

Міністерство освіти і науки України

Центральноукраїнський національний технічний університет

Кафедра будівельних, дорожніх машин і будівництва

*“Допустити до захисту”*

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

Настоящий В.А.

\_\_\_\_\_ 2025 р.  
"\_\_\_\_" \_\_\_\_\_

МАГІСТЕРСЬКА КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

на тему “Дослідження напруженого стану металевого каркасу будівлі дитячого закладу з метою визначення оптимальних конструктивних рішень”

Виконала: здобувач групи БІ 24 МЗ

спеціальності 192 “Будівництво та цивільна інженерія”

(шифр і назва напрямку підготовки, спеціальності)

Касьянова В. О.

(прізвище та ініціали)

Керівник канд. техн. наук, проф.

Владислав НАСТОЯЦЬКИЙ

(прізвище та ініціали)

Кропивницький

2025

Центральноукраїнський національний технічний університет  
(повне найменування вищого навчального закладу)

Центр заочного та дистанційного навчання  
Кафедра будівельних, дорожніх машин і будівництва  
Освітньо-кваліфікаційний рівень магістр  
Спеціальність 192 “Будівництво та цивільна інженерія”  
(шифр і назва)

ЗАТВЕРДЖУЮ  
Завідувач кафедри,  
проф. В. Настоящий  
“\_\_\_” \_\_\_\_\_ 2025 року

**З А В Д А Н Н Я**  
**НА КВАЛІФІКАЦІЙНУ МАГІСТЕРСЬКУ РОБОТУ ЗДОБУВАЧУ**  
**Касьяновій Вікторії Олександрівні**  
(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема проекту Дослідження напруженого стану металевого каркасу будівлі дитячого закладу з метою визначення оптимальних конструктивних рішень

керівник проекту

проф. Настоящий В.А.

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

затверджені наказом вищого навчального закладу від “\_\_\_” \_\_\_ 2025 року №\_\_

2. Строк подання студентом проекту 5. 12 2025 року

3. Вихідні дані до проекту

1. Район будівництва – м. Кропивницький

2. Ситуаційна схема району забудови—додаток до завдання 1;

3. Розміри в осях 77.40x54.00, план поверху—додаток до завдання 2;

4. Кількість поверхів – три, висота поверху— 3,3м,

5. Розріз будівлі – додаток до завдання 3

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

1. Об'ємно-планувальне та конструктивне рішення закладу для дітей ясельного та дошкільного віку.

2. Вибір елементів закладу для дітей ясельного та дошкільного віку.

3. Розрахунок і конструювання будівельних конструкцій, фундаментів закладу для дітей ясельного та дошкільного віку.

4. Комп'ютерне моделювання та дослідження металевого каркасу будівлі закладу для дітей ясельного та дошкільного віку

5. Розробка заходів з охорони праці

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

1. Генеральний план (А1). 2. Фасад 1-23; Ф-А (А1). 3. Розріз 1-1 (А1). 4. План на позн. 0,000. (2хА1). 5. План на позн. +3,800. (2хА1). 6. План на позн. +7,200. (2хА1).

7. План плит перекриття на позн. 0.000, +3.600, +7.200, +10.800(А1). 8. Колонна К-1, ригелі Р-1÷Р-11, (А1) . 9. План розміщення елементів каркасу (А1). 10. План фундаменту. Інженерно-геологічний розріз, 11. Розрахункові схеми, модель та результати досліджень металевого каркасу будівлі складу

## 6. Консультанти розділів проекту

Розділ	Прізвище, ініціали та посада консультанта	Підпис, дата	
		завдання видав	завдання прийняв
Архітектурно-будівельний	доц. Яцун В.В.		
Розрахунково-дослідницький	проф. Настоящий В.А.		
Охорона праці	к.т.н. доц. Лізунков О.В..		

7. Дата видачі завдання

11 09 2025

### КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

№ з/п	Назва етапів магістерської роботи	Строк виконання етапів роботи	Примітка
1.	Обґрунтування об'ємно-планувального та конструктивного рішення будівлі.	3 09.-7 09.	
2.	Виконання розрахунків будівельних конструкцій та фундаментів.	8 09.-20 09	
3.	Моделювання та дослідження несучих конструкцій, визначення перерізів	21 09.- 1. 10.	
4.	Розробка архітектурно-будівельних креслень	2 10.-12 10.	
5.	Розробка креслень з дослідницького розділу	13 10.-25 10.	
6.	Розробка креслень досліджуваних металевих конструкцій	26 10.-31. 10.	
7.	Розробка заходів з охорони праці.	7. 11.-15 11.	
8.	Оформлення альбому документів.	15 11.-25 11.	

Здобувач

( підпис )

Керівник роботи

( підпис )

Касьянова В. О

(прізвище та ініціали)

проф. Настоящий В.А.

(прізвище та ініціали)

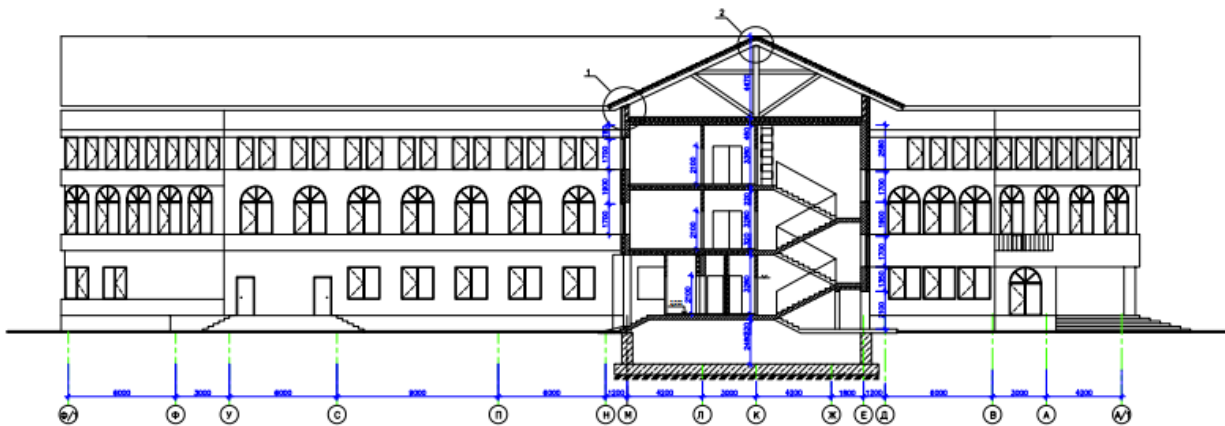
# Додаток до завдання 1



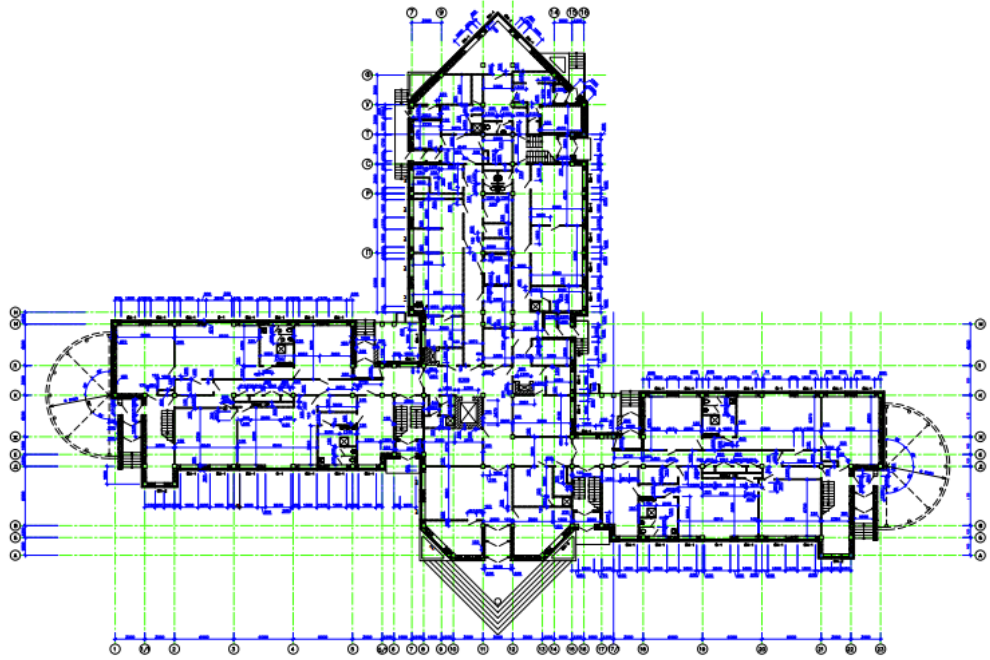
*Генеральний план*



*Додаток 2  
Розріз*



Додаток 3. План 1-го поверху



## Вступ.

Будівництво дитячої дошкільної установи в місті Кропивницький, що включає ясла-садок направлено на реалізацію програми відбудови України, одним з етапів якої являється відновлення шкіл, дитячих закладів, лікарень в тому числі для переміщених осіб.

Дитячий ясла-садок запроектовано на 240 місць, що повинно задовольнити потреби, як мешканців прилеглих житлових районів, так і громадян змушених покинути свої домівки на сході України через російську агресію.

Нова будівля дитячого саду призначена для отримання фізичного, інтелектуального, трудового і естетичного виховання дітей відповідно до їх вікових і індивідуальних особливостей.

Наявність дитячого саду дозволить:

- підвищити якість виховання дітей;
- створити додаткові робочі місця;
- здійснювати комплексну підготовку дітей до шкільного життя;
- підвищити рівень безпеки дітей.

Конструктивна схема будівлі передбачається каркасною із сталевих гарячекатаних профілів, що надасть необхідну технологічну гнучкість. Тому у визначенні конструктивних рішень і виборі варіантів поперечних перетинів основних несучих конструкцій з метою проектування конструкції каркасу будівлі дитячого закладу з мінімальною металомісткістю і полягала наукова робота.

**Мета дослідження.** Провести аналіз напружено-деформованого стану основних металевих несучих елементів каркасу дитячого закладу за допомогою САПР SolidWorks. та визначити оптимальні перерізи при забезпечені міцності останніх.

					<i>ДНСДЗ 2402 ПЗ</i>			
<i>Змн.</i>	<i>Арк.</i>	<i>№ докум.</i>	<i>Підпис</i>	<i>Дата</i>				
<i>Розроб.</i>		<i>Касьянова</i>			<i>Дослідження напруженого стану металевого каркасу будівлі дитячого закладу Пояснювальна записка</i>	<i>Літ.</i>	<i>Арк.</i>	<i>Акрушів</i>
<i>Перевір.</i>		<i>Настоящий</i>					1	
<i>Н. Контр.</i>		<i>Дарієнко</i>				<i>ЦНТУ гр. Б1 24 МЗ</i>		
<i>Затверд.</i>		<i>Настоящий</i>						

**Зв'язок роботи з науковими програмами, планами, темами.** Обрана тема кваліфікаційної роботи відповідає профілю спеціальності "Будівництво та цивільна інженерія", а дослідження й нормування навантажень на будівлі є важливим напрямом наукової роботи кафедри будівельних, дорожніх машин і будівництва.

**Задачі дослідження:**

- розробити та обґрунтувати архітектурно-конструктивне рішення дитячого закладу;
- визначити розрахункові значення постійних і тимчасових навантажень відповідно до вимог ДБН;
- виконати проектування головної балки ригеля каркасу будівлі;
- провести аналіз напружено-деформованого стану проєктованих елементів сталевих каркасу;
- обґрунтувати вибір оптимальних параметрів металевих елементів каркасу з метою мінімізації металомісткості за умов забезпечення міцності конструкцій;
- виконати конструювання основних металевих конструкцій каркасу складу та фундаментів під каркас.

**Об'єкт дослідження** – сталеві конструкції складу зберігання і видачі технічних газів.

**Методи дослідження** – розрахунок в середовищі САПР «Solid works 2013» сталевих конструкцій.

**Практичне значення одержаних результатів:**

отримані обґрунтовані значення перерізів металевих конструкцій та запропоновані проєктні рішення каркасу складу зберігання і видачі технічних газів, які забезпечують оптимальну металомісткість.

					ДНСДЗ 24.02 ПЗ	Аркуш
Зм.	Аркуш	№ докум.	Підпис	Дата		7

## 1. Архітектурно – будівельний розділ.

### 1.1. Загальна характеристика району будівництва і об'єкту.

Для будівництва дитячого садка на 240 місць виділено земельну ділянку, розташовану на вул. Державності міста Кропивеицький. Площа ділянки має прямокутну форму з розмірами 77,40 × 54,00 м. Будівлю орієнтовано фасадом (по осі 1–23) у південний бік. Навколо споруди передбачено вимощення шириною до 1,0 м.

Планування території здійснено з урахуванням організованого відведення дощових вод у напрямку магістральної дороги. Умовна позначка 0.000 відповідає рівню чистої підлоги першого поверху будівлі.

На території, крім основної будівлі, запроєктовано:

- майданчик для прогулок дітей ясельного та дошкільного віку;
- майданчик для фізкультурних вправ дітей різних вікових груп;
- господарський майданчик;
- кільцеву доріжку для навчання відвідувачів дитячого садка правилам дорожнього руху;
- майданчик для розміщення сміттєвих контейнерів.

Усі споруди та об'єкти розташовані згідно з чинними санітарними та протипожежними вимогами.

Майданчики, на яких перебувають діти, мають гравійне покриття, тоді як дороги та інші майданчики — асфальтоване. Вільні ділянки озеленені деревами, кущами та багаторічними травами.

У будівлі дитячого саду передбачене розташування:

- на першому поверсі - приміщення для 4-х груп ясельного віку;
- на другому і третьому поверхах - приміщення для 9 груп дошкільного віку.

Також в будівлі розташовуються басейн, спортивний зал.

