^{\circ}, C = 14, E = 34 \text{ МПа, } R_0 = 200 \text{ кПа, } \gamma_{\text{II}} = 18,8 \text{ кН/м}^3.$$

Заздалегідь приймаємо площу основи фундаменту

$$A = N_{\text{II}} / (R_0 - \gamma_{\text{mt}} d) = 424,5 / (200 - 18,8 \times 0,95) = 2,33 \text{ м}^2.$$

Приймаємо  $a=b = \sqrt{2,33} = 1,52 \text{ м}$  Приймаємо  $a=b = 1,5 \text{ м}$ , уточнюємо величину розрахункового опору ґрунту по формулі:

$$R = (\gamma_{c1} \gamma_{c2} / K) (M \gamma K_z b \gamma_{\text{II}} + M_q d_1 \gamma_{\text{II}}' + M_c C_{\text{II}})$$

$$\text{де } \gamma_{c1} = 1,4,$$

$$\gamma_{c2} = 1,0, \text{ для будівель з гнучкою конструктивною схемою;}$$

$K_Z = 1,0$ , т. до. ширина фундаменту  $b < 10$  м;

$K = 1,1$ , т. к. СП и фП визначені по таблицях;

$\gamma_{II} = 18,8$  кН/м<sup>3</sup>;  $d_1 = d = 0,95$  м;

$\phi_{II} = 36^0$ :  $M_\gamma = 1,81$ ,  $M_q = 8,24$ ,  $M_c = 9,97$

$R = (1.4 \times 1.4 / 1.1) (1,81 \times 1.0 \times 1,5 \times 19,7 + 8,24 \times 0,95 \times 16.6 + 9,97 \times 1,4) = 350,4$

кПа.

Оскільки величина  $R$  істотно відрізняється від задалегідь прийнятою  $R_0$ , то необхідно уточнити розміри підшви фундаменту

$$A = N_{II} / (R_0 - \gamma_{mt} d) = 424,5 / (350,4 - 19,7 \times 0,95) = 1,28 \text{ м}^2.$$

Приймаємо  $a=b = \sqrt{1,28} = 1,13$  м. Остаточо приймаємо по сортаменту фундамент з розмірами основи - 1500×1500мм.

Уточнюємо величину розрахункового опору ґрунту :

$$R = (1.4 \times 1.4 / 1.1) (1,81 \times 1 \times 1,5 \times 19,7 + 8,24 \times 0,95 \times 16.5 + 9,97 \times 1,4) = 350,4 \text{ кПа.}$$

Визначуваній момент опору основи фундаменту :

$$W = (1,5 \times 1,5^2) / 6 = 0,563 \text{ м}^3$$

Перевіряємо умови (3.1..3.3)

$$R_{ср} = 424,5 / (1,5 \times 1,5) + 19,7 \times 0,95 = 207 \text{ кПа} < R = 350,4 \text{ кПа,}$$

$$R_{max} = 424,5 / (1,5 \times 1,5) + 19,7 \times 0,95 + 48,25 / 0,563 = 292,7 \text{ кПа} < 420,5 \text{ кПа,}$$

$$R_{min} = 424,5 / (1,5 \times 1,5) + 19,7 \times 0,95 - 48,25 / 0,563 = 121,3 \text{ кПа} > 0.$$

Умови розрахунку основ по деформаціях виконуються.

## 2.7.2 Фундамент колони середнього ряду

За результатами статичного розрахунку поперечної рами каркаса в ЕОМ, визначаємо найбільш несприятливе поєднання зусиль в перерізі колони на обрізі фундаменту :

Визначаємо навантаження для розрахунків по II групі граничних станів при коефіцієнті надійності по навантаженню  $\gamma_f = 1,2$  на верхньому обрізі фундаментів

1. комбінація (поєднання) навантажень

$$N_{II}' = 808,7/1,2 = 673,9 \text{ кН},$$

$$M_{II}' = 26,6/1,2 = 22,2 \text{ кН*м},$$

$$F_{II}' = -17,3/1,2 = -14,4 \text{ кН}.$$

Таблиця 2.5 – Навантаження перерізу фундаменту колони середнього ряду

Переріз колони, мм	Відмітка низу колони	Навантаження від фундаментної балки, кН	Розрахункові навантаження на фундамент по I групі граничних станів			
			Поєднання навантажень	NI, кН	MI, кНм	FI кН
400×400	-1,100	96,0	1(основний)	-808,7	26,6	-17,3
			2(сейсміка)	-701,9	-37,8	19,6

Розрахунок виконуємо для збірних залізобетонних фундаментів серії 1.020-1/87 під колону перерізом 400×400мм. Глибину заставляння фундаменту приймаємо згідно з конструктивними особливостями каркаса будівлі, тобто при відмітці низу колони -1,100м і висоті фундаменту  $H_{\phi}=900\text{мм}$  з глибиною склянки 650мм, отримуємо, з урахуванням видалення верхнього рослинного шару ґрунту завтовшки 200мм, глибину заставляння  $d=950\text{мм}$  і відмітку підосви фундаменту  $FL=-1,400\text{м}$ .

При виборі збірного фундаменту так само була врахована нормативна глибина сезонного промерзання ґрунту для м.Ужгород  $d_{fn} = 0,8 \text{ м}$ . Розрахункова глибина промерзання ґрунту рівна:  $d_f = K_h \cdot d_{fn} = 0,7 \times 0,8 = 0,56 \text{ м}$ , где  $K_h = 0,7$ - коефіцієнт тепловий режим будівлі, що враховує.

Визначаємо навантаження на відмітці основи фундаменту FL

$$N_{II} = 673,9 \text{ кН},$$

$$M_{II} = 22,2 \text{ кН м},$$

Заздалегідь приймаємо площу підосви фундаменту

$$A = N_{II} / (R_0 - \gamma_{mt} d) = 673,9 / (200 - 18,8 \times 0,95) = 3,7 \text{ м}^2.$$

Приймаємо  $a=b = \sqrt{3,7} = 1,9 \text{ м}$  Приймаємо  $a=b = 2,1 \text{ м}$ , уточнюємо величину розрахункового опору ґрунту :

$$R = (\gamma_{c1}\gamma_{c2}/K) (M_{\gamma} K_z b \gamma_{\Pi} + M_q d_1 \gamma_{\Pi}' + M_c C_{\Pi})$$

Де  $\gamma_{c1} = 1,4$ ,

$\gamma_{c2} = 1,0$ , для будівель з гнучкою конструктивною схемою;

$K_z = 1,0$ , т. до. ширина фундаменту  $b < 10$  м;

$K = 1,1$ , т. к. СП и фП визначені по таблицях;

$\gamma_{\Pi} = 18,8$  кН/м<sup>3</sup>;  $d_1 = d = 0,95$  м;

$\phi_{\Pi} = 36^{\circ}$ :  $M_{\gamma} = 1,81$ ,  $M_q = 8,24$ ,  $M_c = 9,97$

$$R = (1,4 \times 1,4 / 1,1) (1,81 \times 1,0 \times 2,1 \times 19,7 + 8,24 \times 0,95 \times 16,6 + 9,97 \times 1,4) = 388,5$$

кПа.

Оскільки величина  $R$  істотно відрізняється від заздалегідь прийнятою  $R_0$ , то необхідно уточнити розміри подошви фундаменту

$$A = N_{\Pi} / (R_0 - \gamma_{mt} d) = 673,9 / (388,5 - 19,7 \times 0,95) = 1,8 \text{ м}^2.$$

Приймаємо  $a=b = \sqrt{1,8} = 1,3$  м. Остаточо приймаємо по сортаменту фундамент з розмірами подошви - 1800×1800мм.

Уточнюємо величину розрахункового опору ґрунту :

$$R = (1,4 \times 1,4 / 1,1) (1,81 \times 1 \times 1,8 \times 19,7 + 8,24 \times 0,95 \times 16,5 + 9,97 \times 1,4) = 350,4 \text{ кПа.}$$

Визначуваній момент опору подошви фундаменту :

$$W = (1,8 \times 1,8^2) / 6 = 0,972 \text{ м}^3.$$

Перевіряємо умови (3.1..3.3)

$$R_{\text{ср}} = 673,9 / (1,8 \times 1,8) + 19,7 \times 0,95 = 226,7 \text{ кПа} < R = 369,4 \text{ кПа,}$$

$$R_{\text{max}} = 673,9 / (1,8 \times 1,8) + 19,7 \times 0,95 + 22,2 / 0,972 = 249,5 \text{ кПа} < 443,3 \text{ кПа,}$$

$$R_{\text{min}} = 673,9 / (1,8 \times 1,8) + 19,7 \times 0,95 - 22,2 / 0,972 = 203,8 \text{ кПа} > 0.$$

Умови розрахунку підстав по деформаціях виконуються.

## 2.8 Розрахунок основи на сейсмічне навантаження

Сейсмічність району будівництва м.Ужгород 7 балів, категорія ґрунтів за сейсмічними властивостями - III, отже сейсмічність майданчика будівництва 8 балів, повторюваність землетрусів - 3.