У відповідності із завданням на проектування для будівництва прийнято проект будівлі з металевим каркасом зі звичайними умовами будівництва.

					ДНСДЗ 2402 ПЗ			Аркуш
Зм.	Аркуш	№ докум.	Підпис	Дата				



Клас будівлі за відповідальністю за ДБН В.2.2-15:2019 - СС2.

Ступінь довговічності будівлі за ДБН В.2.2-15:2019 – II.

Ступінь вогнестійкості за ДБН В.1.1.7-2016. – II.

За ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 місто Кропивницький відноситься до III Б1 кліматичної зони (табл.1.1).

Таблиця 1.1. Кліматичні умови м. Кропивницький за ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 та ДБН В.1.2.-2:2006.

Показник	Одиниця вимірювання	Значення
Середня температура найбільш холодної доби	°C	-26
Середня температура найбільш холодної п'ятиденки	°C	- 22
Вага снігового покриву	кПа	1,4
Вітрове навантаження	кПа	0,45
Напрямок переважаючих вітрів влітку		північний
Напрямок переважаючих вітрів взимку		південно-східний

## 1.2. Грунти основи

Згідно інженерно-геологічному розрізу (рис.1.1.) в якості основи можуть бути прийняті ґрунти шару №1 складені з піску намівного, який відноситься до першого типу ґрунтових умов за осіданням. Відповідно перед влаштуванням фундаментів необхідне ущільнення шарів складені з піску намівного важкими трамбівками.

Характеристика ґрунтових шарів: (рис.1.1.)

1. пісок намівний дрібний щільний, насичений водою (потужність шару до 6 м);
2. суглинок текучий і м'якопластичний (потужність шару до 7 м).

										Аркуш
Зм.	Аркуш	№ докум.	Підпис	Дата	ДНСДЗ 2402 ПЗ					

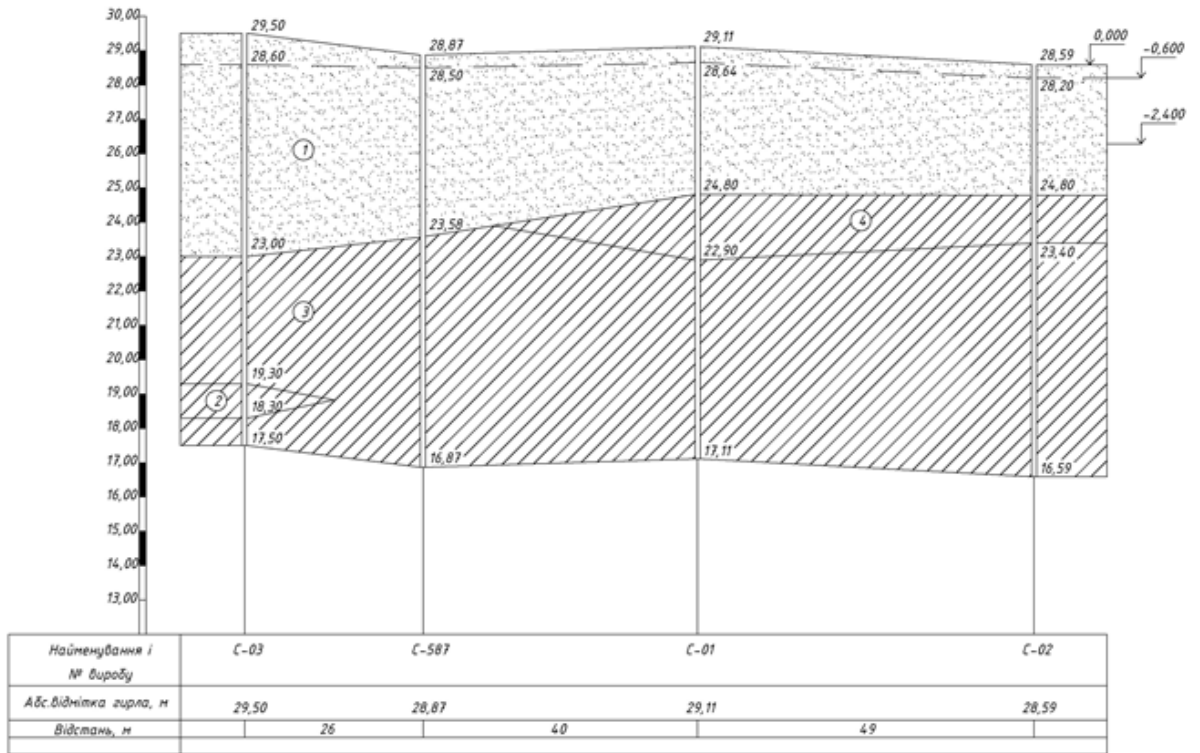


Рисунок 1.1 – Інженерно-геологічний розріз

### 1.3. Об'ємно – планувальні рішення будівлі

Запроектований дитячий садок на 240 місць має в плані такі розміри в осях 77,400x54,000 м.

Будівля 3-х поверхова. Висота поверхів – 3,3м. Висота будівлі 15.500м.

Таблиця 1.2 - Техніко-економічні показники будівлі :

№ п/п	Найменування показників	Один. виміру	Позначення	Розрахунок	Кільк.
1	Кількість поверхів	шт.	3		3
2	Площа забудови	м <sup>2</sup>	F <sub>9</sub>	$F_3 = A_1 * B_1$	1640
3	Будівельний об'єм	м <sup>3</sup>	O	$O = F_1 * H$	36900
4	Загальна площа над земної частини	м <sup>2</sup>	F <sub>з</sub>	$\sum F$	4778
5	Загальна площа підземної частини	м <sup>2</sup>	F <sub>н</sub>		1516

Зм.	Аркуш	№ докум.	Підпис	Дата
-----	-------	----------	--------	------

ДНСДЗ 2402 ПЗ

Аркуш

## 1.4. Зовнішні інженерні мережі

### 1.4.1 Водопостачання

Міський водопровід, труби діаметром від 20мм, з тиском 21-25 мПа.

Підключення до міського водопроводу в колодязі.

### 1.4.2 Каналізація

Господарсько-побутова в міську мережу для підвищення рівня благоустрою території і відводу поверхневого стоку з даного майданчика передбачено влаштування закритої дощової каналізації. Випуск дощової каналізації передбачено в існуючий колектор  $\phi 400$  по вул.Державності . На мережі передбачені смотрові колодязі з збірних залізобетонних елементів згідно ТУ 131-2. Прийняті ухили, швидкості руху стоків і розрахункові наповнення відповідають ДБН В.2.5-75:2013.

### 1.4.3 Газопостачання

Підключення газопроводу здійснюється до існуючого газопроводу по вул. Державності . Газопровід прокладено з сталевих електрозварних труб згідно ДСТУ 8943:2019 (сортамент і технічні умови). В місці виходу із землі на фасади будівель передбачено установка на газопроводі ізолюючого фланця і задвижки. Монтаж, випробування та експлуатація газопроводів проводять в строгій відповідності з ДБН В.2.5-20-2001 "Інженерне обладнання будинків і споруд. Зовнішні мережі та споруди. Газопостачання" і ДБН В.2.5-20:2018 "Газопостачання" та "Правил безпеки в газовому господарстві".

### 1.4.4 Енергопостачання

Електропостачання будівлі згідно ДБН В.2.5-23:2010 "ПРОЕКТУВАННЯ ЕЛЕКТРООБЛАДНАННЯ ОБ'ЄКТІВ ЦИВІЛЬНОГО ПРИЗНАЧЕННЯ" передбачається від трансформаторної підстанції КТП-160, потужністю на ввіді 99 кВт. За ступенем надійності електропостачання дитячий садок як споживач відноситься до II категорії.

В якості джерел зовнішнього освітлення передбачені світильники з ртутними лампами типу РТУ-125, мережа зовнішнього освітлення виконується кабелем марки АПВГ.

					ДНСДЗ 2402 ПЗ	Аркуш
Зм.	Аркуш	№ докум.	Підпис	Дата		

#### 1.4.5 Теплопостачання

Передбачається реконструкція існуючого вузла трубопроводів. Прокладки теплопроводів від міських мереж до комплексу влаштовуються в непрохідних каналах в землі з ухилом не менше 0,002. Теплопроводи монтуються з сталевих електро-зварювальних труб сталь 20, яка згідно ДСТУ 8943:2019 застосовується для виготовлення металоконструкцій і виробів, що функціонують при температурі до 450°C. Приміщення кімнат обладнані двохтрубною водяною системою опалення з опалювальними приладами в комплекті з термостатами. Параметри теплоносія в системі опалення складають 95-100°C. Приєднання системи опалення будинку дитячого садку до теплових мереж залежне. В якості змішувального вузла застосовують трьохходовий змішувальний клапан з циркуляційним насосом фірми “Wilo”.

#### **1.5. Інтернет.**

Будівля піключена до мережі інтернет міським провайдером «Шторм».

#### **1.6. Короткий опис конструктивних рішень будівлі**

##### 1.6.1 Характеристика будівлі

Дитячі ясла - сад мають у своєму складі 4 ясельних групи по 20 місць в кожній, та 8 дошкільних груп по 20 місць в кожній. Будівля має розміри: уздовж будівлі  $a=77400$  мм, упоперек будівлі: розмір блоку  $b=54000$  мм. Дитячий садок має три надземні поверхи на відмітках 0.000; +3.380; +7,200; холодне горище і підвал на відмітці - 2.700 використовуваний для технічних цілей.

Планування дитячих ясел - саду вирішена: на першому поверсі 4-х ясельних груп, на другому та на третьому поверсі по 4 дошкільні групи (кожна з окремим входом). На першому поверсі розташовані приміщення загального призначення службово-побутові, харчоблок, на другому та третьому медичні. Для зручності і з функціональних міркувань вхід в групові приміщення організований через приймальні і холи з усіх фасадів будівлі. Вхід в технічні приміщення їдальні, необхідний для доставки продуктів і устаткування в харчоблок організо-

ваний окремо. Пожежні виходи із спалень запроектовані окремо, службові для аварійної евакуації дітей з обох поверхів.

Кухня, заготівельний цех, комора сухих продуктів, комора овочів, завантажувальна, миття - об'єднані в єдиний блок для того щоб ізолювати технологічний процес приготування їжі. Їжа з кухні розноситься по групах перед сніданком, обідом, підвечірком і вечерею. Прасувальна, комора чистої білизни, постирочная - складають пральний блок що знаходиться окремо від дитячих приміщень.

Кабінет завідувачки, методичний кабінет складають адміністративний блок, доступ до якого здійснюється через хол. Господарська комора знаходиться в секторі утилітарних приміщень. Кімната персоналу знаходиться на першому поверсі поряд зі сходами. У кімнаті є своя роздягальня і душова. Холи першого і другого поверху знаходяться навколо сходового маршу, доступ до них однаково зручний з усіх частин поверху. Широкі марші і майданчики забезпечують високу пропускну спроможність і зручний підйом устаткування і меблів. На першому поверсі знаходиться ясельне відділення, на другому та третьому групи дошкільного віку.

Планувальні групи діляться:

У приймальні знаходяться шафки для зберігання верхнього одягу дітей ( у зимовий час )

Ігрова виконує відразу декілька функцій:

служить для ігор дітей, їх основного час проведення для їжі, оскільки в проекті для цього не передбачено окремого приміщення;

для проведення з дітьми різного роду виховних і повчальних занять.

Кожна група обладнана убиральною, душем і умивальниками. Актівий зал розташований в кутку першого поверху, щоб шумові дії при заняттях не передавалися в іншим приміщення. Актівий зал призначений для проведення свят, музичних занять і деякі урочистих заходів. У підвалі дитячого саду знаходиться: вентиляційна камера, електрощитова, приміщення для брудного одягу робітни-

ків і персоналу. Ці приміщення не призначені для тривалого перебування там людей і, тому, не опалюються.

Басейн має розміри  $a=7000$  мм,  $b=3000$ мм. Підлога басейну знаходиться на відмітці  $+3,380$ .

Басейн використовується круглий рік. Приміщення скомпановані навколо ванни, яка є центральною частиною басейну. Роздягальні, душові, хол розташовані з двох сторін по ширині і відособлені від технічних приміщень. З причини невеликого числа дітей що одночасно займаються у ванні - душова розрахована на три душових місця. Блок технічних приміщень розташовані з двох сторін від приміщення ванни уперек будівлі, що не затрудняє обслуговування басейну. До цих приміщень відносяться вент камера, хлораторная, лабораторія, кімната мед сестри, кімната інструктора, комора прибирального інвентаря, електрощитова.

1.Фундаменти прийнято монолітну залізобетону плиту та фундаментні блоки. Відмітка подошви фундаментів –  $-3,300$

2.Зовнішні стіни прийняті з піно блоків, що забезпечує загальну товщину  $200$ мм, без урахування зовнішнього утеплення.

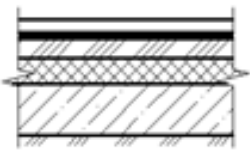
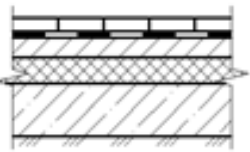
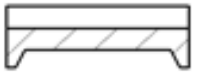
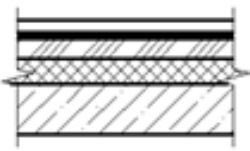
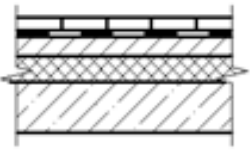
3.Перекрыття виконані з пустотних залізобетонних плит, обпертих на зовнішні несучі стіни та металеві балки міжповерхового перекрыття. Плити перекрыття укладати на цементно піщаному розчині марки М-200. Пустоти опорних елементів що опираються на ригель закласти бетоном В15 на глибину  $300$ мм. з ретельним ущільненням. З причини невідповідності геометричних розмірів приміщень, що перекриваються, геометричним розмірам плит в деяких місцях виконані добірні монолітні ділянки індивідуальної розробки. Використані типи плит перекрыття згідно серії ДСТУ Б В.2.6-66:2008 "Конструкції будинків і споруд. Плити перекрыттів залізобетонні для житлових і промислових будівель. Технічні умови": ПК60- 36; ПК60- 30; ПК63- 24; ПК54- 30; ПК66- 30, ПК30- 24. Шви між плитами заповнюються бетоном В 15. Після монтажу виконується анкерівка плит.

4.Сходові майданчики з плоских плит серії 1.2431-4 відповідно до ДСТУ Б.В.2.7-43-96,. Майданчики спираються по двох сторонах на кладку шахти сходів. Марші обперти обома кінцями на поверховий майданчик та між-поверховий. Сходові марші захищені поручнями заввишки 1000 мм, з перилами на висоті 1000 і 500 мм від рівня підлоги.

5.Перегородки прийнято цегляні та гіпсокартонні.

6.Підлоги прийняті керамічні, мозаїчні, лінолеумні (таблиця 1.3).

Таблиця 1.3 - Експлікація підлог

Найменування приміщення	Тип підлоги	Схема підлоги або тип підлоги серії	Дані елементів підлоги (Назва, товщина, основа),мм	Площа, м <sup>2</sup>
1	2	3	4	5
Коридори, допоміжні приміщення	Лінолеум		Ліноліум-10 Прошарок-мастика-1 ДСП -40 Утеплювач - 40 Бетонне покриття – 100 Ущільнений щебенем ґрунт	1443.47
Сан. вузли	Керамічна плитка		Керамічна плитка на сухій будівельній суміші -15 Гідроізоляція - два шари-5мм Стяжка-цемент. розчин 40 Утеплювач – 40 Бетонне покриття – 100 Ущільнений щебенем ґрунт	137.98
Сходові клітини	Мозаїчні		Мозаїчний шар-30 Сходова площадка	223.03
Кухні, коридори, допоміжні приміщення	Лінолеум		Покриття-ліноліум-13 Прошарок-мастика-1 ДСП -40 Утеплювач - 40 3/6 плита -220	2788.56
Сан. вузли	Керамічна плитка		Керамічна плитка на сухій будівельній суміші -15 Гідроізоляція - два шари-5мм Стяжка-цемент. розчин 40 Утеплювач – 40 3/6 плита -220	444.76

7. Дах виконаний по дерев'яних кроквах з клеєної деревини сосни II сорту перерізом 185x350 мм. Кроквяні ноги спираються на два ряди крайніх подовжніх стін, що несуть, і два ряди середніх. Покриття покрівлі -- металочерепиця.

8. Вікна прийняті метало пластиківі з профілю «Rehau» з подвійним склінням.

Двері прийняті за ДСТУ Б В.2.6-99:2009 (рис.1.1.)



Рис.1.1. Двері за ДСТУ Б В.2.6-99:2009

Внутрішні двері застосовані як у варіанті із склінням, так і у варіанті глухих дверей. Двері виготовлені з деревини хвойних порід II сорту. Якщо дверні полотна і косяки встановлюються в приміщеннях з підвищеною вологістю, наприклад у сан вузлах, вони повині оброблятись антисептиками для запобігання загниванню деревини.

9. Перемички прийняті металеві з рівнополочного кутика 10x100.

#### 1.6.2 Зовнішнє опорядження.

Фасад будівлі облицьовується сучасними панелями **Alucobond**, з утепленням за допомогою мінераловатних плит **Rockwool**. Дерев'яні та металеві елементи обробляються олійними фарбами у два шари.

Архітектурно-декоративне оформлення фасаду розроблене з урахуванням комплексного підходу: кольорова гама обрана для забезпечення гармонійного зовнішнього вигляду будівлі, позитивного психологічного впливу на дітей, а також відповідності стилю навколишнього архітектурного середовища.

В оздобленні використано інноваційні матеріали, які поєднують високі фізико-технічні, експлуатаційні властивості та економічну доцільність.



Таблиця 1.4 – Специфікація елементів

Позн.	Серія	Марка	Кільк.	На один елемент		На всю кількість	
				Бетон, м <sup>2</sup>	Вага, кг	Бетон, м <sup>2</sup>	Вага, т
1	2	3	4	5	6	7	8
Сходові марші							
СМ-1	1.151.1-7.1	1ЛМ 30.12.15-4	15	0,68	1480	10.2	22.20
Сходові площадки							
СП-1	1.151.1-8	2ЛП 22.15-4	8	0,41	1200	3.28	9.60
СП-2	1.151.1-8	2ЛП 22.12-4	8	0,36	1035	2.88	8.28
Отгорожа							
ОГ-1	1.020.1	ОЛ-33-1	15	-	39,46	-	0.6
ОГ-2	1.020.1	ОЛ-15-1	2	-	31,82	-	0,06
Вікна							
ВК1	Індивідуальні	1800x1800(н)	102				
ВК2	Індивідуальні	900x2700(н)	7				
ВК3	Індивідуальні	1800x2700(н)	55				
В1	Індивідуальні	2600x10000(н)	4				
Двері							
Д1	Індив.металоп.	1520 x2200(н)	12				
Д2	ДСТУ Б В.2.6-99:2009	ДГ21-9	259				
Д3	Індив.металоп.	710 x2100(н)	11				
Д4	ДСТУ Б В.2.6-99:2009	ДГ21-7	413				
Д5	Індив.металоп.	910 x2100(н)	104				
Д6	Індив.металоп.	1500 x2100(н)	6				

### 1.6.3 Внутрішнє опорядження

Цегляні стіни підлягають штукатуренню, а бетонні поверхні – затиранню. У санвузлах стіни облицовуються керамічною плиткою до повної висоти приміщення, в інших кімнатах виконується обклеювання шпалерами. Стелі фарбують клеєвими фарбами. У сходових клітках на висоту 1,5 метра наноситься масляна фарба, а вище – клеєва фарба

## 1.7. Протипожежні заходи

Проектована будівля дитячого закладу належить до II ступеня вогнестійкості відповідно до вимог ДБН В.1.1-7:2016 «Пожежна безпека об'єктів будівництва». Об'єкт розміщено на земельній ділянці з дотриманням усіх встановлених протипожежних нормативів, зокрема необхідних протипожежних розривів до суміжних споруд. Це забезпечує безпечну експлуатацію як самої будівлі, так і прилеглої інфраструктури.

Зі сторони вул. Державності передбачено майданчик для тимчасового паркування легкового транспорту в разі доставки відвідувачів дитячого саду батьками.

Доступ пожежно-рятувальної техніки до будівлі гарантовано за рахунок: наявних проїздів загального користування; внутрішньодворового проїзду з удосконаленим ґрунто-щебеним покриттям, яке відповідає вимогам ДБН В.1.1.7-2016.

Проектом передбачені умови, що сприяють ефективній евакуації людей у разі виникнення надзвичайної ситуації, а також забезпечено доступ для оперативного реагування пожежно-рятувальних підрозділів.

Планувальні рішення приміщень дитячого закладу забезпечують швидку евакуацію дітей та персонал садку через входні двері, які відкриваються у напрямку евакуації. Місця розташування первинних засобів пожежогасіння слід позначити на окремому плані евакуації відповідно до вимог ДСТУ ISO 6309:2007.

Передбачені протипожежні заходи:

дерев'яні конструкції обробляються антипіренами (витрата – 50 кг/м<sup>3</sup>) та антисептиком (витрата – 3 кг/м<sup>3</sup>) з попереднім підігрівом для забезпечення пожежної безпеки. Дерев'яні елементи, що контактують із бетоном або кладкою, піддають антисептуванню та ізоляції прокладками з руберойду.

- впроваджені заходи захисту електромереж, зокрема проведення вимірювання опору ізоляції електромереж відповідно до правил улаштування

електроустановок (ПУЕ). Всі складові електрообладнання повинні відповідати цим вимогам.

Для пожежогасіння передбачені первинні засоби – вогнегасники ВП-5. Їх розміщення та кількість вказуються на окремому плані евакуації. Передбачені входи-виходи, ширина дверей від 1 до 2,4 метра.

Матеріали, які використовуватимуть під час будівництва, повинні пройти вогневі випробування. Їх проводить ліцензована організація і оформлює протокол.

Будівля оснащена автоматичною пожежною сигналізацією, системою сповіщення про пожежу та датчиками загазованості з металу. Категорії і класи приміщень визначені згідно з ДБН 1.2-7.2008. Для будівельних конструкцій, обробки стін і стель, покриття підлог, сходів і коридорів використовуються матеріали, дозволені Міністерством охорони здоров'я України згідно з ДБН В.2.2-9-2009.

#### **1.8. Доступність об'єкта будівництва для маломобільних труп населення**

З метою забезпечення території дитячого садка доступністю для МГН в місцях примикання існуючого тротуару до проїзної частини влаштовані пандуси. Також передбачено влаштування пандусу МГН в місцях під їзду та пониження тротуару згідно ДБН В.2.2-40:2018 "Інклюзивність будівель і споруд".

#### **1.9. Захист від шуму та заходи по його зниженню.**

Вірогідним джерелом шуму для дитячого закладу є транспортні потоки від прилеглих вулиць.

Для захисту від проникання шуму ззовні у приміщення будівлі, що проектується, передбачено:

висадження зелених насаджень між будинком та проїзною частиною;  
заповнення віконних прорізів перепльотами та спареним склінням.

## 1.10. Теплотехнічний розрахунок

### 1.10.1. Теплотехнічний розрахунок зовнішньої стіни

Параметри клімату району будівництва (м. Кропивницький) наведено в таблиці 1.1.

В таблиці 1. 5.наведено параметри мікроклімату приміщень дитячого закладу а на рис. 1. 2—конструкція багат шарової стіни.

Таблиця 1.5. Параметри мікроклімату приміщення дитячого закладу.

Температура внутрішнього повітря $t_B$ , 0С	Вологість внутрішнього повітря $\varphi_B$ , %
18	55

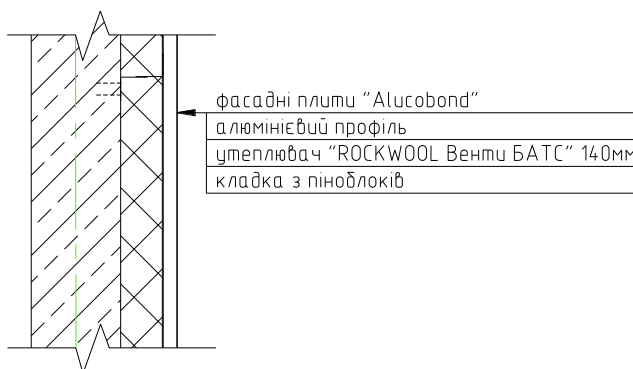


Рисунок 1.5. Конструкція стіни багат шарова

Вологісний режим приміщень будинку – нормальний. Умови експлуатації огорожуючої конструкції – „Б”.

Таблиця 1.6. Розрахункові теплотехнічні показники матеріалів шарів стіни по перерізу.

№ шару	Найменування матеріалу	Щільність $\rho_0, \text{кг} / \text{м}^3$	Товщина $\delta, \text{мм}(\text{м})$	Коеф. теплопровідності $\lambda, \text{Вт} / (\text{м} \cdot \text{C}^0)$
1	Фасадна плита "Alucobond"	1700	0,10	0,70
2	Пінополістірольні плити	40	0,07	0,041
3	Звичайний піноблок	1800	0,38	0,81

Опір теплопередачі  $R_{\Sigma}, \text{м}^2 \cdot \text{C}^0 / \text{Вт}$ .

$$R_{\Sigma} = R_b + R_k + R_3 > R_{0, \text{min}}$$

$R_b = \frac{1}{\alpha_b}$  – опір теплоприйняття внутрішньої поверхні огорожуючої конструкції;

$R_3 = \frac{1}{\alpha_3}$  – опір теплопередачі зовнішньої поверхні огорожуючої конструкції;

$R_k$  – термічний опір огорожуючої конструкції,

$$R_k = \sum_{i=1}^n \frac{\delta}{\lambda} = \frac{0,10}{0,70} + \frac{0,07}{0,041} + \frac{0,38}{0,81} + \frac{0,01}{0,21} = 2,179 \frac{\text{м}^2 \cdot \text{C}^0}{\text{Вт}}$$

$$\alpha_b = 8,7 \frac{\text{Вт}}{\text{м}^2 \cdot \text{C}^0}, \quad \alpha_3 = 23 \frac{\text{Вт}}{\text{м}^2 \cdot \text{C}^0},$$

$$R_{\Sigma} = \frac{1}{8,7} + 2,179 + \frac{1}{23} = 2,33 \frac{\text{м}^2 \cdot \text{C}^0}{\text{Вт}} > R_{\text{онм}}$$

$R = 2,2 \left[ \frac{\text{м}^2 \cdot \text{C}^0}{\text{Вт}} \right]$  – нормативне значення теплопередачі огорожуючих конструкцій для м. Кропивницький (2 зона) згідно з додатком 2 до наказу Мінбудархітектури України № 253 від 30.12.1993р. „Контрольні показники річних витрат на опалення житлових будинків і блок-секцій”.

### **1.11. Функціональний процес.**

Діти заходять через центральний вхід в приймальні своїх груп.

У ігрових приміщеннях персонал накриває на стіл і приносить сніданок з харчоблока. Після сніданку посуд забирається, столи залишаються. Діти грають в ігрових приміщеннях. Після 11-и годин діти йдуть напрогулянку (одягаючись в приймальнях в зимовий час).

Прогулянки відбуваються на прилеглих спеціально обладнаних ігрових майданчиках, можливий вихід дітей з вихователями за територію дитячого саду для відвідування культурних установ і екскурсій.