Характеристики ґрунтів основи для розрахунків по І групі граничних станів визначаємо з урахуванням коефіцієнта надійності.

$$\phi_I = \phi / \gamma_{g(\phi)} = 36 / 1.1 = 32,7^\circ ;$$

$$C_I = C / \gamma_{g(c)} = 1,4 / 1.5 = 0,9 \text{ кПа} ;$$

$$\gamma_I = 20 / 0,95 = 19.1 \text{ кН/м}^3 ; \gamma_I' = 17.9 / 0,95 = 17.1 \text{ кН/м}^3 .$$

$$\text{При } \phi_I = 32,7^\circ : F_1 = 27, F_2 = 24, F_3 = 38.$$

### 2.8.1 Фундамент колони крайнього ряду

Визначаємо ординати епюри граничного тиску по формулах:

$$P_o = \xi_q F_1 \gamma_I' d + \xi_c (F_1 - 1) C_I / \text{tg } \phi_I,$$

$$P_b = P_o + \xi_\gamma \gamma_I b (F_2 - k_{eq} F_3),$$

тут  $k_{eq} = 0.4$  при сейсмічності майданчика будівництва 8 балів

$\xi_q = \xi_\gamma = \xi_c$  - коефіцієнти форми для прямокутних фундаментів.

$$\xi_q = 1 + 1.5 b / l = 1 + 1.5 \times 1,5 / 1,5 = 2,5,$$

$$\xi_c = 1 + 0.3 b / l = 1 + 0.3 \times 1,5 / 1,5 = 1,3,$$

$$\xi_\gamma = 1 - 0.25 b / l = 1 - 0.25 \times 1,5 / 1,5 = 0.75.$$

Перевіряємо підстави фундаментів при дії сейсмічного навантаження.

Сейсмічні навантаження на верхній обріз фундаменту :

$$N_I = 327,8 \text{ кН}, M_I = -57,3 \text{ кН}\cdot\text{м}, F_I = 35,9 \text{ кН}.$$

Визначаємо сейсмічне навантаження від ваги фундаменту і ґрунту на його обрізах

$$N_{\phi I} = 1,5 \times 1,5 \times 0,95 \times 20 \times 0,95 \times 1,05 \times 0,9 = 38,4 \text{ кН}.$$

Визначаємо сейсмічне навантаження від ваги фундаментної балки

$$N_{\phi б I} = 96 \times 0,95 \times 1,1 \times 0,9 = 90,3 \text{ кН}$$

Визначаємо сейсмічне навантаження на основу

$$N_a = 327,8 + 38,4 + 90,3 = 456,5 \text{ кН}.$$

Визначаємо величину моменту, що вигинає, на відмітці підшови фундаменту при сейсмічних діях

$$M_a = -57,3 + 35,9 \times 1,2 + 90,3 \times 0,45 = 26 \text{ кН м.}$$

Тоді ексцентриситет розрахункового сейсмічного навантаження

$$e_a = M_a / N_a = 26,4 / 456,5 = 0,06 \text{ м.}$$

При  $e_a = 0,06 \text{ м} \leq b / 6 = 1,5 / 6 = 0,25 \text{ м}$ , отже не буде відриву підшви фундаменту.

Визначаємо ширину умовного фундаменту

$$b_c = 1,5 (b - 2 e_a) = 1,5 (1,5 - 2 \times 0,06) = 2,07 \text{ м.}$$

Визначаємо ординати епюри граничного тиску

$$P_o = 2,5 \times 27 \times 17,1 \times 0,95 + 1,3 \times (27 - 1) \times 0,9 / \text{tg } 32,7^\circ = 1143,9 \text{ кПа,}$$

$$P_b = 1143,9 + 0,75 \times 19,1 \times 2,07 \times (24 - 0,4 \times 38) = 1404,8 \text{ кПа.}$$

Перевіряємо умову:

$$P_{\max} = 2 N_a / [3 l (b/2 - e_a)] \leq P_b$$

$$P_{\max} = 2 \times 456,5 / [3 \times 1,5 (1,5/2 - 0,06)] = 294 \text{ кПа} < P_b = 1404,8 \text{ кПа.}$$

Умова виконується.

Визначуваній ексцентриситет епюри граничного тиску:

$$e_u = b (P_b - P_o) / (6 (P_b + P_o)) = 1,5(1404,8 - 1143,9) / (6(1404,8 + 1143,9)) = 0,025 \text{ м}$$

При  $e_a = 0,351 \text{ м} > e_u = 0,042 \text{ м}$  величина вертикальної складової сили граничного опору основи при сейсмічних діях визначається по формулі:

$$N_{u.eq} = b l P_b / (1 + 6 e_a - b) = 1,5 \times 1,5 \times 1404,8 / (1 + 6 \times 0,07 / 1,5) = 2462,9 \text{ кН}$$

Перевіряємо основну умову розрахунку основи при сейсмічних діях

$$N_a < \gamma_{s.eq} \cdot N_{u.eq} / \gamma_n,$$

Тут  $\gamma_{s.eq}$ - сейсмічний коефіцієнт умов роботи, рівний 0,6 для ґрунтів III категорії за сейсмічними властивостями, додатково множимо на 1,15 при повторюваності землетрусів 3,

$$\gamma_n = 1,15 - \text{коефіцієнт надійності для будівель II класу}$$

$$N_a = 456,5 \text{ кН} < 0,6 \times 2462,9 \times 1,15 / 1,15 = 1699 \text{ кН.}$$

Умова виконується.

## 2.8.2 Фундамент колони середнього ряду

Визначаємо ординати епюри граничного тиску по формулах:

$$P_o = \xi_q F_1 \gamma_1' d + \xi_c (F_1 - 1) C_l / \operatorname{tg} \phi_1,$$

$$P_b = P_o + \xi_\gamma \gamma_1 b (F_2 - k_{eq} F_3),$$

Тут  $k_{eq} = 0.4$  при сейсмічності майданчика будівництва 8 балів

$\xi_q = \xi_\gamma = \xi_c$  - коефіцієнти форми для прямокутних фундаментів.

$$\xi_q = 1 + 1.5 b / l = 1 + 1.5 \times 1.8 / 1.8 = 2.5,$$

$$\xi_c = 1 + 0.3 b / l = 1 + 0.3 \times 1.8 / 1.8 = 1.3,$$

$$\xi_\gamma = 1 - 0.25 b / l = 1 - 0.25 \times 1.8 / 1.8 = 0.75.$$

Перевіряємо підстави фундаментів при дії сейсмічного навантаження.

Сейсмічні навантаження на верхній обріз фундаменту :

$$N_I = 701,9 \text{ кН}, \quad M_I = -37,8 \text{ кН}\cdot\text{м}, \quad F_I = 19,6 \text{ кН}.$$

Визначаємо сейсмічне навантаження від ваги фундаменту і ґрунту на перерізі:

$$N_{fI} = 1,8 \times 1,8 \times 0,95 \times 20 \times 0,95 \times 1,05 \times 0,9 = 55,3 \text{ кН}.$$

Визначаємо сейсмічне навантаження на основу

$$N_a = 701,9 + 55,3 = 757,2 \text{ кН}.$$

Визначаємо величину моменту, що вигинає, на відмітці підосви фундаменту при сейсмічних діях

$$M_a = -37,8 + 19,6 \times 1.2 + 55,3 \times 0.45 = 10,6 \text{ кН м}.$$

Тоді ексцентриситет розрахункового сейсмічного навантаження

$$e_a = M_a / N_a = 10,6 / 757,2 = 0.014 \text{ м}.$$

При  $e_a = 0.014 \text{ м} \leq b / 6 = 1,8 / 6 = 0.3 \text{ м}$ , отже не буде відриву підосви фундаменту.

Визначаємо ширину умовного фундаменту

$$b_c = 1.5 (b - 2 e_a) = 1.5 (1,8 - 2 \times 0.014) = 2,66 \text{ м}.$$

Визначаємо ординати епюри граничного тиску

$$P_o = 2.5 \times 27 \times 17.1 \times 0,95 + 1.3 \times (27 - 1) \times 0,9 / \operatorname{tg} 32,7^\circ = 1143,9 \text{ кПа},$$

$$P_b = 1143,9 + 0.75 \times 19.1 \times 2.66 \times (24 - 0.4 \times 38) = 1479,2 \text{ кПа}.$$

Перевіряємо умову:

$$P_{\max} = 2 N_a / [3 l (b/2 - e_a)] \leq P_b$$

$$P_{\max} = 2 \times 757,2 / [3 \times 1,8 (1,8/2 - 0,014)] = 317 \text{ кПа} < P_b = 1479,2 \text{ кПа.}$$

Умова виконується.

Визначуваний ексцентриситет епюри граничного тиску :

$$e_u = b (P_b - P_o) / (6 (P_b + P_o)) = 1,8(1479,2 - 1143,9) / (6(1479,2 + 1143,9)) = 0,038 \text{ м}$$

При  $e_a = 0,014 \text{ м} > e_u = 0,038 \text{ м}$  величина вертикальної складової сили граничного опору основи при сейсмічних діях визначається по формулі:

$$N_{u.eq} = b l P_b / (1 + 6 e_a / b) = 1,8 \times 1,8 \times 1479,2 / (1 + 6 \times 0,014 / 1,8) = 3829,7 \text{ кН}$$

Перевіряємо основну умову розрахунку основи при сейсмічних діях

$$N_a < \gamma_{c.eq} \cdot N_{u.eq} / \gamma_n,$$

тут  $\gamma_{c.eq}$  - сейсмічний коефіцієнт умов роботи, рівний 0.6 для ґрунтів III категорії за сейсмічними властивостями, додатково множимо на 1.15 при повторюваності землетрусів 3,

$$\gamma_n = 1.15 - \text{коефіцієнт надійності для будівель II класу}$$

$$N_a = 757,2 \text{ кН} < 0,6 \times 3829,7 \times 1,15 / 1,15 = 2642 \text{ кН.}$$

Умова виконується.