Доступ в басейн здійснюється на другого поверсі у будь-яку пору року. Процес занять дітей в басейні відбувається таким чином: діти приходять в басейн. Роздягаються в спеціальній роздягальні, потім приймають душ і проходять у ванну для занять. Вихід здійснюється в зворотному порядку. На випадок аварійних ситуацій є додатковий і службові виходи з басейну. Умови довкілля в басейні (температура води і міра хлорування) контролюється медичним працівником.

Прогулянки, заняття в басейні, спорт залі, ігри в приміщенні і інші заходи проводяться відповідно до розкладу прийнятого педагогічним колективом.

Після цих заходів діти повертаються в групу, де накриваються столи, діти умиваються, приймають душ у разі потреби. Потім обідають. Після обіду діти відвідують туалет і умивальні. Проходять в спальні, де відпочивають протягом 1-1.5 годин. Перед закінченням сон години персонал накриває на столи. Діти встають, відвідують туалет і умивальні і сідають полуднувати. Після підвечірку - гра в приміщенні. Потім дітей одягають і ведуть гуляти або продовжують грати в приміщенні.

Близько 17 години основну частину дітей забирають додому батьки.

## 2. Розрахунково-дослідний розділ

### 2.1 Розрахунок міжповерхового перекриття.

#### 2.1.1. Збір навантажень на ригель наведено на рис. 2.1.

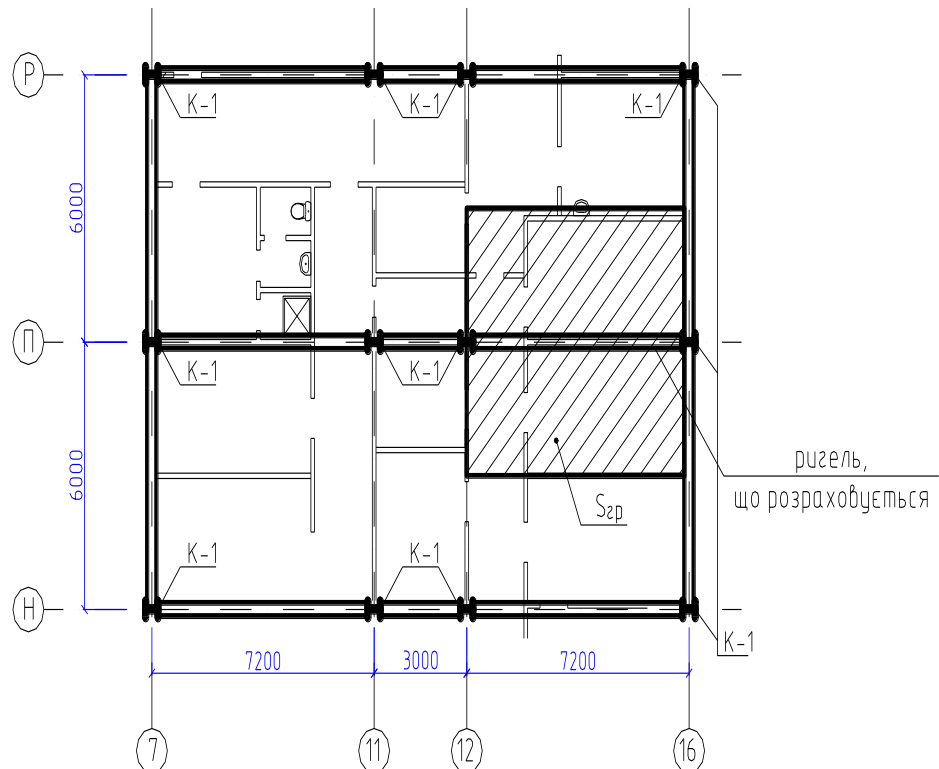


Рис.2.1 Ригель, що розраховується

До установки\_ прийняті багатопустотні плити завтовшки 220 мм, з круглими порожнечами діаметром 159 мм за ДСТУ Б.В.2.7-43-96, що виготовлені з важкого бетону щільністю  $\rho=2500\text{кг/м}^3$  та з напруженою арматурою класу Ат 700.

Перегородки виконано з цегли щільністю  $\rho=1800\text{кг/м}^3$ .

Вантажна площа згідно рис.2.1.  $S_{зр} = 7,2 \cdot 6 = 43,2\text{м}^2$  з врахуванням кроку колон 7,2 м, по ширині будівлі і 6,0 м по довжині будівлі.

Тимчасові навантаження прийняті згідно за ДБН В.1.2-6 п.3.5

Результати розрахунків наведено в таблиці 2.1

Таблиця 2.1. Збір навантажень на міжповерхове перекриття

Тип навантажень	$q^H$ , Н/м <sup>2</sup>	$\gamma_f$	$q^P$ , Н/м <sup>2</sup>
Навантаження на перекриття:			
I Постійна :			
1. Плити перекриття	3000	1.1	3300.0
2. Перегородки	3550	1.1	3905
3. Цементна стяжка 20мм.	4000	1.3	5200
4. Підлога лінолеум	120	1.3	156
Разом постійна	7070		7881
II Тимчасова:			
1. В кімнатах та класах	2000	1.2	2400
2. В коридорі	3000	1.2	3600

2.1.2. Визначення зусиль, що діють в перерізі ригеля перекриття.

У урахуванням даних табл. 2.1. зусилля від розрахункових навантажень визначаються :

розрахункове лінійне постійне навантаження

$$q_{пост}^P = 7881 \cdot 6м = 47286 \frac{H}{м} ,$$

де 6м - крок колон;

Розрахункове лінійне тимчасове навантаження

$$q_{кр1}^H = 2400 \cdot 6м = 14400 \frac{H}{м}$$

де 2400 Н/м<sup>2</sup> - розрахункове тимчасове навантаження від кімнат та класів для занять з дітьми.

$$q_{кр2}^H = 3600 \cdot 6м = 21600 \frac{H}{м}$$

3600Н /м<sup>2</sup> - розрахункове тимчасове навантаження від коридорів згідно таблиці.2.1.



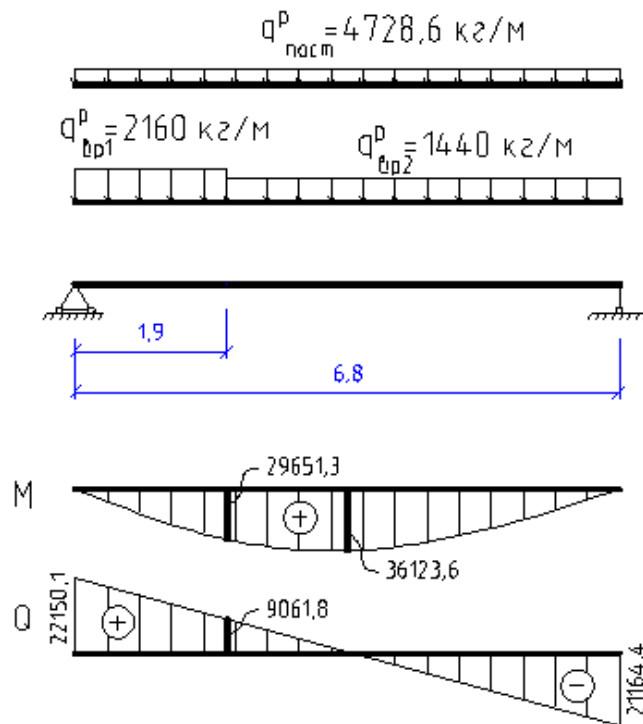


Рис. 2.2. Розрахункова схема ригеля міжповерхового перекриття.

Епюри моментів і поперечних зусиль.

Максимальний розрахунковий момент, що діє в середині ригеля

$$M^p = M \cdot \psi \cdot \gamma = 361236 \cdot 1,05 \cdot 1,1 = 360333 \text{ Н} \cdot \text{м} = 360,33 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Попереднь орієнтовно приймаємо вагу балки.

Максимальна розрахункова поперечна сила, що діє на ригель

$$Q^p = Q \cdot \psi \cdot \gamma = 221501 \cdot 1,05 \cdot 1,1 = 220947 \text{ Н} = 221 \text{ кН},$$

де  $\psi$  – прийнятий заздалегідь коефіцієнт, що враховує вагу ригеля,  $\psi = 1,05$ ;

$\gamma$  – коефіцієнт надійності по відповідальності будівлі, для дитячих закладів

$\gamma = 1.1$ .

### 2.1.3. Підбір перерізу ригеля

В якості матеріалу ригеля примемо прокатний двутавр.

Матеріал двутавру сталь С235 з розрахунковим опір по межі плинності

$$R_y = 23,5 \text{ кН/см}^2$$

Визначаємо необхідний момент опору поперечного перерізу матеріалу ригеля відносно центральної осі Х (у площині вигину) :

$$W_x = \frac{M_{\max}^p}{R_y \cdot \gamma_c}$$

де  $\gamma_c = 0,9$  - коефіцієнт умови роботи.

Шуканий момент опору поперечного пере-

$$\text{різу } W_x = \frac{M_{\max}^p}{R_y \cdot \gamma_c} = \frac{360,333 \cdot 100}{23,5 \cdot 0,9} = 1736,7 \text{ см}^3$$

З сортаменту по ДСТУ EN 10034:2006 прийнято широко полицковий двутавр № 40Ш1.

Характеристики двутавра: Лінійна щільність – 96,1 кг/м

$h=388$  мм.

$b=300$  мм.

$s=9,5$  мм.

$t=14$  мм.

$R=22$  мм.

Площа перерізу – 122,4 см<sup>2</sup>

$J_x=34360$  см<sup>4</sup>

$J_y=6306$  см<sup>4</sup>

$W_x=1771$  см<sup>3</sup>

$W_y=420$  см<sup>3</sup>

$i_x=16,76$  см

$i_y=7,18$  см

$S_x=976$  см<sup>3</sup>

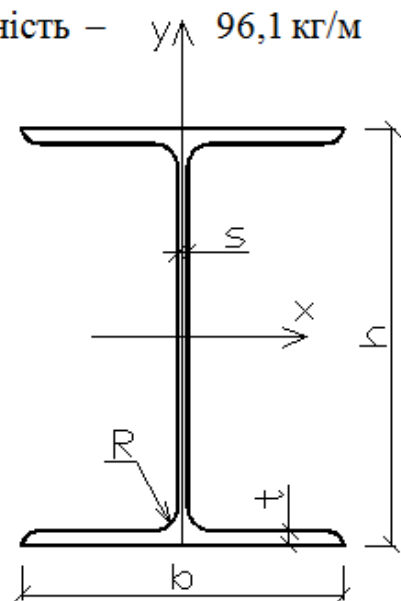


Рис.2.3. Широкополичковий двутавр

Уточнений максимальний момент в перерізі ригеля з урахуванням власної ваги з добутком значення коефіцієнт надійності по навантаженню, який дорівнює  $\gamma_f=1,05$

$$961 \cdot 1,05 = 1009 \text{ Н} \cdot \text{м}$$

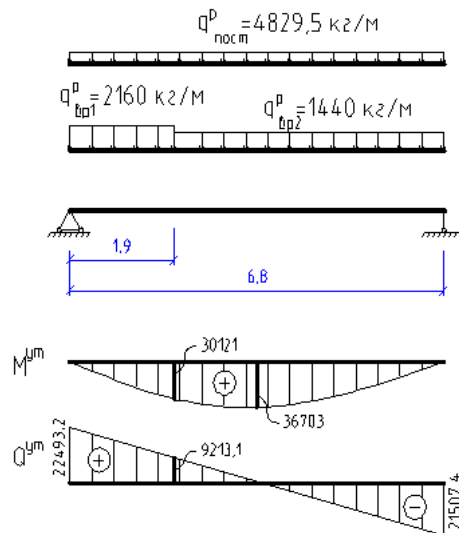


Рис.2.4. Побудова епюр сил та моментів, що діють на ригель.

#### 2.1.4. Перевірка прийнятого перерізу ригеля

Перевірка ригеля по нормальним напруженням.

$$\sigma = \frac{M_{\max}^{ym}}{W_x} \leq R_y \cdot \gamma_c$$

$M_{\max}^{ym} = 36703 \cdot 0,95 = 34867,85 \text{ кгс} \cdot \text{м}$  - уточнений максимальний згиний момент;

$W_x = 1771 \text{ см}^3$  - момент опору прийнятого перерізу ригеля;

$R_y = 23,5 \text{ кН} / \text{см}^2 = 2305,35 \text{ кгс} / \text{см}^2$  - розрахунковий опір матеріалу ригеля сталі

S235 по межі плинності

$\gamma_c = 0,9$  - коефіцієнт умови роботи конструкції

$$\sigma = \frac{34867,85 \cdot 100}{1771} \leq 2305,35 \cdot 0,9 \text{ відповідно } \sigma = 1968,8 \leq 2074,8, \text{ що свідчить про}$$

виконання умов міцності

### 2.1.5. Перевірка ригеля по дотичном напруженням.

Перевірка виконується в місці з'єднання ригеля з колоною, тобто в місці дії максимального поперечного зусилля

$$Q_{max}^{ym} = 224932 \cdot 0,95 = 213685,4 \text{ Н} = 21,4 \text{ КН}$$

Дотичні напруження в місці контакта

$$\tau = \frac{Q_{max}^{ym} \cdot S_x}{J_x \cdot s} \leq R_s \cdot \gamma_c$$

де  $S_x = 976 \text{ см}^3$  - момент опору перерізу ригеля (двотавр № 40Ш1);

$J_x = 34360 \text{ см}^4$  - момент інерції перерізу ригеля (двотавр № 40Ш1);

$s = 9,5 \text{ мм} = 0,95 \text{ см}$  - товщина стінки ригеля (двотавр № 40Ш1);

$$R_s = \frac{0,58 \cdot R_y}{\gamma_m} \text{ - розрахунковий опір зсуву [8]}$$

$\gamma_m = 1,025$  - коефіцієнт надійності для сталі С235 [8]

$$R_s = \frac{0,58 \cdot 230535}{1,025} = 13045 \frac{\text{Н}}{\text{см}^2} = 135 \text{ МПа}$$

$$\text{Дотичні напруження } \tau = \frac{213685,4 \cdot 976}{34360 \cdot 0,95} \leq 13045 \cdot 0,9 \frac{\text{Н}}{\text{см}^2} = 130,4 \text{ МПа.}$$

Так як  $130,4 \text{ МПа} < 135 \text{ МПа}$  то умови міцності виконуються .

### 2.1.6. Перевірка загальної стійкості і жорсткості ригеля .

У випадку, що розглядається, перевірка загальної стійкості не потрібна, так як стислий пояс ригеля -балки (верхній пояс при вигині вниз) розкріплений по всій довжині суцільним настилом з плит перекриття. Це положення відповідає чинним будівельним нормам (зокрема Єврокодам EN 1993-1-1, для сталевих конструкцій).

Жорсткість конструкції перевіряється шляхом порівняння фактичного прогину від нормативного навантаження з гранично допустимим прогином згідно з вимогами [8].

$$f_{max} < f_u$$

Максимальний прогин розраховується згідно з діючими нормативами для заданої конструкції при дії нормативних навантажень:

$$f_{max} = 5qL^3 / 384EJ$$

де:  $q$  — нормативне рівномірно розподілене навантаження,

з попередніх розрахунків  $q = 47286 \text{ Н/м} = 47,3 \text{ кН/м} = 0,473 \text{ кН/см}$

$L = 6000 \text{ см}$  — проліт конструкції,

$E = 2,1 \cdot 10^7 \text{ кН/см}^2$  — модуль пружності матеріалу (Сталь 235),

$J = 34360 \text{ см}^4$  — момент інерції перерізу, прийнятого для двотавра № 40Ш1)

Відповідно

$$f_{max} = 5 \cdot 0,473 \cdot 6000^3 / (384 \cdot 2,1 \cdot 10^7 \cdot 34360) = 1,9 \text{ см}$$

Відповідно до [6], гранично допустимий прогин для балок становить:

$$f_u = L/a$$

тут  $a$  — коефіцієнт, що залежить від типу конструкції та її призначення (для балок перекриттів житлових будівель —  $a = 150 - 200$ ).

Приймаємо  $a = 150$

Таким чином допустимий прогин для ригеля складає

$$f_u = 6/150 = 0,04 \text{ м} = 4 \text{ см}$$

Перевірка умов жорсткості

$$f_{max} = 1,9 \text{ см} < f_u = 4 \text{ см}$$

Так умова виконується — жорсткість ригеля є достатньою.

### 2.1.7. Перевірка місцевої стійкості стінки ригеля

З метою визначення необхідності встановлення поздовжніх або поперечних ребер жорсткост виконуємо перевірку місцевої стійкості стінки ригеля.

Стійкості стінки ригеля без ребер характеризується коефіцієнтом гнучкості

$$\bar{\lambda}_{cm} = \frac{h_{cm}}{t_{cm}}$$

де  $h_{cm}$  -- висота стінки ригеля;  $t_{cm}$  -- товщина стінки;

$R$  - межа плинності сталі 235 (матеріал ригеля);

$E$  - модуль пружності сталі 235 (матеріал ригеля);

Для ригеля, що розглядається

$$t_{ct} = 1,4 \text{ см}$$

$$h_{cm} = h - 2 \cdot t = 38,8 - 2 \cdot 1,4 = 36 \text{ см}$$

тут  $h = 38,8$  см - висота ригеля .

Відповідно коефіцієнт гнучкості

$$\bar{\lambda}_{cm} = 36/1,4 = 26.$$

Згідно ДБН В.2.6-198:2014 для балки (ригеля) без поперечних ребер повинна виконуватись умова.

$$\lambda_{wдоп} \leq 40 \dots 50.$$

Так як  $\bar{\lambda}_{cm} = 26 \leq \lambda_{wдоп} = 40 \dots 50$  умова стійкості виконується і встановлювати додаткові ребра жорсткості потреби немає.

2.1.8. Розрахунок опорного ребра примикання ригеля до колони.

Ширина опорного ребра двотавра № 40Ш1  $b_{h0} = b = 400 \text{ мм}$

Визначаємо товщину опорного ребра з умови не продавлювання стінки колони:

$$t_{so} = \frac{F_k}{b_{h0} \cdot R_p}$$

$F_k = 213,6854 \text{ кН}$  - вертикальне навантаження від ригеля на колону , дорівнює максимальній

поперечній силі в ригелі в місці примикання до колони.

$R_p = 350 \text{ МПа} = 35 \text{ кН/см}^2$  - розрахунковий опір прокатної сталі (сталь С235) на

стиск.  $t_{so} = \frac{213,6854}{30 \cdot 35} = 0,21 \text{ см}$

Ребро повинно мати достатню товщину, щоб не втратити стійкість як пластина.

Для цього визначається мінімальна товщина ребра за умовами стійкості

$$t_{so} = \frac{b_{h0}}{\sqrt{\frac{E}{R_y}}}$$

З урахуванням  $R_y = 23,5 \text{ кН/см}^2$  - розрахунковий опір сталі по межі плинності

сталі 235 (матеріал ригеля);

$$t_{so} = \frac{30}{\sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^6}{2305,35}}} = 1 \text{ см}$$

Так як товщина ребра двотавра № 40Ш1  $a = 14 \text{ мм}$

$$a = 14 \text{ мм} \leq 1,5 \cdot t_{so} = 1,5 \cdot 10 = 15 \text{ мм}$$

умови стійкості опорного ребра забезпечені.

## 2.2. Розрахунок горищного перекриття будівлі дитячого садку.

### 2.2.1. Виконуємо збір навантажень на ригель

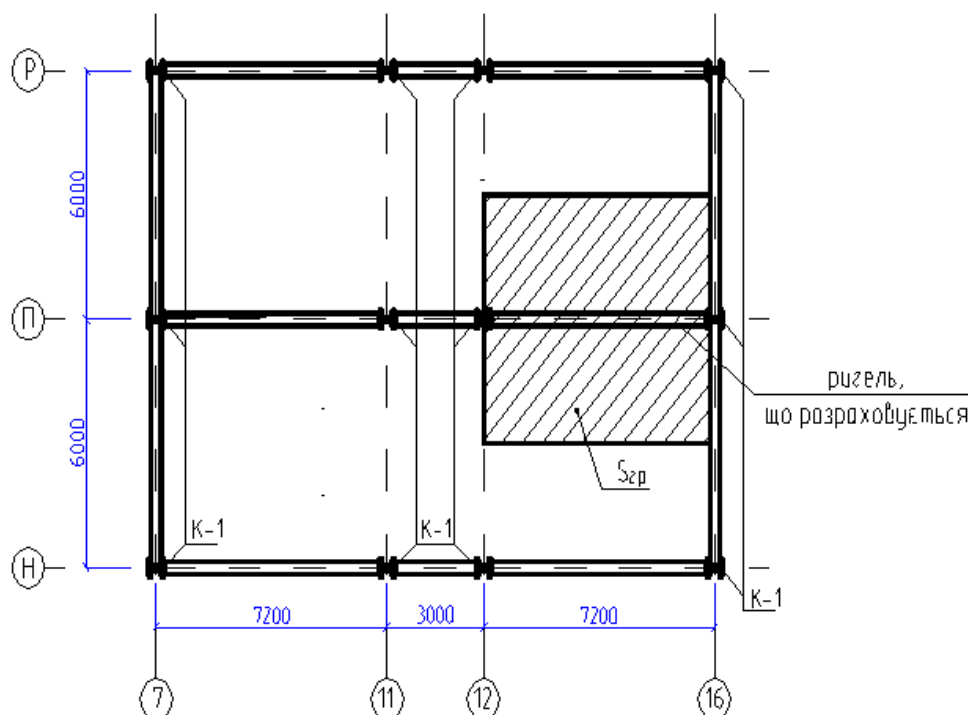


Рис. 2.5. Конструкція горищного перекриття

В конструкції перекриття прийняті багатопустотні плити завтовшки 220 мм, з круглими порожнечами діаметром 159 мм за ДСТУ Б В.2.6-66:2008, які виготовляються з важкого бетону щільністю  $\gamma = 2500 \text{ кг/м}^3$  та з напруженою арматурою класу А800.

Згідно прийнятої конструкції вазнажна площа  $S_{cp}$  визначається

$$S_{cp} = 7,2 \cdot 6 = 43,2 \text{ м}^2$$

тут  $7,2 \text{ м}$  ;  $6 \text{ м}$  - крок колон відповідно по ширині і довжині будівлі.

Тимчасові навантаження прийняті по ДБН В.1.2.-2:2006. Навантаження і впливи дод.3.5 таблиці 3

Результати розрахунків наведено в таблиці 2.2

Таблиця 2.2 Збір навантажень на горищне перекриття

Вид навантаження	$q^H$ , кН/м <sup>2</sup>	$\gamma_f$	$q^P$ , кН/м <sup>2</sup>
навантаження на перекриття:			
I Постійна:			
1. Плити перекриття	3,00	1,1	3,30
2. Утеплювач (Rockwool $\rho=160\text{кг/м}^3$ ; $t=230\text{мм}$ )	0,368	1,3	0,478
3. Пароізоляція (плівка Ютафол Н220 Стандарт)	0,022	1,2	0,003
Разом постійна	3,3702		3,781
II Тимчасова:			
1. Технічний поверх	2,00	1,2	2,40
Разом тимчасова	2,00		2,40
Всього:	5,3702		6,181



2.2.2. Визначення зусиль, що діють в перерізі ригеля горизонтального перекриття.

Визначаємо зусилля від розрахункових навантажень з урахуванням кроку колон, який дорівнює 6м

$$q^p = 618,1 \cdot 6,0 = 3708,6 \text{ кН/м} - \text{ розрахункове постійне навантаження (табл.2.2)}$$

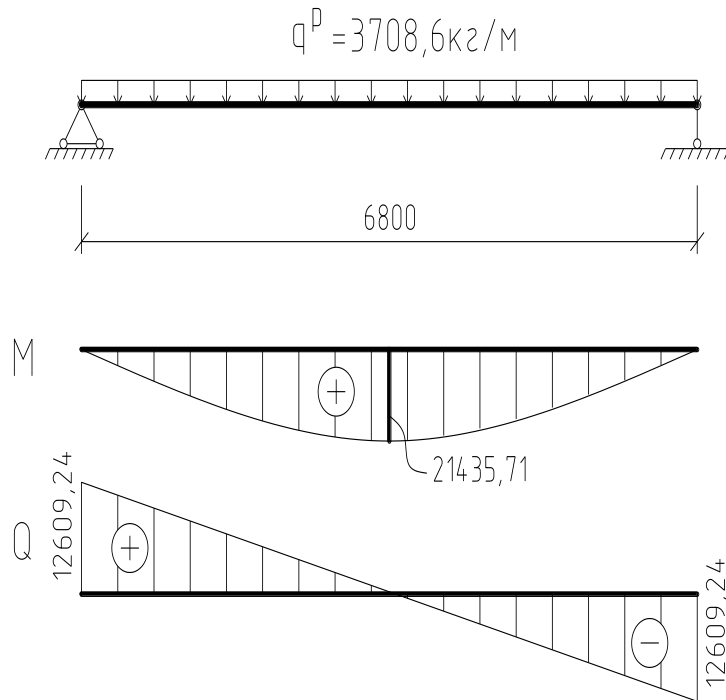


Рис. 2.6. Побудова епюри сил і моментів, що діють на ригель перекриття.

Аналіз епюри показує, що максимальний згиний момент діє в середині ригеля та дорівнює

$$M_{\max}^p = M \cdot \psi \cdot \gamma_n = 21435,71 \cdot 1,05 \cdot 0,95 = 2138212 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Згиний момент визначено з орієнтовним обліком власної ваги ригеля.

Максимальна поперкова сила діє в місцях опирання ригеля визначається із задалегіть прийнятим коефіцієнтом  $\psi$ , який враховує вагу ригеля.

$$\psi = 1,05$$

$$Q_{\max}^p = Q \cdot \psi \cdot \gamma_n = 12609,24 \cdot 1,05 \cdot 0,95 = 1257772 \text{ кН}$$

$\gamma_n = 0,95$  - коефіцієнт надійності по відповідальності будівлі за ДБН В.1.2.-2:2006.

### 2.2.3. Підбір перетину ригеля з прокатного профіля.

Необхідний момент опору поперекового перетину відносно центральної осі X (у плоскості згину):

$$W_x = \frac{M_{\max}^p}{R_y \cdot \gamma_c}$$

$R_y = 23,5 \text{ кН} / \text{см}^2 = 2305,35 \text{ кгс} / \text{см}^2$  - розрахунковий опір сталі С235 по межі плино-сті

$\gamma_c = 0,9$  - коефіцієнт умови роботи

$$W_x = \frac{M_{\max}^p}{R_y \cdot \gamma_c} = \frac{2138212 \cdot 100}{2305,35 \cdot 0,9} = 1030,6 \text{ см}^3$$

З сортаменту по ДСТУ EN 10034:2006 приймаємо широкополочковий двутавр № 35Ш1

Характеристики двутавру:

Лінійна щільність – 75,1 кг/м

$h=338$  мм.

$b=250$  мм.

$s=9,5$  мм.

$t=12,5$  мм.

$R=20$  мм.