## 2.9 Визначення осідань фундаментів

### 2.9.1 Фундамент крайнього ряду колон

Середній і додатковий тиск під подошвою фундаменту

$$P = 207 \text{ кПа}, P_0 = P - \sigma_{zgo} = 207 - 15,7 = 191,3 \text{ кПа.}$$

Де,  $\sigma_{zgo} = 16,5 \times 0,95 = 15,7 \text{ кПа}$  - природний тиск на відмітці подошви фундаменту

Визначаємо природний тиск на межі ІГЕ- 2 ІГЕ- 3

$$\sigma_{zg} = 15,7 + 18,8 \times 1,7 = 47,7 \text{ кПа.}$$

Визначаємо природний тиск на межі ІГЕ- 3 ІГЕ- 4

$$\sigma_{zg} = 47,7 + 18,5 \times 3,5 = 112,5 \text{ кПа.}$$

Визначаємо природний тиск на межі ІГЕ- 4 ІГЕ- 5

$$\sigma_{zg} = 112,5 + 20 \times 2,2 = 156,5 \text{ кПа.}$$

Визначаємо природний тиск на межі ІГЕ- 5 ІГЕ- 6

$$\sigma_{zg} = 156,5 + 20,1 \times 3,9 = 234,9 \text{ кПа.}$$

Визначаємо потужність елементарного шару

$$h = 0.2 b = 0.2 \times 1,5 = 0.3 \text{ м}$$

Коефіцієнт, що враховує форму фундаменту  $\eta = 1$

Розрахунок опади ведемо в табличній формі.

Таблиця 2.6 – До розрахунку осідань фундаменту колони крайнього ряду

Z, м	$\zeta = 2Z/b$	$\alpha$	$\sigma_{zp}$ , кПа	$\sigma_{zg}$ , кПа	E, МПа	Шари
0	0	1,000	191,3	15,7	34	ІГЕ- 2
0,3	0,4	0,960	183,6			
0,6	0,8	0,8	153,0			
0,9	1,2	0,606	115,9			
1,2	1,6	0,449	85,9			
1,5	2,0	0,336	64,3			
1,65	2,2	0,297	56,8	47,7		
1,8	2,4	0,257	49,2		20,6	ІГЕ- 3
2,1	2,8	0,201	38,5			
2,4	3,2	0,160	30,6			
2,7	3,6	0,131	25,1			
3,0	4,0	0,108	20,7			
3,3	4,4	0,091	17,4			
3,6	4,8	0,077	14,7	83,8		
3,9	5,2	0,067	12,8			
4,2	5,6	0,058	11,1			
4,5	6,0	0,051	9,8			
4,8	6,4	0,045	8,6			
5,1	6,8	0,04	7,7	112,5		

Нижня межа стискуваної товщі основи знаходиться на глибині  $z = 3,6$  м від подошви фундаменту, де виконується умова:

$$\sigma_{zp} = 14,7 \text{ кПа} < 0.2 \sigma_{zg} = 0.2 \times 83,8 = 16.8 \text{ кПа,}$$

Осідання фундаменту визначаємо методом пошарового підсумовування

$$\sigma_{zpi} h_i$$

$$S = \beta \sum \frac{\sigma_{zpi} h_i}{E_i},$$

$$E_i$$

Визначаємо осідання ІГЕ- 2

$$S_2 = 0.8/34000 [0.3(191.3/2 + 183.6/2) + 0.3(183.6/2 + 153/2) + 0.3(153/2 + 115.9/2) + 0.3(115.9/2 + 85.9/2) + 0.3(85.9/2 + 64.3/2) + 0.15(64.3/2 + 56.8/2)] = 0.005 \text{ м} = 0.5 \text{ см}$$

Визначаємо осідання ІГЕ- 3

$$S_3 = 0.8/20600 [0.15(56.8/2 + 49.2/2) + 0.3(49.2/2 + 38.5/2) + 0.3(38.5/2 + 30.6/2) + 0.3(30.6/2 + 25.1/2) + 0.3(25.1/2 + 20.7/2) + 0.3(20.7/2 + 17.4/2) + 0.3(17.4/2 + 14.7/2)] = 0.002 \text{ м} = 0.2 \text{ см}$$

Визначаємо осідання:

$$S = S_{гп} + S_2 + S_3 = 0.5 + 0.2 = 0.7 \text{ см.}$$

Перевіряємо основну умову розрахунку підстав по деформаціях:

$$S = 0.7 \text{ см} < S_u = 8 \text{ см.}$$

Умова виконується.

## 2.9.2 Фундамент середнього ряду колон

Середній і додатковий тиск під основою фундаменту

$$P = 226.7 \text{ кПа,}$$

$$P_0 = P - \sigma_{zgo} = 226.7 - 15.7 = 211 \text{ кПа.}$$

Де,  $\sigma_{zgo} = 16.5 \times 0.95 = 15.7 \text{ кПа}$  - природний тиск на відмітці основи фундаменту

Визначаємо природний тиск на межі ІГЕ- 2 і ІГЕ- 3

$$\sigma_{zg} = 15.7 + 18.8 \times 1.7 = 47.7 \text{ кПа.}$$

Визначаємо природний тиск на межі ІГЕ 3 і ІГЕ 4

$$\sigma_{zg} = 47.7 + 18.5 \times 3.5 = 112.5 \text{ кПа.}$$

Визначаємо природний тиск на межі ІГЕ 4 і ІГЕ 5

$$\sigma_{zg} = 112,5 + 20 \times 2,2 = 156,5 \text{ кПа.}$$

Визначаємо природний тиск на межі ІГЕ 5 і ІГЕ 6

$$\sigma_{zg} = 156,5 + 20,1 \times 3,9 = 234,9 \text{ кПа.}$$

Визначаємо потужність елементарного шару

$$h = 0,2 b = 0,2 \times 1,5 = 0,3 \text{ м}$$

Коефіцієнт, що враховує форму фундаменту  $\eta = 1$

Розрахунок осідань ведемо в табличній формі.

Таблиця 2.7 – Розрахунок осідань фундаменту колони середнього ряду

Z, м	$\zeta = 2Z/b$	$\alpha$	$\sigma_{zp}$ , кПа	$\sigma_{zg}$ , кПа	E, МПа	Шари
0	0	1,000	211	15,7	34	ІГЕ- 2
0,3	0,4	0,960	202,6			
0,6	0,8	0,8	168,8			
0,9	1,2	0,606	127,9			
1,2	1,6	0,449	94,7			
1,5	2,0	0,336	70,9			
1,65	2,2	0,297	62,6	47,7	20,6	ІГЕ- 3
1,8	2,4	0,257	54,2			
2,1	2,8	0,201	42,4			
2,4	3,2	0,160	33,8			
2,7	3,6	0,131	27,6			
3,0	4,0	0,108	22,8			
3,3	4,4	0,091	19,2			
3,6	4,8	0,077	16,2	83,8		
3,9	5,2	0,067	14,1			
4,2	5,6	0,058	12,2			
4,5	6,0	0,051	10,8			
4,8	6,4	0,045	9,5			
5,1	6,8	0,04	8,4	112,5		

Нижня межа стискуваної товщі основи знаходиться на глибині  $z = 3,6$  м від подошви фундаменту, де виконується умова:

$$\sigma_{zp} = 16,2 \text{ кПа} < 0,2 \sigma_{zg} = 0,2 \times 83,8 = 16,8 \text{ кПа,}$$

Осідання фундаменту визначаємо методом пошарового підсумовування

$$S = \beta \sum \frac{\sigma_{zpi} h}{E_i},$$

Визначаємо осідання ІГЕ- 2

$$S_2 = 0.8/34000[0.3(211/2+202,6/2)+0,3(202,6/2+168,8/2)+0,3(168,8/2+127,9/2)+0,3(127,9/2+94,7/2)+0,3(94,7/2+70,9/2)+0,15(70,9/2+62,6/2)]=0,0054\text{м}=0,54\text{см}$$

Визначаємо осідання ІГЕ- 3

$$S_3 = 0.8/20600[0,15(62,6/2+54,2/2)+0,3(54,2/2+42,4/2)+0,3(42,4/2+33,8/2)+0,3(33,8/2+27,6/2)+0,3(27,6/2+22,8/2)+0,3(22,8/2+19,2/2)+0,3(19,2/2+16,2/2)] = 0,0025\text{м}=0,25\text{см}$$

Визначаємо осідання:

$$S = S_{гп} + S_2 + S_3 = 0.54 + 0.25 = 0,79 \text{ см.}$$

Перевіряємо основну умову розрахунку підстав по деформаціях:

$$S = 0,79 \text{ см} < S_u = 8 \text{ см.}$$

Умова виконується.