Площа перетину – 95,67 см<sup>2</sup>

$J_x=19790$  см<sup>4</sup>

$J_y=3260$  см<sup>4</sup>

$W_x=1171$  см<sup>3</sup>

$W_y=261$  см<sup>3</sup>

$i_x=14,38$  см

$i_y=5,84$  см

$S_x=651$  см<sup>3</sup>

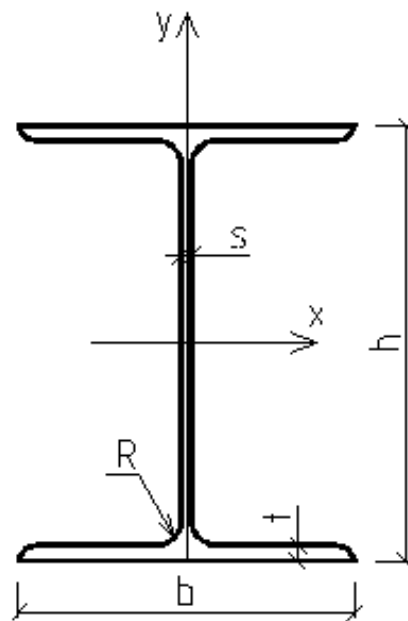
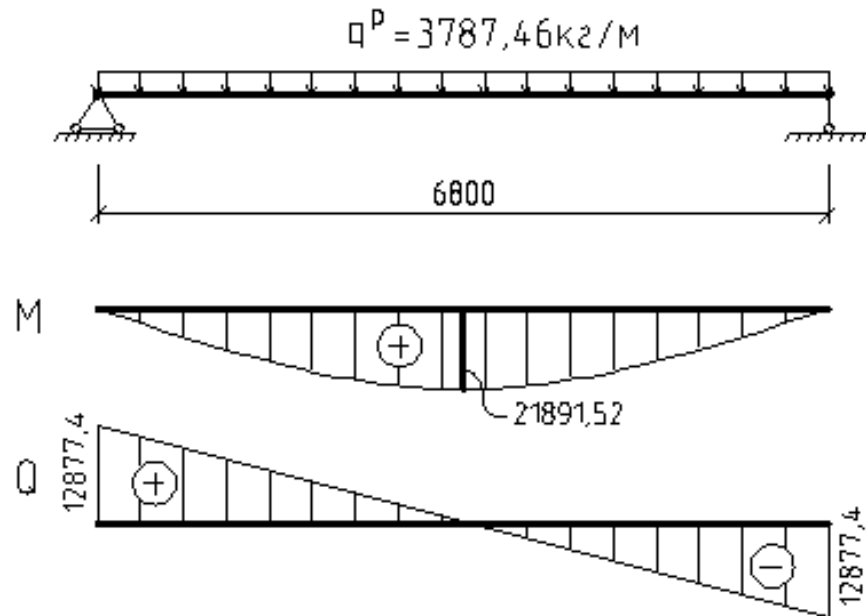


Рис. 2.7. Широкополочковий двутавр № 35Ш1

Уточнений максимальний момент в перетині ригеля з урахуванням власної ваги ртгеля на добуток коефіцієнта надійності по навантаженню ( $\gamma_f = 1,05$ )

$$M = 213,8212 \cdot 1,05 = 218,91527886 \text{ кН} \cdot \text{м}$$



|

Рис. 2.8. Побудова епюри сил і моментів, що діють на ригель перекриття з урахуванням власної ваги.

#### 2.2.4. Перевірка прийнятого перерізу ригеля.

Нормальні напруження, що діють в перерізу ригеля .

$$\sigma = \frac{M_{\max}^{ym}}{W_x} \leq R_y \cdot \gamma_c$$

$M_{\max}^{ym} = 218,9152 \cdot 0,95 = 207,96,94 \text{кН} \cdot \text{м}$  - уточнений максимальний згиний момент.

$W_x = 1295 \text{см}^3$  - момент опору прийнятого за ДСТУ EN 10034:2006 двутавра № 35Ш1

$R_y = 23,5 \text{кН} / \text{см}^2 = 2305,35 \text{кгс} / \text{см}^2$  - розрахунковий опір сталі по межі плинності (для сталі С235)

$\gamma_c = 0,9$  - коефіцієнт умови роботи

$$\sigma = \frac{20796,94 \cdot 100}{1295} = 1776 \leq 2305,35 \cdot 0,9 = 2074$$

Таким чином умови виконуються.

Перевірка перерізу ригеля по дотичним напруженням.

Перевірку виконуємо в місці з'єднання ригеля з колоною, так як там діють максимальні поперечні зусилля.

Умови міцності по дотичним напруженням

$$\tau = \frac{Q_{\max}^{ym} \cdot S_x}{J_x \cdot s} \leq R_s \cdot \gamma_c$$

тут  $Q_{\max}^{ym} = 128,774 \cdot 0,95 = 122,3353 \text{кН}$  - максимальне поперечне зусилля

$S_x = 651 \text{см}^3$  - момент опору прийнятого перетину (двутавр № 35Ш1)

$J_x = 19790 \text{см}^4$  - момент інерції прийнятого перетину

$s = 9,5 \text{мм} = 0,95 \text{см}$  - товщина стінки прийнятого за ДСТУ EN 10034:2006 двутавра № 35Ш1

$R_s = \frac{0,58 \cdot R_y}{\gamma_m}$  - розрахунковий опір зрізання [7]

$\gamma_m = 1,025$  - коефіцієнт надійності по матеріалу .

Допустимі дотичні напруження

$$R_s = \frac{0,58 \cdot 23,0535}{1,025} = 13,045 \text{кН/см}^2$$

Дотичні напруження в перерізі ригеля

$$\tau = \frac{122,3353 \cdot 651}{19790 \cdot 0,95} = 4,23 \cdot \text{кН/см}^2$$

Таким чином  $4,23 \text{кН/см}^2 < 13,045 \text{кН/см}^2$ , тобто умови міцності виконуються.

#### 2.2.5. Перевірка загальної стійкості і жорсткості ригеля горіщного перекриття.

Виконуємо перевірку по методиці застосованої для перевірки ригеля меж поперзого перекриття (п. п.2.1.6—2.1.8.).

У випадку, що розглядається також, перевірка загальної стійкості не потрібна, так як стислий пояс ригеля -балки (верхній пояс при вигині вниз) розкріплений по всій довжині суцільним настилом з плит перекриття.

Жорсткість конструкції також перевіряємо шляхом порівняння фактичного прогину від нормативного навантаження з гранично допустимим прогином згідно з вимогами [8].

$$f_{\max} < f_u$$

Максимальний прогин розраховується згідно з діючими нормативами для заданої конструкції при дії нормативних навантажень:

$$f_{\max} = 5qL^3 / 384EJ$$

де:  $q = 37,1 \text{кН/м}$ — нормативне рівномірно розподілене навантаження,

з попередніх розрахунків  $q = 37,1 \text{кН/м} = 37,1 \text{кН/м} = 0,371 \text{кН/см}$

$L = 6000 \text{см}$ — проліт конструкції,

$E = 2,1 \cdot 10^7 \text{кН/см}^2$  — модуль пружності матеріалу (Сталь235),

$J = 19790 \text{см}^4$  — момент інерції перерізу (двотавр № 35Ш1)

$$f_{\max} = 5 \cdot 0,371 \cdot 6000^3 / (384 \cdot 2,10^7 \cdot 19790) = 2,6 \text{см}$$

Відповідно до [8], гранично допустимий прогин для балок становить:

$$f_u = L/a$$

тут  $a$  — коефіцієнт, що залежить від типу конструкції та її призначення ( для балок перекриттів житлових будівель —  $a=150 - 200$ ).

Приймаємо  $a=150$

Таким чином допустимий прогин для ригеля складає

$$f_u = 6/150 = 0,04 \text{ м} = 4 \text{ см}$$

Перевірка умов жорсткості

$$f_{\max} = 2,6 \text{ см} < f_u = 4 \text{ см}$$

Умова виконується і жорсткість ригеля є достатньою.

#### 2.2.6.Перевірка місцевої стійкості стінки ригеля

З метою визначення необхідності встановлення поперечних або поздовжніх ребер жорсткост виконуєм перевірку місцевої стійкості стінки ригеля .

Стійкості стінки ригеля без ребер визначається коефіцієнтом гнучкості

$$\bar{\lambda}_{cm} = \frac{h_{cm}}{t_{cm}}$$

тут  $h_{cm}$  -- висота стінки ригеля;  $t_{cm}$  товщина стінки;

$R$  - межа плинності сталі 235 (матеріала ригеля);

$E$  - модуль пружності сталі 235 (матеріала ригеля).

Для ригеля, ( двотавр № 35Ш1 за ДСТУ EN 10034:2006), що розглядається

$$t_{cm} = 1,25 \text{ см}$$

$$h_{cm} = h - 2 \cdot t = 33,8 - 2 \cdot 1,25 = 31,3 \text{ см}$$

тут  $h = 33,8 \text{ см}$  - висота ригеля .

Відповідно коефіцієнт гнучкості

$$\bar{\lambda}_{cm} = 31,3/1,4 = 22,6.$$

Згідно ДБН В.2.6-198:2014 для балки (ригеля) без поперечних ребер повинна виконуватись умова.

$$\lambda_{\text{вдоп}} \leq 40 \dots 50.$$

Так як  $\bar{\lambda}_{cm} = 22,6 \leq \lambda_{\text{вдоп}} = 40 \dots 50$  то умова стійкості виконується і встановлювати додаткові ребра жорсткості немає потреби.

## 2.2.8. Розрахунок опорного ребра примикання ригеля до колони.

Ширина опорного ребра двотавра № 35Ш1  $b_{h0} = b = 350\text{мм}$

Визначаємо товщину опорного ребра з умови того, що він не продавлюватиме стінку колони:

$$t_{so} = \frac{F_k}{b_{h0} \cdot R_p}$$

$F_k$  - вертикальне навантаження від ригеля на колону, дорівнює максимальній поперечній силі в місці примикання до колони.

З попередніх розрахунків

$$F_k = 213,6854\text{кН}$$

$R_p = 350\text{МПа} = 35\text{кН/см}^2$  - розрахунковий опір матеріала прокатного профіля

(сталь С235) на стискання.  $t_{so} = \frac{213,6854}{30 \cdot 35} = 0,21\text{см}$

Аби не втратити стійкість ребро як пластина повинно мати достатню товщину.

За умовами стійкості визначається мінімальна товщина ребра.

$$t_{so} = \frac{b_{h0}}{\sqrt{\frac{E}{R_y}}}$$

З урахуванням розрахункового опору сталі С235 по межі плинності

$$R_y = 23,5\text{кН/см}^2$$

$$t_{so} = \frac{30}{\sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^6}{2305,35}}} = 1\text{см}$$

Так як товщина ребра двотавра № 35Ш1  $a = 12,5\text{мм}$

$$a = 12,5\text{мм} \leq 1,5 \cdot t_{so} = 1,5 \cdot 10 = 15\text{мм}$$

тобто умови стійкості опорного ребра забезпечені.

## 2.3 Розрахунок колони

Розрахунок ведеться для середньої колони оскільки вона найбільш навантажена.

### 2.3.1. Збір навантажень на колону

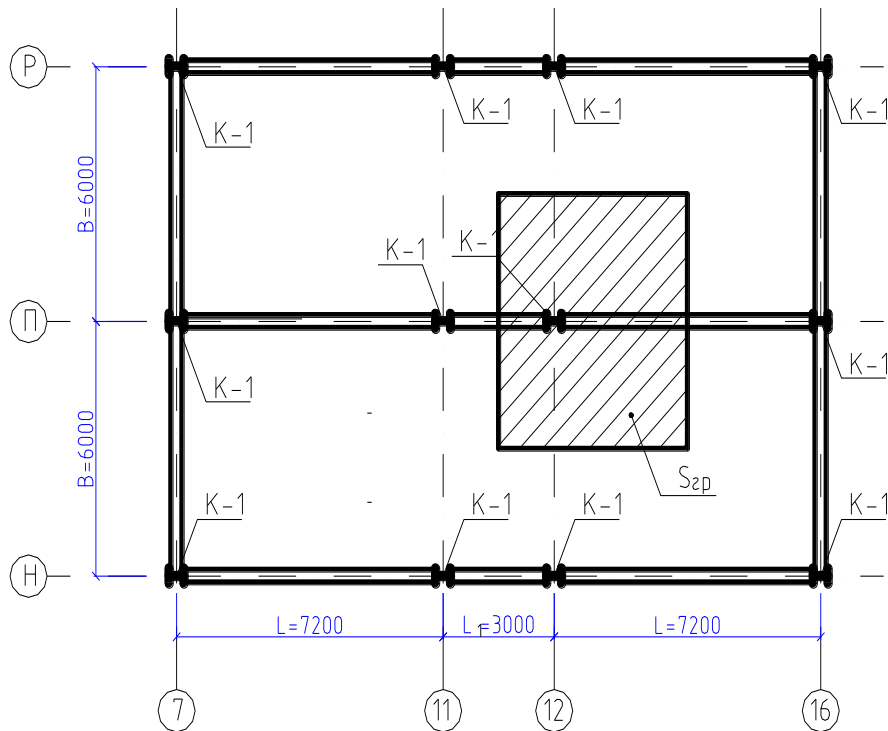


Рис. 2.9. Конструкція колони

$$S_{zp} = \left( \frac{L}{2} + \frac{L_1}{2} \right) \cdot B = \left( \frac{7,2}{2} + \frac{3}{2} \right) \cdot 6 = 30,6 \text{ м}^2 - \text{вантажна площа}$$



Таблиця 2.3. Навантаження від покриття:

Вид навантаження	$q^*$ , кг/м <sup>2</sup>	$\gamma_f$	$q^P$ , кг/м <sup>2</sup>
I Постійна:			
Власна вага конструкції крівлі на 1м <sup>2</sup> :			
Металлочерепиця	6.2	1.2	7.44
Подвійне обрешетування (дошка 125х32 крок 300мм.; брусок 50х50 300мм.)	13	1.1	14.3
Гідроізоляція (плівка Тайвек Про $\rho=130\text{г/м}^2$ )	0.13	1.3	0.17
Прогін 100х75 крок 1м.	4.5	1.1	5
Стропила 275х175 крок 1,2м.	24.1	1.1	26.5
Разом постійна на 1м <sup>2</sup>	47.9		53.4
брус на колонну 175х225 L=6м.	141.75кг	1.1	155.9кг
стійка на колонну 150х150 L=380мм.	6.75кг	1.1	7.4кг
Разом постійна на колону	148.5		163.3
II Тимчасова:			
Снігова	224	0.7	320
Разом тимчасова	224		320
Разом повна (кг/м <sup>2</sup> )+ зосередже- на на колону (кг)	271.9 + 148.5		373.4 + 163.3

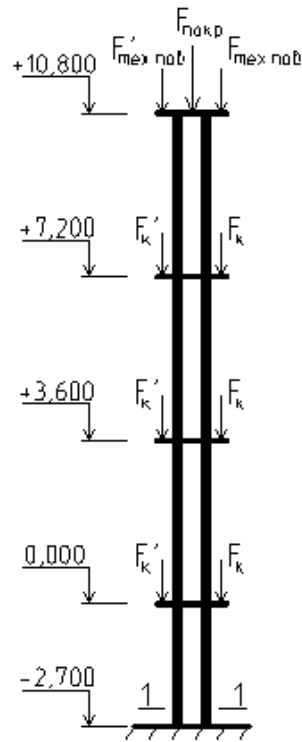


Рис.2.10. Збір навантажень на колону

$F_k = 21368,54 \text{ кгс}$  - реакція балки міжповерхового перекриття на колону, рівна максимальній поперечній силі в балці в місці примикання до колони.