## 2.10 Розрахунок тіла фундаменту

### 2.10.1 Фундамент колони крайнього ряду

Початкові дані:

- Клас бетону - В20
- Клас робочої арматури – А 400с
- Максимальний тиск під подошвою -  $P_{\max} = 292,7 \text{ кПа}$
- Мінімальний тиск під подошвою -  $P_{\min} = 121,3 \text{ кПа}$

Визначаємо моменти, що вигинають, в перерізах І-І і ІІ-ІІ.

У перерізі І - І при  $P_{\max} = 292,7 \text{ кПа}$  і  $P_1 = 229,9 \text{ кПа}$  (визначено по інтерполяції для цього перерізу) і  $L = 0,55 \text{ м}$ .

$$M_{II} = bL^2[(2 P_{\max} + P_2)/6] = 1500 \times 300^2[(2 \times 0.2927 + 0.2584)/6] = 19,0 \text{ кНм}$$



У перерізі II - II при  $P_{\max}=292,7\text{кПа}$  і  $P_2=258,4\text{кПа}$  і  $L=0,3\text{м}$ .

$$M_{II}=bL^2[(2 P_{\max} + P_2)/6]=1500 \times 300^2[(2 \times 0.2927 + 0.2584)/6]=19,0\text{кНм}$$

Знаходимо переріз арматури на усю ширину фундаменту по формулах:

$$A_{SI}=M_I/(0.9h_0R_S)=61,7 \times 10^6/(0,9 \times 860 \times 365)=218\text{мм}^2$$

$$A_{SII}=M_{II}/(0.9h_0R_S)=19,0 \times 10^6/(0,9 \times 560 \times 365)=103,3\text{мм}^2$$

Приймаємо по сортаменту  $7\varnothing 10\text{А } 400\text{с}$  з кроком  $200\text{мм}$ , ( $A_S=550\text{мм}^2$ )

Відповідно отримаємо фактичне армування розрахункового перерізу :

$$\mu_I=A_S 100/(b_I h_0)=550 \times 100/(400 \times 860)=0,16\%$$

$$\mu_{II}=A_S 100/(b_{II} h_0)=550 \times 100/(1500 \times 560)=0,07\%$$

Це більше  $\mu_{\min}=0,05\%$ .

### 2.10.2 Фундамент колони крайнього ряду

Початкові дані:

- Клас бетону - В20
- Клас робочої арматури – А 400с
- Максимальний тиск під подошвою -  $P_{\max}=249,5\text{кПа}$
- Мінімальний тиск під подошвою -  $P_{\min}=203,8\text{кПа}$

Визначаємо моменти, що вигинають, в перерізах I - I і II - II.

У перерізі I - I при  $P_{\max}=249,5\text{кПа}$  і  $P_1=231,7\text{кПа}$  і  $L=0,7\text{м}$ .

$$M_I=bL^2[(2 P_{\max} + P_1)/6]=1800 \times 700^2[(2 \times 0.2495 + 0.2317)/6]=107,4\text{кНм}$$

У перерізі II - II при  $P_{\max}=249,5\text{кПа}$  і  $P_2=238,1\text{кПа}$ (визначено по інтерполяції для цього перерізу) і  $L=0,45\text{м}$ .

$$M_{II}=bL^2[(2 P_{\max} + P_2)/6]=1800 \times 450^2[(2 \times 0.2495 + 0.2381)/6]=44,8\text{кНм}$$

Знаходимо переріз арматури на усю ширину фундаменту по формулах:

$$A_{SI}=M_I/(0.9h_0R_S)=107,4 \times 10^6/(0,9 \times 860 \times 365)=380,16\text{мм}^2$$

$$A_{SII}=M_{II}/(0.9h_0R_S)=44,8 \times 10^6/(0,9 \times 560 \times 365)=243,5\text{мм}^2$$

Приймаємо по сортаменту  $7\varnothing 10\text{А } 400\text{с}$  з кроком  $200\text{мм}$ , ( $A_S=550\text{мм}^2$ )

Відповідно отримаємо фактичне армування розрахункового перерізу :

$$\mu_I = A_s 100 / (b_I h_0) = 550 \times 100 / (600 \times 860) = 0,11\%$$

$$\mu_{II} = A_s 100 / (b_{II} h_0) = 550 \times 100 / (1800 \times 560) = 0,06\%$$

Це більше =0,05%.

## **Висновки до розділу 2**

1. Розраховано та запроектовано основні несучі конструкції будівлі дитячого садку-ясел в місті Ужгород, а саме збірну залізобетонну круглопустотну плиту перекриття та поперечну раму будівлі в складі колон та ригелів.
2. Виконано збір навантажень на фундаменти будівлі від всіх діючих зовнішніх та власної ваги конструкцій. Розраховано фундаменти під основні несучі конструкції та визначено їх осідання під дією експлуатаційних навантажень.
3. Враховано при розрахунку несучих конструкцій та фундаментів будівлі вплив сейсмічних навантажень, що для міста Ужгород складає 7 балів.

## РОЗДІЛ 3 НАУКОВО-ДОСЛІДНИЙ

### 3.1 Мета та задачі наукових досліджень

**Метою даної роботи** є вивчення напружено-деформованого стану згинальних залізобетонних елементів таврового профілю та аналіз існуючих методик їх розрахунку.

Для досягнення зазначеної мети були поставлені наступні **задачі**:

- провести аналіз попередньо проведених досліджень напружено-деформованого стану згинальних залізобетонних елементів таврового профілю;
- розглянути існуючі моделі розрахунку згинальних залізобетонних елементів таврового профілю;
- виконати порівняння існуючих розрахункових методик встановлення напружено-деформованого стану згинальних залізобетонних елементів таврового профілю для вибору найбільш достовірної.

Дані наукові дослідження проведені шляхом аналізу та узагальнення попередньо отриманих результатів провідними вченими в сфері будівництва на основі вітчизняних та зарубіжних публікацій.

### 3.2 Сфера застосування залізобетонних елементів таврового перерізу у цивільному будівництві

Залізобетонні балки таврового перерізу найчастіше використовуються в перекриттях і покриттях будівель промислового та цивільного призначення. Згинальні елементи таврового перерізу є основною конструктивною формою балок ребристих перекриттів та покриттів, а в збірному залізобетоні – є основною конструктивною формою ребристих плит, фундаментних балок, ригелів рам, підкранових і крокв'яних балок. Застосування таврового перерізу в згинальних елементах веде до зменшення власної ваги конструкцій та, як наслідок, зменшення вартості матеріалів. Балки таврового перерізу можуть виконуватися як

з монолітного, так і із збірного залізобетону. Найчастіше згинальні елементи таврового перерізу армуються одиничною арматурою в тому числі і попередньо-напруженою.

Балки таврового перерізу мають полицю в стиснутій зоні бетону. Збільшення стиснутої зони бетону у вигляді полички тавра дозволяє ефективно використовувати її опір на стиск. При цьому ребро таврового перерізу служить для розміщення в ньому розтягнутої арматури та сприйняття сколюючих напружень.

При проектуванні залізобетонних згинальних елементів слід враховувати навантаження, що виникають під час зведення, експлуатації споруд, а також при їх зберіганні, транспортуванні та виготовленні. За сучасними нормами, в залежності від тривалості дії навантаження під час експлуатації [5] визначають такі види розрахункових навантажень, які можуть діяти на залізобетонний згинальний елемент таврового перерізу: постійні, змінні тривалі, змінні короточасні та епізодичні ДБН В.1.2-2.2006.

Значення навантажень від природних впливів визначаються за нормами ДБН В.1.2-2.2006 [5]. Навантаження, які обумовлені технологічним обладнанням, визначаються на підставі паспортних даних, а також за допомогою відповідних норм проектування. Значення епізодичних навантажень визначаються за спеціальними нормативними документами.

Отже, на згинальні залізобетонні елементи діють, як постійні так і змінні навантаження. Важливе місце займають змінні малоциклові повторні навантаження. Ці навантаження можуть виникати від 3 до 5 разів і більше на рік. Їх дія може бути викликана вагою від ремонтного обладнання, просідання фундаментів і т.д. Так, як вплив малоциклового змінного навантаження на залізобетонні елементи має різний характер, то вони в одних випадках призводять до збільшення, а в інших до зменшення їх несучої здатності. Дослідження впливу малоциклового навантаження на напружено деформований стан залізобетонних елементів є важливою задачею, тому що це дозволяє розглянути роботу згинального залізобетонного елемента в цілому. Рівень дії малоциклового

навантаження при експлуатації залізобетонних елементів може змінюватися від експлуатаційного до граничного.

### **3.3 Сучасний стан досліджень напружено-деформованого стану згинальних залізобетонних елементів таврового профілю**

Переважає більшість несучих залізобетонних конструкцій, які використовуються в будівництві сприймають згинальний момент від дії зовнішніх навантажень. Тому розрахунок на сприйняття згинального моменту є визначальним для встановлення поперечних розмірів елемента та робочої поздовжньої арматури.

Перші експериментальні дослідження дали початок розвитку новим методам розрахунку несучої здатності згинальних залізобетонних елементів на дію згинального моменту. Одними з перших дослідників, які приділили особливу увагу роботі залізобетонних елементів, в тому числі і таврового поперечного перерізу ще на початку минулого століття, були Mörsch E. [18, 19, 20], L. Nolte [18], В. Bresler [18] та інші. Більшість цих досліджень проводилось тільки теоретично і ґрунтувались на тому, що бетон є пружним матеріалом. В середині минулого століття вітчизняними вченими були виконані масштабні дослідження з метою створення методики розрахунку згинальних елементів прямокутного та таврового профілів на основі величин руйнівних зусиль. Однією з перших робіт в цій області була робота В.І. Мурашова [18]. Вже в 50-х роках розрахунок залізобетонних згинальних елементів починає виходити на більш високий рівень. Запропонована методика розрахунку за граничними станами з використанням прямокутної епюри напруг в стиснутій зоні бетону набуває великого розвитку в роботах А.А. Гвоздева, А.С. Залесова, С.М. Крилова, А.Р. Ржаніцина [18]. В 1955 році вона вперше регламентується нормативними документами.

До сьогодення проектування нормальних перерізів залізобетонних згинальних елементів проводиться за граничними станами. В основу розрахунку нормальних перерізів покладено гіпотезу плоских перерізів, яка наголошує, що

переріз згинального елемента до прикладання навантаження і під час навантаження залишається плоским, а всі зусилля, які виникають в цьому перерізі, повинні знаходитися у рівновазі. При цьому епюру напружень стиснутої зони бетону вважають прямокутною, найбільші напруження, що можуть виникати в бетоні, дорівнюють розрахунковому опору бетону на стиск, а напруження в арматурі не перевищують розрахунковий опір  $R_s$ .

Розрахунок згинальних залізобетонних елементів таврового перерізу, якщо нейтральна лінія не виходить за межі полицки перерізу, проводиться як для прямокутного перерізу. При цьому робота бетону, що знаходиться в розтягнутій зоні перерізу, не враховується. Якщо ж нейтральна лінія проходить через ребро таврового перерізу, то розрахунок проводиться за такими умовами рівноваги:

$$R_s A_s = R_b (b_f' - b) h_f' + R_b b x . \quad (3.1)$$

$$M = R_b (b_f' - b) h_f' (h_0 - 0,5 h_f') + R_b b x (h_0 - 0,5 x) \quad (3.2)$$

де позначення:

$R_s$  - розрахункове значення міцності арматури на розтяг;

$R_b$  - розрахункове значення міцності бетону на розтяг;

$b$  - ширина ребра таврового перерізу;

$b_f'$  - ширина полицки таврового перерізу;

$h_f'$  - товщина полицки таврового перерізу;

$M$  - момент, який може сприйняти переріз залізобетонної таврової балки;

$x$  - висота стиснутої зони.

Перша складова правої частини формули (3.2) являє собою момент, який сприймає бетон звисання полицки:

$$M_{f1} = R_b (b_f' - b) h_f' (h_0 - 0,5 h_f') . \quad (3.3)$$

Велика кількість дослідників відзначає вплив форми поперечного перерізу на несучу здатність залізобетонного елемента, як за нормальними, так і за похилими перерізами [21, 22, 23, 24, 25], вказуючи на те, що полиці в стиснутій зоні підвищують міцність. В цих же роботах відзначається, що напруження, які виникають в стиснутій зоні бетонної полицки, зменшуються від центру перерізу до країв полицки. Тому норми проектування обмежують саме ширину полицки  $b'_f$ , встановивши, що ширина звисання полицки не повинна перевищувати  $1/6$  прольоту згинального елемента, а при наявності поперечних ребер або коли  $h'_f \geq 0,1h - 1/2$  відстані між ближніми гранями поздовжніх ребер  $c$ . За відсутності поперечних ребер або коли відстань між ними більше відстані між поздовжніми ребрами та  $h'_f \leq 0,1h$  не більше  $6h'_f$ , тобто  $12h'_f \geq b'_f \geq \frac{l}{3} + b$ .

За новими нормами проектування слід розраховувати несучу здатність нормальних перерізів залізобетонних балок таврового перерізу за допомогою діаграми деформування « $\sigma_c - \varepsilon_c$ », яку можна отримати з залежності

$$\sigma_c = f_{ck} \sum_{k=1}^5 a_k \eta^k, \quad (3.4)$$

де  $a_k$  – коефіцієнти полінома, які визначаються з використанням параметрів, наведених у таблиці [26];

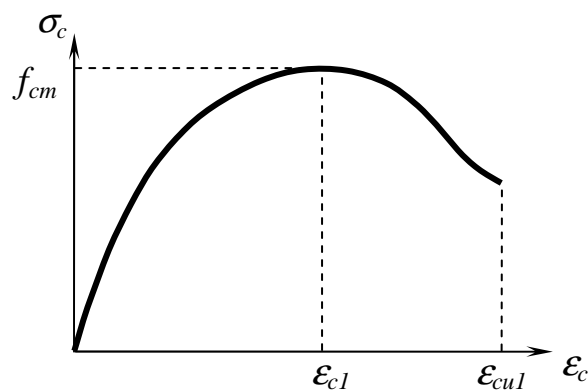


Рисунок 3.1 – Діаграма «напруження-деформації» бетону

$f_{ck}$  - розрахункове значення міцності бетону на стиск;

$\sigma_c$  - напруження, що виникають в бетоні;

$\eta = \varepsilon_c / \varepsilon_{c1}$  - рівень відносних деформацій в бетонних волокнах.

При розрахунках нормальних перерізів таврового залізобетонного елемента за новими нормами [26] також обмежується значення ширина полицки  $b_{eff}$ .

$$b_{eff} = \Sigma b_{eff,i} + b_w ; \quad (3.5)$$

$\Sigma b_{eff,i}$  – сума зв'язів полицки;

$b_w$  – товщина ребра таврового перерізу.

При цьому зв'яз полицки обмежується:

$$b_{eff,i} = 0,2 b_i + 0,1 l_0 \leq 0,2 l_0, \quad (3.6)$$

$$b_{eff,i} \leq b_i, \quad (3.7)$$

де  $l_0$  - відстань між точками з нульовими моментами.

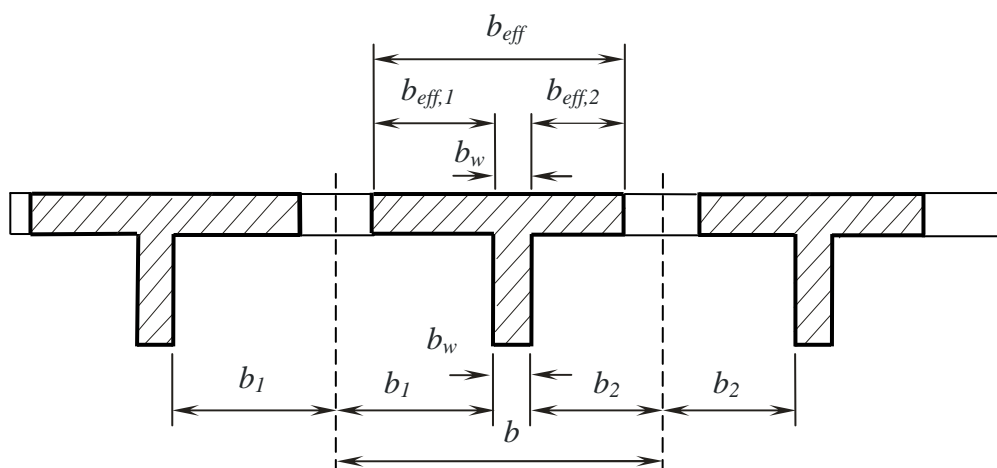


Рисунок 3.2. – Визначення робочої ширини полиці



Л.К.Руле [18], Т.П.Чистова [18], Касаєв Д.Х. [18] досліджували роботу балок таврового поперечного перерізу при спільній дії згинального та крутного моментів та встановили три можливі схеми руйнування елементів. Для кожної схеми отримані розрахункові формули розрахунку несучої здатності елемента.

В роботі [18] автор детально вивчається робота повздовжньої та поперечної арматури попередньо-напружених залізобетонних елементів двотаврового перерізу на дію поперечних сил в граничному стані. В роботі відображено вплив різних факторів на несучу здатність похилих перерізів двотаврових попередньо-напружених залізобетонних елементів.

Кодекс-зразок СКБ-ФІБ [18] у випадку спільної дії згину з крученням необхідну кількість арматури пропонує визначати за принципом незалежної дії сил – окремо на згин та окремо на кручення. Результати цих розрахунків сумуються. Такий прийом приводить до перевитрат арматури.

Роботу попередньо-напружених таврових залізобетонних елементів за сумісної дії крутного моменту та косоного згину досліджував М.С. Жорняк. Автор запропонував при визначенні несучої здатності просторового перерізу крім повздовжньої арматури враховувати всі три гілки поперечної арматури, які перетинаються просторовою тріщиною руйнування.

Нормативні методики, що використовуються для розрахунку нормальних та похилих перерізів залізобетонних елементів спираються більше на імперичні та ідеалізовані передбачення, а ніж на фізичне розуміння деформування та руйнування залізобетону. Тому актуальними на даний час є дослідження проведені А.І.Давиденко, А.М. Бамбурою, В.С. Дорофєєвим, В.М. Карпюком та іншими [18], які досліджували міцність, тріщиностійкість та деформативність попередньо напружених та без поперенього напруження залізобетонних елементів прямокутного та таврового перерізу за дії згинаючого моменту та поперечної дії з більш повним врахуванням фізико-механічних властивостей матеріалів (за деформаційною моделлю). Також авторами [18] запропонована адаптована пошарова деформаційна модель таврових залізобетонних елементів та попередньо

напружених таврових залізобетонних елементів, яка дає можливість моделювати напружено-деформований стан аж до руйнування.