$F'_k = 8150,4 \text{ кгс}$  - реакція балки міжповерхового перекриття на колону з іншого боку, рівна максимальній поперечній силі в балці в місці примикання до колони від .

$F_{max.эт} = 12233,53 \text{ кгс}$  - реакція балки горищного перекриття на колону, рівна максимальній поперечній силі в балці в місці примикання до колони (див. розрахунок горищного перекриття).

$F'_{max.эт} = 4923,7 \text{ кгс}$  - реакція балки горищного перекриття на колону з іншого боку, рівна максимальній поперечній силі в балці в місці примикання до колони від .

$F_{покp} = 373,4 \cdot S_{зр} + 163,3 = 373,4 \cdot 30,6 + 163,3 = 11589,34 \text{ кгс}$  - розрахункове навантаження від покриття (табл.2.3).

### 2.3.2. Підбір перетину колони з прокатного двутавра

Розрахунок проводиться для колони підвального поверху. Колони працюють на внецентренне стискування.

Розрахункова подовжня сила в найбільш навантаженому перетині колони (пер.1-1):

$$N = F_{покp} + F_{мех.эм} + F'_{мех.эм} + 3 \cdot F_{к} + 3 \cdot F'_{к} + 1,5 \cdot H_c \cdot \gamma_{fc} \cdot n$$

$1,5 \frac{кН}{м^2} = 2225 \frac{кг}{м^2}$  - орієнтування вага погонного метра стрижня колони

$H_c = 3,6 м$  - середня висота колони в межах одного поверху.

$\gamma_{fc} = 1,05$  - коефіцієнт надійності по навантаженню

$n = 4$  - число поверхів будівлі, включаючи підвал.

$$N = 11589,34 + 12233,53 + 4923,7 + 3 \cdot 21368,54 + 3 \cdot 8150,4 + 2225 \cdot 3,6 \cdot 1,05 \cdot 4 = 150945,4 \text{ кгс}$$

$$F_1 = F_{мех.эм} + 3 \cdot F_{к} = 12233,53 + 3 \cdot 21368,54 = 76339,15 \text{ кгс} - \text{сума сил що діють з одного}$$

боку колони

$$F_2 = F'_{мех.эм} + 3 \cdot F'_{к} = 4923,7 + 3 \cdot 8150,4 = 29374,9 \text{ кгс} - \text{сума сил що діють з другого}$$

боку колони

Момент від внецентренного стискування колони:

$$M = (F_1 - F_2) \cdot e$$

$e = 0,4 м$  - висота перетину колони (прийняті заздалегідь)

$$M = (76339,15 - 29374,9) \cdot 0,4 = 18785,7 \text{ кгс} \cdot м$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{18785,7}{150945,4} = 0,124 м - \text{ексцентриситет привада навантаження.}$$

Розрахунок на стійкість в плоскості рами.

Матеріал колони – сталь С235 за ДСТУ 8539-2015,

модуль пружності -

$$E = 2,06 \cdot 10^6 \frac{кгс}{см^2}$$

Призначаю генеральні розміри колони.

Висоту перетину колони знаходжу з умови жорсткості:

$$h_k = \left( \frac{1}{12} \div \frac{1}{20} \right) \cdot L_0$$

$L_0 = 2,7\text{ м}$  - висота підвалу.

$$h_k = \left( \frac{1}{12} \div \frac{1}{20} \right) \cdot 2,7 = 0,225 \div 0,135\text{ м} = 0,22\text{ м}$$

Умовна гнучкість

$$\bar{\lambda}_x = \frac{L_0}{0,43 \cdot h_k} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}}$$

$$\bar{\lambda}_x = \frac{2,7}{0,43 \cdot 0,22} \cdot \sqrt{\frac{2305,35}{2,06 \cdot 10^6}} = 0,955$$

Приведений відносний ексцентриситет

$$m_{ef} = \frac{1,25 \cdot M}{N \cdot 0,35 \cdot h_k}$$

$$m_{ef} = \frac{1,25 \cdot 18785,7}{150945,4 \cdot 0,35 \cdot 0,22} = 2,02$$

По [8] визначаю коефіцієнт

Необхідна площа перетину

$$A_{mp} = \frac{N}{\varphi_e \cdot R_y \cdot \gamma_c}$$

$\gamma_c = 0,9$  - коефіцієнт умови роботи

$$A_{mp} = \frac{150945,4}{0,403 \cdot 2305,35 \cdot 0,9} = 180,5\text{ см}^2$$

Прийняті по сортаменту ДСТУ EN 10034:2006 колонний двутавр № 35К3

Характеристики двутавра:

Лінійна щільність – 144,5 кг/м

h=353 мм.

b=350 мм.

s=13 мм.

t=20 мм.

R=20 мм.

Площа перетину A = 184,1 см<sup>2</sup>

J<sub>x</sub>=42970 см<sup>4</sup>

J<sub>y</sub>=14300 см<sup>4</sup>

W<sub>x</sub>=2435 см<sup>3</sup>

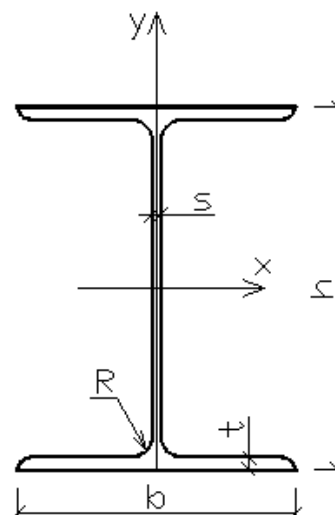


Рис.2.11. Колонний двутавр № 35К3

### 2.3.3 . Перевірка прийнятого перетину

Перевірка прийнятого перетину на стійкість

$$\frac{N}{\varphi_e \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1$$

$$\bar{\lambda}_x = \frac{L_0}{i_x} \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{2,7 \cdot 100}{15,28} \cdot \sqrt{\frac{2305,35}{2,06 \cdot 10^6}} = 0,591$$

$$m_{ef} = \frac{M}{N} \cdot \frac{A}{W_x} = \frac{18785,7 \cdot 100}{150945,4} \cdot \frac{184,1}{2435} = 0,94$$

Відношення площі полиці до площі стінки

$$\frac{A_f}{A_w} = \frac{2 \cdot 35 \cdot 2}{184,1 - 2 \cdot 35 \cdot 2} = 3,2$$

$$\eta = (1,9 - 0,1m_{ef}) - 0,02(6 - m_{ef})\bar{\lambda}_x = (1,9 - 0,1 \cdot 0,94) - 0,02 \cdot (6 - 0,94) \cdot 0,591 = 1,746$$

$$m_{tf} = \eta \cdot m_{ef} = 1,746 \cdot 0,94 = 1,64$$

По [8] приймаємо коефіцієнт

$$\frac{150945,4}{0,456 \cdot 184,1 \cdot 2305,35 \cdot 0,9} \leq 1$$

$$0,87 \leq 1$$

Умова виконується.

Перевірка стійкості з плоскості ексцентриситету

$$\frac{N}{c \cdot \varphi_y \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1$$

Відносний ексцентриситет:

$$m_{ef} = \frac{M}{N} \cdot \frac{A}{W_x} = \frac{18785,7 \cdot 100}{1509454} \cdot \frac{184,1}{2435} = 0,94$$

Гранична гнучкість при пружній роботі стислого стрижня:

$$\lambda_c = \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 3,14 \cdot \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^6}{2305,35}} = 93,86$$

По [5, прил.6] визначаю коефіцієнт

Гнучкість з плоскості ексцентриситету:

$$\lambda_y = \frac{l_{oy}}{i_y} = \frac{2,7 \cdot 100}{8,81} = 30,65; \quad \varphi_y = 0,929$$

$\alpha = 0,7$  - коефіцієнт, [8],

$\beta = 1$  - коефіцієнт, [8],

$$c = \frac{\beta}{1 + \alpha \cdot m_{ef}} = \frac{1}{1 + 0,7 \cdot 0,94} = 0,6$$

$$\frac{1509454}{0,6 \cdot 0,929 \cdot 184,1 \cdot 2305,35 \cdot 0,9} \leq 1$$

Так як  $0,71 \leq 1$  умова виконується.

Умова стійкості полиць при перевірці стійкості полиць і стінки колони

$$\frac{b_n}{t_n} \leq 2 \cdot (0,36 + 0,1 \cdot \bar{\lambda}) \cdot \sqrt{\frac{E}{R}} + t_{cm}$$

$$\bar{\lambda} = \frac{b_n}{t_n} \sqrt{\frac{R_y}{E}} = \frac{35}{2} \sqrt{\frac{2305,35}{2,06 \cdot 10^6}} = 0,585$$

$$\frac{35}{2} \leq 2 \cdot (0,36 + 0,1 \cdot 0,585) \cdot \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^6}{2305,35}} + 1,3$$

$$17,5 \leq 26,32$$

Умова виконується, отже, стійкість полиць забезпечена.

Умови місцевої стійкості стінки:

$$\alpha = \frac{\sigma - \sigma_1}{\sigma}$$

$$\tau = \frac{Q}{h_{cm} \cdot t_{cm}}$$

$\tau$  - середня дотична напруга в стінці

$Q = 22493,2 \text{ кгс} = 229,3 \text{ кН}$  - перерізаючи сила в розрахунковому перетині

(див. розрахунок ригеля)

$h_{cm} = h - 2 \cdot t = 35,3 - 2 \cdot 2 = 31,3 \text{ см}$  - висота перетину стінки колони

$$\tau = \frac{22493,2}{31,3 \cdot 1,3} = 552,8 \text{ кгс/см}^2$$

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M \cdot h_{cm}}{2 \cdot J_x} = \frac{150945,4}{184,1} + \frac{18785,7 \cdot 100 \cdot 31,3}{2 \cdot 42970} = 1504,1 \text{ кгс/см}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} - \frac{M \cdot h_{cm}}{2 \cdot J_x} = \frac{150945,4}{184,1} - \frac{18785,7 \cdot 100 \cdot 31,3}{2 \cdot 42970} = 135,7 \text{ кгс/см}^2$$

$$\alpha = \frac{1504,1 - 135,7}{1504,1} = 0,91$$

$$0,5 \leq \alpha \leq 1$$

при  $\alpha \leq 0,5$  и  $\bar{\lambda} \leq 0,8$   $\frac{h_{cm}}{t_{cm}} \leq \sqrt{\frac{E}{R_y}} = \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^6}{2305,35}} = 28,9$

при  $\alpha \geq 1$   $\frac{h_{cm}}{t_{cm}} \leq 3,8 \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 3,8 \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^6}{2305,35}} = 109,82$

Визначаємо методом інтерполяції :

при  $\alpha = 0,585$   $\frac{h_{cm}}{t_{cm}} = 33,8$

Дійсне значення  $\frac{h_{cm}}{t_{cm}} = \frac{31,3}{1,3} = 24,1$

$$24,1 \leq 33,8$$

Умова виконується, значить, місцева стійкість стінки забезпечена.

Необхідність постановки поперечних ребер жорсткості:

Стінки суцільних колон не потрібно укріплювати поперечними ребрами жорсткості в разі виконання умови

$$\frac{31,3}{1,3} < 2,2 \sqrt{\frac{2,06 \cdot 10^6}{2305,35}} <$$

$$24,1 < 65,8,$$

Умова виконується, отже, ребра жорсткості не потрібні.

#### 2.3.4. Розрахунок бази колони.

##### 2.3.4.1. Під колони прийняті базу типа «Загальна» ДСТУ 8539:2015

Визначення розмірів бази в плані.