Роботу підсилених таврових залізобетонних балок та їх розрахунок за різними методиками досліджував Барашиков А.Я. [18]. Зіставлення отриманих експериментальних і розрахункових даних несучої здатності підсилених залізобетонних елементів, одержаних в результаті обчислень за чинними та європейськими нормами, та деформаційною моделлю показали, що використані методики працюють задовільно, але деформаційний метод дає ближчі результати до експериментальних.

### **Висновки до розділу 3**

1. Проведено аналіз попередньо проведених досліджень напружено-деформованого стану згинальних залізобетонних елементів таврового профілю, який показав, що застосування таврового перерізу в згинальних елементах веде до зменшення власної ваги конструкцій та, як наслідок, зменшення вартості конструкції.

2. Розглянуто моделі розрахунку згинальних залізобетонних елементів таврового перерізу, що побудовані на основі теорії граничних станів та деформаційного методу.

3. Адаптована пошарова деформаційна модель розрахунку таврових залізобетонних елементів та попередньо напружених таврових залізобетонних елементів, дає можливість моделювати напружено-деформований стан конструкції аж до моменту її руйнування. Такий підхід дозволяє максимально використати ресурс конструкції.

## РОЗДІЛ 4

### ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА В НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ

#### 4.1 Аналіз небезпечних і шкідливих чинників під час будівництва об'єкту

Початковими матеріалами для розробки питань забезпечення безпеки робіт і виробничої санітарії є:

- інженерні рішення, відповідні цьому будівництву;
- діючі нормативи;
- типові рішення по охороні праці;
- каталог технічних засобів безпеки;
- матеріали аналізу причин виробничого травматизму.

Питання, що підлягають розробці, в проектній документації ділять на три групи:

- загальномайданчикові;
- технологічні;
- спеціальні.

До першої групи відносять:

- вибір системи освітлення будівельного майданчика, проходів і робочих місць;
- позначення і обгороджування небезпечних зон, забезпечення безпеки умов праці в безпосередній близькості від діючих ліній електропередач, організація санітарно гігієнічного обслуговування робітників.

До другої групи входять:

- розробка інженерних рішень по безпечному виконанню будівельно-монтажних робіт і операцій;
- вибір раціональних пристроїв і пристосувань для монтажу усіх видів конструктивних елементів і забезпечення безпечної роботи кранів і інших механізмів;
- розробка заходів, що виключають поразку електричним струмом.

До третьої групи відносяться заходи, які обумовлюються особливостями географічних і метеорологічних умов виробництва робіт.

При проектуванні будівельного генерального плану дозволяється комплекс питань із створення здорових і безпечних умов праці. В процесі його розробки передбачаються наступні заходи по охороні праці :

- проектування приміщень для санітарно побутового обслуговування робітників, включаючи місця для обігріву робітників в холодну пору року, для пожежно-сторожової охорони і службові приміщення для технічного персоналу будівельного об'єкту;

- раціональне розміщення складів і майданчиків для короткочасного зберігання конструкцій і матеріалів;

- організація безпечного внутрішньомайданчикowego транспорту, розміщення основних монтажних механізмів, пристрій доріг і проїздів;

- визначення стабільних і рухливих небезпечних зон, пов'язаних із застосуванням основних будівельних машин і засобів механізації і автоматизації навантажувально-розвантажувальних робіт, організація безпечної праці в зонах транспортних вузлів;

- проектування заходів по боротьбі з шумом;

- вирішення питань розміщення додаткових пристроїв і устаткування для виконання робіт в зимових умовах;

- вирішення питань освітленості робочих місць.

Для виключення перенесення кранами вантажів над робітниками місцями на будгенплані має бути вказаний напрям повороту стріли крану з вантажем в ув'язці з напрямом руху монтажу будівлі або споруди. Намічаються проїзди і під'їзди для підведення матеріалів і конструкцій.

Розташування постійних і тимчасових споруд, транспортних комунікацій, мереж тепло-, водо- і електропостачання, установка будівельних машин і механізмів, майданчиків для складування і інших об'єктів на будівельному майданчику повинно строго відповідати рішенням, прийнятим проектній документації і її організації.

До початку будівництва на майданчиках споруджують під'їзні шляхи і внутрішньомайданчикові дороги, що забезпечують зручні під'їзди і проїзди ваговитих транспортних засобів, що здійснюють підвезення матеріалів, деталей і конструкцій. Як правило, на будівельному майданчику влаштовуються наскрізні дороги і устаткуванням на них спеціальних розширень для розвантаження транспорту.

У ППР розробляється:

- система одностороннього руху автотранспорту;
- робляться рекомендації по розміщенню дорожніх знаків;
- вказуються місця розставлення контейнерів і штабелів з матеріалами і конструкціями, прийому розчину, стоянки автотранспорту.

Для забезпечення безпеки виробництва робіт в темний час доби усі місця можливого виконання робіт підлягають освітленню відповідно до норм.

До початку будівництва на майданчику відповідно до проекту в безпечній зоні зводять усі необхідні санітарно-побутові приміщення.

При зведенні будівель і споруд найбільш складними і небезпечними є роботи, пов'язані з монтажем будівельних конструкцій, тому особливу увагу приділяють питанням забезпечення безпечних умов виробництва цих робіт.

На монтажному майданчику існують зони, де постійно або потенційно діють небезпечні виробничі чинники.

Трудові процеси, пов'язані з монтажем будівельних конструкцій, є найбільш складними і небезпечними, оскільки значний об'єм робіт доводиться виконувати на великій висоті в умовах, коли унеможливлено ефективного використання засобів колективного захисту що працюють від падіння з висоти.

Важливим чинником безпечного ведення монтажних робіт є правильна організація робочих місць, включаючи систему заходів по оснащенню його необхідними технічними засобами: підмостями, люльками, монтажними стійками, вишками, сходами, перехідними містками, а також засобами індивідуального і колективного захисту. Організація робочого місця повинна забезпечувати безпеку праці, а також безпечний і зручний доступ до робочих місць.

Для переходу тих, що працюють на висоті по горизонтальних і з незначним нахилом площинам повинні застосовуватися захищені перехідні містки або трапи, також застосовують страхувальні канати, виготовлені з гнучких сталевих тросів, до яких що працюють прикріплюють карабіном запобіжного поясу. При прийманні, установці, вивірянні і проектному закріпленні конструкцій безпеку забезпечують застосуванням засобів колективного захисту. При цьому використовують приставні сходи з робочими майданчиками, пересувні подмости по підкранових балках, металеві майданчики.

Головною причиною травматизму при виконанні земляних робіт є обвалення ґрунту в процесі його розробки і при наступних роботах нульового циклу в траншеях котлованах, яке має відбуватися внаслідок перевищення нормативної глибини розробки виїмок без кріплень.

При ритті котлованів і траншей на місцях руху людей і транспорту навколо місця виробництва робіт встановлюють суцільне обгороджування заввишки 1,2м з системою освітлення. В межах призми обвалення ґрунту при пристрої траншей і котлованів без кріплень забороняється складування матеріалів і устаткування, установка і рух машин і механізмів, прокладення рейкових шляхів, розміщення лебідок.

У місцях переходу робітників через траншеї завглибшки більше 1м необхідно влаштовувати перехідні містки шириною не менше 0,6м з перилами на висоті 1,1м. Для спуску в траншеї і котловани встановлюють драбини шириною 0,6м з перилами або приставні сходи.

Розробка і переміщення ґрунту екскаваторами, бульдозерами, скреперами і іншими машинами при русі на підйом або під кутом нахилу більше вказаного в паспорті, забороняється. При розробці виїмок з пристроєм уступів ширина кожного з них має бути не менше 2,5м.

В межах будівельного майданчика екскаватор пересувається по заздалегідь вибраному шляху, з ухилом що не перевищує нормативний. Стрілу при цьому встановлюють строго по ходу руху, а ківш має бути порожнім і піднятим на висоту 0,5...0,7м від поверхні землі.

Транспортні засоби, призначені для вантаження ґрунту, повинні знаходитися за межами небезпечної зони екскаватора. Подавати їх під навантаження і від'їжджати після її закінчення можна тільки по сигналу машиніста.

Неухильне зростання вступів токсичних речовин в довкілля відбивається на здоров'ї населення, погіршенні якості сільськогосподарської продукції, знижує врожайність, чинить вплив на клімат окремих регіонів і стан озонового шару Землі, призводить до загибелі флори і фауни.

Чадний газ - безбарвний, не має запаху. Впливає на нервову, серцево-судинну системи, викликає задушення. Токсичність його зростає за наявності в повітрі оксидів азоту.

Діоксид сірки - безбарвний газ з гострим запахом, вже в малих концентраціях створює неприємний смак у роті, дратує слизову оболонку очей і дихальних шляхів.

Шум в довкіллі - в житлових і громадських будівлях, на прилеглих до них територіях створюються поодинокими або комплексними джерелами, що знаходяться зовні або усередині будівлі. Це передусім транспортні засоби, технічне устаткування промислових і побутових підприємств, двигуни внутрішнього згорання. Без вживання відповідних заходів по зниженню шуму його рівні можуть істотно перевищувати існуючі нормативи.

## **4.2 Розрахунок стержневого громовідводу**

Розрахунок висоти окремо стоячого стержневого громовідводу для захисту від прямих ударів блискавки будівлі дитячого саду. Будівля розташована в м. Ужгород, має розміри:  $L = 76,12$  м;  $S = 28,82$  м;  $h = 25,31$  м. При розрахунках використовуємо рекомендації, таблиці і формули ДСТУ EN 62305-1:2012.

Розрахунки ведемо в наступному порядку:

1. Визначаємо по класифікації клас вибухонебезпечної зони для будівлі.

2. Визначаємо необхідну категорію - влаштування захисту від дії атмосферної електрики. З інструкції слідує, що будівля відноситься до III категорії і має бути захищене від усіх чотирьох небезпечних чинників атмосферної електрики.

3. Визначаємо необхідний тип зони захисту

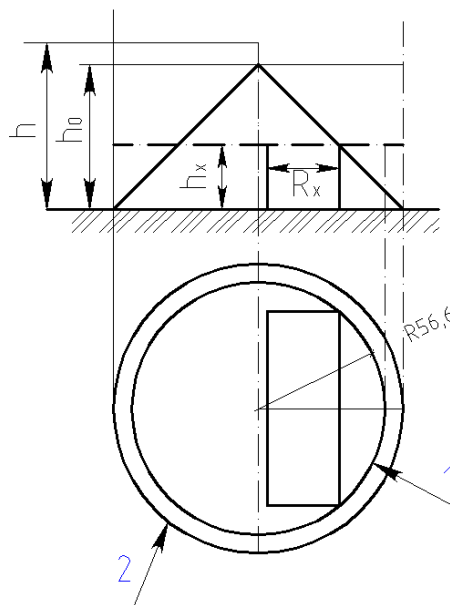
По карті середньорічної тривалості гроз на території України ДСТУ Б В.2.5-38:2008 знаходимо, що інтенсивність грозової діяльності в м.Ужгород складає 80...100 год. в рік. З Інструкції такій інтенсивності відповідає середньорічне число ударів блискавки, що доводиться на 1 км<sup>2</sup> площі, рівне . Очікуване число поразок блискавкою впродовж року за відсутності громовідводу визначаємо по формулі

$$N = [(S + 6h)(L + 6h) - 7,7h^2]n \cdot 10^{-6}.$$

Підставляючи відомі дані, отримуємо

$$N = [(28,82 + 6 \cdot 25,31)(76,12 + 6 \cdot 25,31) - 7,7 \cdot 25,31^2]15,5 \cdot 10^{-6} = 2.$$

Оскільки  $N > 1$  , приймаємо зону захисту типу б.



1-об'єкт, що захищається ; 2- місце влаштування громовідводу.

Рисунок 4.1 – До розрахунку висоти стержневого громовідводу, що окремо стоїть

4. Випишемо геометричні розміри зони захисту типу б

$$h_0 = 0,92h_M; r_x = 1,5h_M; r_0 = 1,5 \left( h_M - h_x \frac{\square}{0,92} \right).$$



де  $h_0$  — висота конуса зони захисту;  $h_M$  — висота стержневого громовідводу;  $r_x$  — радіус зони захисту на рівні землі;  $r_0$  — радіус зони захисту на висоті об'єкту, що захищається;  $h_x$  — висота об'єкту, що захищається.

5. Визначуваний радіус  $r_0$  зони захисту на висоті об'єкту, використовуючи графічний метод. Наносимо у вибраному масштабі на аркуш паперу план (вигляд зверху). Вибираємо і наносимо на схему точку установки громовідводу (для об'єктів II категорії, відстань між громовідводом і об'єктом, що захищається, не нормується). Вважаючи цю точку центром, описуємо коло такого радіусу, щоб об'єкт, що захищається, вписався в неї. Знімаємо з схеми значення радіусу  $r_0$ ;  $r_0 = 56,6$  м.

6. Визначаємо висоту громовідводу

$$h_M = \frac{r_0 + 1,63 h_x}{1,5}; h_M = \frac{(56,6 + 1,63 \cdot 25,31)}{1,5} = 65,23 \text{ м.}$$

7. Визначаємо інші розміри зони захисту :

$$h_0 = 0,92 h_M = 0,92 \cdot 65,23 = 60 \text{ м}; r_0 = 1,5 \left( h_M - h_x \frac{h_0}{0,92} \right) = 60,6.$$

8. Будуємо на схемі зону захисту (вигляд збоку) і перевіряємо графічно вписуваність об'єкту будівлі в зону захисту по висоті.

### 4.3 Безпека в надзвичайних ситуаціях

Внаслідок надзвичайної ситуації природного чи техногенного характеру (а загалом будь-якого походження) може сформуватися надзвичайний екологічний стан, коли на певній території проживання населення може бути або однозначно неможливе, або потребуватиме обмежень.

Згідно з чинним законодавством України рішення про запровадження надзвичайного екологічного стану ухвалює Президент України за поданням Ради національної безпеки і оборони України або Кабінету Міністрів України.

Згідно з термінологією, прийнятою в законодавстві України, надзвичайна

ситуація техногенного та природного характеру — це порушення нормальних умов життя і діяльності людей на окремій території чи об'єкті на ній або на водному об'єкті, спричинене аварією, катастрофою, стихійним лихом або іншою небезпечною подією, у тому числі епідемією, епізоотією, епіфітотією, пожежею, що призвело (може призвести) до неможливості проживання населення на території чи об'єкті, здійснення там господарської діяльності, загибелі людей та/або значних матеріальних втрат.

Надзвичайна ситуація може виникнути в результаті виникнення аварій на виробництві. Виробничі аварії при виникненні надзвичайної ситуації можуть бути різноманітними. Причинами їх можуть бути: стихійні лиха (землетруси, зсуви, повені, пожежі тощо), а також порушення технології виробництва і правил техніки безпеки.

Найбільш типовими наслідками аварій можуть бути: вибухи, пожежі, затоплення, завали шахт, зараження навколишнього середовища сильнодіючими отруйними речовинами.

Під стихійним лихом розуміють таке явище природи, яке не може бути відвернуте і характеризується порушенням нормальної життєдіяльності значної групи населення, загрози для їх життя, руйнуванням чи затопленням та знищенням матеріальних цінностей. До них відносяться: повені; селеві потоки; урагани; зсуви; землетруси та інші.

Масштабними аваріями на промислових підприємствах вважаються надзвичайні ситуації, які викликають раптову зупинку робот, створюють небезпеку для життя людей і можуть призвести до руйнування виробничих будівель, ушкодження чи знищення устаткування, сировини і готової продукції, а також до зараження місцевості отруйними речовинами і загазованості атмосфери. Наслідком аварій, а іноді і причиною їх можуть бути вибухи і пожежі.

Масштабні виробничі аварії і катастрофи можуть призводити до загибелі людей і завдавати відчутних втрат народному господарству. Тому забезпечення безаварійної роботи підприємств слід розглядати як важливу державну справу, яка потребує повсякденної уваги керівництва. інженерно-технічних працівників.

Аварії можуть трапитися на будь-яких промислових підприємствах і на транспорті, унаслідок безвідповідального відношення до своїх обов'язків усіх посадових осіб. Однак, найбільшу небезпеку несуть об'єкти, що виробляють чи застосовують у технології сильнодіючі отруйні речовини, вибухо і пожежонебезпечні матеріали і продукти. Небезпечними об'єктами є також склади, бази, залізничні станції і порти, де зберігаються чи маються запаси цих матеріалів і продуктів. Аварії можуть трапитися унаслідок:

- стихійних лих; допущення прорахунків у проектуванні будівництві і обладнанні підприємства; прийняттям в експлуатацію вентиляційних систем без випробування на ефективність їх роботи; недоробок по техніці безпеки тощо.

Вони можуть бути також наслідком порушення технологічного процесу, несправності електропроводки і недостатнього впровадження надійних систем пожежогасіння. Аварії виникають і унаслідок необачного поводження з вогнем.

Аналіз причин аварій показує, що вони виникають головним чином унаслідок поганої навченості персоналу, допущеної халатності, порушень технологічного процесу виробництва і правил техніки безпеки.

Правильний підхід до вивчення й вирішення проблем, пов'язаних із забезпеченням здорових і безпечних умов, у яких відбувається праця людини – одне з найбільш важливих завдань у розробці нових технологій і систем виробництва. Дослідження й виявлення можливих причин виробничих нещасних випадків, професійних захворювань, аварій, вибухів, пожеж, і розробка заходів і вимог, спрямованих на усунення цих причин дозволяють створити безпечні й сприятливі умови для праці людини. Комфортні й безпечні умови праці – один з основних факторів, який впливає на продуктивність і безпеку праці, здоров'я працівників.

#### **Висновки до розділу 4**

1. Проаналізовано небезпечні і шкідливі чинники під час будівництва дитячого садку-ясел в місті Ужгород. Розраховано блискавкозахист будівлі.
2. Розглянуто комплекс заходів з безпеки в надзвичайних ситуаціях.

## ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

1. Запроектовано будівлю дитячого садку-ясел в місті Ужгород складної форми в плані, що є трьома прямокутним блоком, розділених між собою деформаційними швами. Кожен блок має два поверхи.
2. В проекті прийняті основні об'ємно-планувальні рішення дитячого садку-ясел в місті Ужгород. У відповідності до прийнятих об'ємно-планувальні рішень, підбрано та розраховано основні несучі конструкції та матеріали з яких буде виготовлено об'єкт.
3. Проведено аналіз попередньо проведених досліджень напружено-деформованого стану згинальних залізобетонних елементів таврового профілю, який показав, що застосування таврового перерізу в згинальних елементах веде до зменшення власної ваги конструкцій та, як наслідок, зменшення вартості конструкції.
4. Розглянуто моделі розрахунку згинальних залізобетонних елементів таврового перерізу, що побудовані на основі теорії граничних станів та деформаційного методу.
5. Адаптована пошарова деформаційна модель розрахунку таврових залізобетонних елементів та попередньо напружених таврових залізобетонних елементів, дає можливість моделювати напружено-деформований стан конструкції аж до моменту її руйнування. Такий підхід дозволяє максимально використати ресурс конструкції.

## БІБЛІОГРАФІЯ

1. ДСТУ Б А.2.4-7:2009 "Правила виконання архітектурно-будівельних робочих креслень"- К.: Державний комітет України у справах містобудування і архітектури, 2010.
2. ДБН В.2.2-9:2018 "Громадські будинки і споруди"-К.: Міністерство інвестицій і будівництва України, 2019.
3. ДБН В.2.6-31:2021 "Теплова ізоляція будівель"- К.: Міністерство будівництва, архітектури та житлово-комунального господарства України, 2021.
4. Барашикова А.Я. "Залізобетонні конструкції"- К.: Вища школа, 1995
5. ДБН В.1.2-2:2006 "Навантаження і впливи"-К.: Мінбуд України, 2006
6. Кузима В. "Технологія та організація будівельних робіт"-Тернопіль. 2001
7. Методичні поради до розробки дипломного проекту напрямку "Технологія та організація будівельного виробництва"//укладач Шостак А.В.- Луцьк: Видавництво ЛНТУ. 2001
8. Павлов В.І. "Економіка будівництва / Методичні вказівки" – Луцьк: Надстир'я. 2002
9. ДБН В.2.5-20:2018 "Газопостачання/Мінінвестбуд України"-К.: Міністерство інвестицій і будівництва України, 2019.
10. Пугач В.І., Люлька Г.С. "Охорона праці в будівництві"-Навчальний посібник. – Харків: Рубікон. 1998.
11. ДБН В.2.6-98:2009 Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. – Київ: Мінрегіонбуд України, 2011. – 71 с.
12. ДСТУ Б В.2.6-156:2010. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. – Київ: Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2010.– 166 с.
13. Конспект лекцій з дисципліни «Проектування залізобетонних і мурованих конструкцій» для студентів спеціальності 192 «Будівництво та цивільна

інженерія» денної і заочної форми навчання. / Укладачі: О.П. Конончук, В.П. Ясній – Тернопіль: Вид-во ТНТУ імені Івана Пулюя, 2018. – 133 с.

14.Методичні вказівки до практичних занять та самостійної роботи студентів з дисципліни «Проектування залізобетонних і мурованих конструкцій» для студентів спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» денної і заочної форми навчання. / Укладачі: О.П. Конончук, В.П. Ясній – Тернопіль: Вид-во ТНТУ імені Івана Пулюя, 2018. – 22 с.

15.Конспект лекцій з дисципліни «Залізобетонні та кам'яні конструкції» для студентів спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» денної і заочної форми навчання. Частина 1 / Укладачі: Й.Й. Лучко, О.П. Конончук – Тернопіль: Вид-во ТНТУ імені Івана Пулюя, 2018. – 221 с.

16.Методичні вказівки до виконання курсового проекту з дисципліни «Проектування залізобетонних та мурованих конструкцій» для студентів спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» денної і заочної форми навчання на тему: "Залізобетонні конструкції одноповерхової промислової будівлі" Розділ I: Вихідні дані. Компонування конструктивної схеми та збір навантажень на поперечну раму. / Укладач: О.П. Конончук – Тернопіль: Вид-во ТНТУ імені Івана Пулюя, 2019. – 37 с.

17.Методичні вказівки до виконання курсового проекту з дисципліни «Проектування залізобетонних та мурованих конструкцій» для студентів спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» денної і заочної форми навчання на тему: "Залізобетонні конструкції одноповерхової промислової будівлі" Розділ II: Статичний розрахунок поперечної рами за допомогою програмного комплексу "Ліра". / Укладач: О.П. Конончук – Тернопіль: Вид-во ТНТУ імені Івана Пулюя, 2019. – 25 с.

18.Баби́ч Є.М., Го́мон П.С., Філі́пчук С.В. Робота і розрахунок несучої здатності згинальних залізобетонних елементів таврового профілю при дії повторних навантажень: Монографія. – Рівне: НУВГП, 2012. – 109 с.

19.Mörsch E. Scshubsicherung in Eisenbeton. – Deutsche Bauzeitig, 1907, №3.

20.Mörsch E. Der Eisendbetonbau. I,II. – Stuttgart, 1929.

21. Зорич А.С. О несущей способности и методике её расчёта на совместное действие поперечной силы и момента железобетонных элементов из высокопрочных бетонов//Вопросы современного строительства. Вестник Львовского ордена Ленина политехнического института. – Львов, 1971. – №63. – С.50-60.

22. Клименко Е.В. Прочность наклонных сечений косоизгибаемых железобетонных тавровых элементов/Е.В.Клименко// Дисс. ... канд. тех. наук. – Полтава, 1984. -222 с.

23. Клименко Е.В. Прочность наклонных сечений косоизгибаемых железобетонных тавровых элементов/Е.В.Клименко// Дисс. ... канд. тех. наук. – Полтава, 1984. -222 с.

24. Борщанский М.С. Расчёт железобетонных элементов при действии поперечных сил. Расчёт и конструирование элементов железобетонных конструкций / М.С. Борщанский. – М.: Стройиздат, 1964. – 134с.

25. Игнатавичюс Ч.Б. Влияние сжатых полок на несущую способность тавровых балок по наклонному сечению / Ч.Б. Игнатавичюс // Межотраслевые вопросы строительства (отечественный опыт) /// ЦНИС. Вып.3. – М.:Госстрой СССР, 1971, С.64-68.

26. Бабич Є.М. Визначення напружено-деформованого стану та розрахунок згинальних залізобетонних елементів таврового перерізу // Є.М. Бабич, П.С. Гомон/ Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі і споруди: Збірник наукових праць. – Рівне: НУВГП, 2011. – Випуск 21. – С.109-114.

27. Modelling of mechanical behaviour of shape memory alloys using finite elements method / Petro Volodymyrovych Yasniy, Oleksandr Vasylovych Dyvdyk, Nadiia Stepanivna Lutsyk, Volodymyr Petrovych Yasnii // Scientific Journal of TNTU. — Tern. : TNTU, 2018. — Vol 91. — No 3. — P. 7–15. — (Mechanics and materials science).

28. Гудь М. Фактори впливу на міцність та ефективність бетону / Михайло Гудь, Галина Крамар, Іван Гудь // Матеріали Міжнародної науково-технічної конференції „Фундаментальні та прикладні проблеми сучасних технологій“ до

100 річчя з дня заснування НАН України та на вшанування пам'яті Івана Пулюя (100 річчя з дня смерті), 22-24 травня 2018. — Т. : ТНТУ, 2018. — С. 44–45. — (Нові матеріали, міцність і довговічність елементів конструкцій)

29. Програмне забезпечення інженерних розрахунків : конспект лекцій для студентів спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» всіх форм навчання / Укладач : Сорочак А.П. – Тернопіль : Тернопільський національний технічний університет імені Івана Пулюя, 2018. – 128 с.

30. Колісник М. Б. Обґрунтування використання спф сплавів у демпфуючих пристроях / М. Б. Колісник, Л. Собашек, В. П. Ясній // Збірник тез доповідей VII Міжнародної науково-технічної конференції молодих учених та студентів „Актуальні задачі сучасних технологій“, 28-29 листопада 2018 року. — Т. : ТНТУ, 2018. — Том 1. — С. 35.

31. Гудь М. І. Оцінювання довговічності тонкостінних циліндричних оболонок при транспортуванні літаком : дисертація на здобуття наукового ступеня кандидата технічних наук за спеціальністю 01.02.04 / Михайло Іванович Гудь. — Тернопіль : ТНТУ, 2021. — 127 с.

32. Ясній В. П. Вплив форми та розміру зразків на міцність бетону за стиску / В. Ясній, Т. Микитишин // Вісник ТНТУ. — Т. : ТНТУ, 2023. — Том 111. — № 3. — С. 97–105.

33. Підгурський М. І. Моделювання впливу дефектності на довговічність зварних елементів несучих конструкцій мобільних машин / М. І. Підгурський, М. Я. Сташків, І. М. Підгурський, О. М. Підлужний // Тези доповідей ювілейної міжнародної науково-методичної конференції «Сучасні проблеми зварювання та споріднених технологій. Проблеми ресурсо - та енергозбереження зварювальних процесів. Удосконалення підготовки кадрів», присвяченій 75-річчю кафедр «Автоматизація та механізація зварювального виробництва» та «Металургія і технологія зварювального виробництва» Приазовського державного технічного університета. – Маріуполь : ДВНЗ «ПДТУ», 2021. – С. 44 - 45.