Ширина опорної плити бази в

плані

$$B = b_n + 2 \cdot t_{mp} + 2 \cdot a$$

$b_n = 350 \text{ мм.}$  - ширина полиці коло-

ни

$t_{mp} = 10 \text{ мм.}$  - товщина траверси бази

$a = 40 \text{ мм.}$  - виступ плити за траверсой

$$B = 35 + 2 \cdot 1 + 2 \cdot 4 = 45 \text{ см}$$

Прийнята ширина плити відповідає умовам ДСТУ 8539:2015

Довжина плити:

$$Z = \frac{N + \sqrt{N^2 + 24 \cdot M \cdot B \cdot R_0}}{2 \cdot R_0 \cdot B}$$

$R_0 = 1,15 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} = 112,82 \frac{\text{кгс}}{\text{см}^2}$  - розрахунковий опір бетону фундаменту стис-

куванню (бетон В20)

$$N = N' + m_k$$

$N' = 1509454 \text{ кгс}$  - зусилля на колону від перекриттів

$m_k = m'_k \cdot L_k \cdot \gamma_f$  - розрахункова вага колони

$m'_k = 144,5 \text{ кгс/м}$  - нормативна власна вага колони на погонний метр

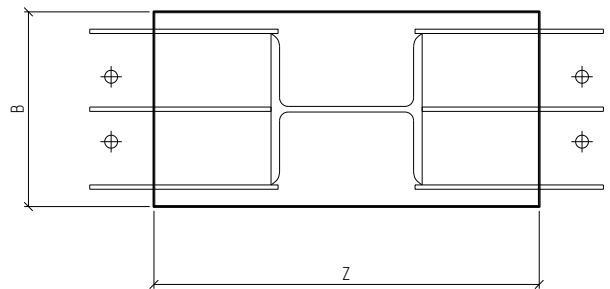


Рис.2.12.База колони



$L_k = 13,5\text{ м}$  - довжина колони

$\gamma_f = 1,05$  - коефіцієнт надійності по навантаженню

$$m_k = 144,5 \cdot 13,5 \cdot 1,05 = 2048,3 \text{ кгс}$$

$$N = 1509454 + 2048,3 = 1529937 \text{ кгс} = 1559,6 \text{ кН}$$

$M = 18785,7 \text{ кгс} \cdot \text{м}$  - момент від внецентренного стискування колони

$$Z = \frac{1529937 + \sqrt{1529937^2 + 24 \cdot 18785,7 \cdot 100 \cdot 45 \cdot 112,82}}{2 \cdot 112,82 \cdot 45} = 64,54 \text{ см.}$$

Мінімальну довжину бази плити приймаємо з конструктивних міркувань:

$$Z_{\min} = m + 2c_1$$

$m = 353 \text{ мм}$  - висота перетину колони

$c_1 = 250 \text{ мм}$  - мінімальна довжина консольного виступу плити

$$Z_{\min} = 353 + 2 \cdot 250 = 853 \text{ мм}$$

Довжина траверси:

$$l_{mp} = c_1 + t_n + 2$$

$t_n = 20 \text{ мм}$  - товщина полиці колони

$$l_{mp} = 25 + 2 + 2 = 29 \text{ см}$$

Фактична максимальна напруга під плитою бази:

$$\sigma_{\phi, \max} = \frac{N}{B \cdot Z} + \frac{6M}{B \cdot Z^2}$$

$$\sigma_{\phi, \max} = \frac{1559,6}{0,45 \cdot 0,9} + \frac{6 \cdot 191,5}{0,45 \cdot 0,9^2} = 7003,13 \text{ кН/м}^2$$

Фактична мінімальна напруга під плитою бази:

$$\sigma_{\phi, \min} = \frac{N}{B \cdot Z} - \frac{6M}{B \cdot Z^2}$$

$$\sigma_{\phi, \min} = \frac{1559,6}{0,45 \cdot 0,9} - \frac{6 \cdot 191,5}{0,45 \cdot 0,9^2} = 698,6 \text{ кН/м}^2$$

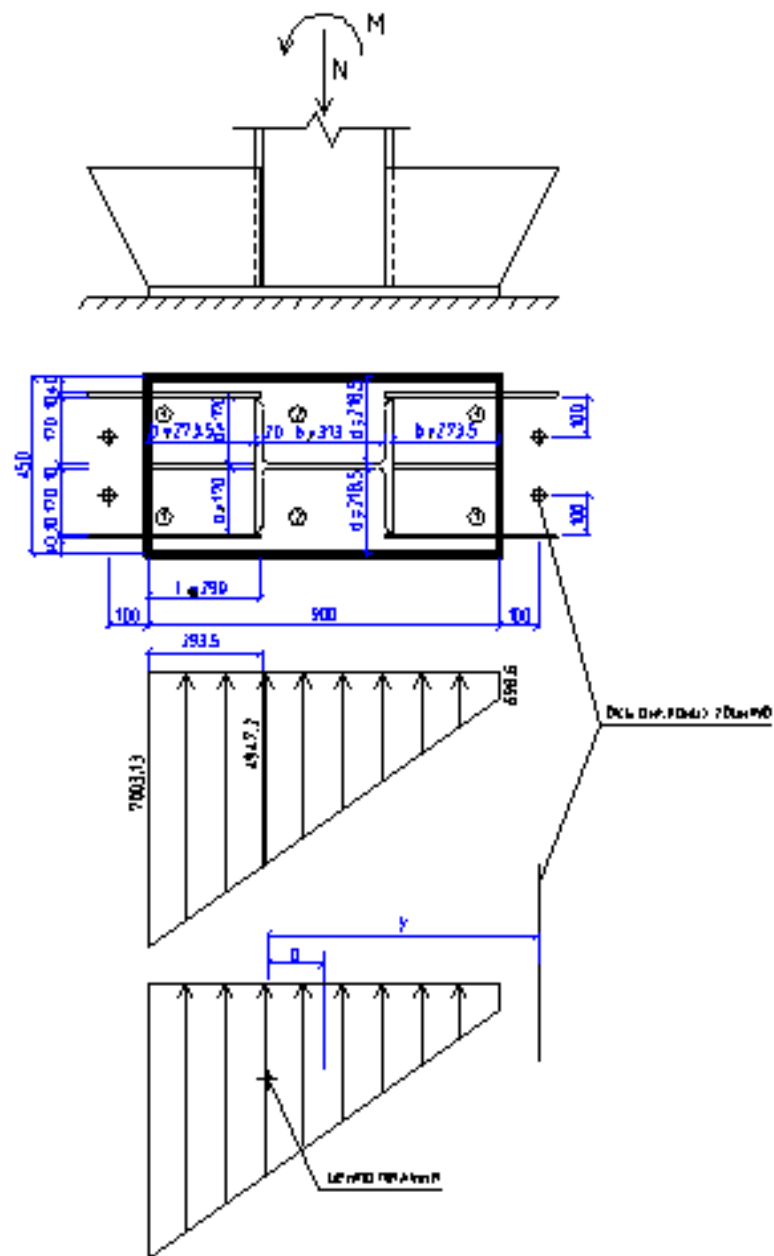


Рис. 2.13. До розрахунку бази внецентрово-стиснутої колони

Для ділянки, що спирається трьома сторонами

1.  $b_1 = 273,5 \text{ мм}$

$$d_1 = 170 \text{ мм}$$

$$\frac{b_1}{d_1} = \frac{273,5}{170} = 1,61 \Rightarrow \beta = 0,128, [8]$$

$$\sigma_1 = 7003,13 \text{ кН/м}^2$$

$$M_1 = \beta \cdot \sigma_1 \cdot d_1^2 = 0,128 \cdot 7003,13 \cdot 0,17^2 = 25,9 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

2.  $b_2 = 313 \text{ мм}$

$$d_2 = 218,5 \text{ мм}$$

$$\frac{b_2}{d_2} = \frac{313}{218,5} = 1,43 \Rightarrow \beta = 0,126, [8]$$

$$\sigma_2 = 4947,2 \text{ кН/м}^2$$

$$M_2 = \beta \cdot \sigma_2 \cdot d_2^2 = 0,126 \cdot 4947,2 \cdot 0,2185^2 = 29,76 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Товщина плити бази колони

$$t_{nl} = \sqrt{\frac{6 \cdot M_{\max}}{R_y \cdot \gamma_c}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 29,76 \cdot 100}{2305,35 \cdot 0,9}} = 2,93 \text{ см}$$

Остаточні прийняті

$$Z_{nl} = 900 \text{ мм}$$

$$t_{nl} = 30 \text{ мм}$$

2.3.4.2. Розрахунок траверс бази колони

1. З умови міцності кутових швів, що сполучають траверсу з колоною

$$h_{mp} = \frac{0,5 \cdot B \cdot c_1 \cdot 0,5(\sigma_{\max} + \sigma_2)}{2 \cdot k_{uw} (\beta_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf})_{\min} \cdot \gamma_c} + 1 \text{ см}$$

$$B_{nl} = 450 \text{ мм} - \text{ширина плити бази}$$

$$c_1 = 250 \text{ мм} - \text{величина консольного виступу плити за пояс колони}$$

$$k_{uw} = 7 \text{ мм} - \text{катет шва (механізована зварка), [10],}$$

$$\gamma_{wf} = 1 - \text{коефіцієнт умови роботи шва}$$

$R_{wf} = 18,8 \text{кН/см}^2$  - розрахунковий опір зварного кутового шва (тип електроду

Е42а за ДСТУ ISO2560-А-Е-38 2 RC 11)

$\beta_f = 0,7$  - коефіцієнт [10],

$0,5(\sigma_{\text{vax}} + \sigma_2)$  - середня напруга під підшоною бази в межах ділянки.

$$\sigma_{\text{max}} = 7003,13 \text{кН/м}^2$$

$$\sigma_2 = 4947,2 \text{кН/м}^2$$

$$h_{mp} = \frac{0,5 \cdot 0,45 \cdot 0,25 \cdot 0,5(7003,13 + 4947,2)}{2 \cdot 0,007(0,7 \cdot 18,8 \cdot 10^4 \cdot 1)_{\text{min}} \cdot 0,9} + 1 \text{см} = 20,3 \text{см}$$

2. З умови міцності траверси на вигин

$$h_{mp} = \sqrt{\frac{6 \cdot M}{t_{mp} \cdot R_y}}$$

$$M = 0,25 \cdot B \cdot c_1^2 (\sigma_{\text{max}} + \sigma_2) = 0,25 \cdot 0,45 \cdot 0,25^2 \cdot (7003,13 + 4947,2) = 84 \text{кН} \cdot \text{м}$$

$t_{mp} = 1 \text{см}$  - товщина траверси

$R_y = 23,5 \text{кН/см}^2$  - розрахунковий опір матеріалу траверс (сталь С235 за

ДСТУ 8539-2015)

$$h_{mp} = \sqrt{\frac{6 \cdot 84 \cdot 100}{1 \cdot 23,5}} = 46,3 \text{см}$$

3. З умови міцності траверси на зріз

$$h_{mp} = \frac{0,5 \cdot B \cdot c_1 \cdot 0,5(\sigma_{\text{max}} + \sigma_2)}{t_{mp} \cdot R_{cp}}$$

$R_{cp} = 13,5 \text{кН/см}^2$  - розрахунковий опір матеріалу траверс на зріз (сталь С235

за ДСТУ 8539-2015).

$$h_{mp} = \frac{0,5 \cdot 0,45 \cdot 0,25 \cdot 0,5(7003,13 + 4947,2)}{0,01 \cdot 13,5 \cdot 10^4} = 0,25 \text{м} = 25 \text{см}$$

Остаточню прийняті

$$t_{mp} = 10 \text{мм}$$

### 2.3.4.3. Розрахунок анкерних болтів.

Марка сталі болта – 09Г2С

Визначаємо розрахунковий опір металу болта розтягуванню

Необхідна площа перетину одного анкерного болта

$$A_{\sigma}^{um} = \frac{M - N \cdot a / y}{n \cdot R_p^a}$$

$a, y$  - розміри, вказані за ДСТУ ГОСТ 24379.1:2008.

Характеристика болтів

$$a = 14,12 \text{ см}$$

$$y = 69,12 \text{ см}$$

$N = 1529937 \text{ кгс} = 1559,6 \text{ кН}$  - зусилля, що передається від колони

$M = 18785,7 \text{ кгс} \cdot \text{м} = 191,5 \text{ кН} \cdot \text{м}$  - момент, що виникає при внецентренному сти-

скуванню колони

$n = 2$  - число анкерних болтів з одного боку бази

$$A_{\sigma}^{um} = \left| \frac{191,5 - 1559,6 \cdot 14,12 / 69,12}{2 \cdot 18,5} \right| = 3,44 \text{ см}^2$$

Прийняті: 4 болти 1.1 М24х1120. 09Г2С ДСТУ ГОСТ 24379.1:2008

Характеристика болтів наведена в табл.2.4.

Таблиця 2.4.

Показник	Розмірність	Значення
Зовнішній діаметр	мм	24
Довжина болта	мм	1120
Розрахункова площа	см <sup>2</sup>	3,52
Нормальна довжина закладення	мм	500
Наближення до траверси (e)	мм	30
Отвір для болтів	мм	32
Маса болта	кг	5,83

Кріплення плити бази до фундаменту анкерними болтами здійснюється за допомогою неравнополочных кутиків, що зв'язують окремі напівтраверси в єдину систему.

$t_{yz} = 14 \div 18 \text{ мм}$  - товщина полиці кутика

$b_{yz} \geq e + 1,5 \cdot d_a + t_{yz}$  - ширина полиці кутика

$e = 30 \text{ мм}$  - наближення до траверси

$d_a = 24 \text{ мм}$  - діаметр анкерного болта

$t_{yz} = 14 \text{ мм}$  - прийнята товщина полиці кутика

$b_{yz} \geq 30 + 1,5 \cdot 24 + 14 = 80 \text{ мм}$

Прийнятий кутик за ДСТУ 2251:2018: 160x100x14 з наступними характеристиками:

площа перетину – 34,72 см<sup>2</sup>;

щільність – 27,26 кг/м.

### 2.3.5. Конструювання примикання балок до колони.

2.3.5. 1. Опорний столик прийнятий з обрізка товстолистової сталі за ДСТУ Б В.2.6-199:2014 (рис.2.14).

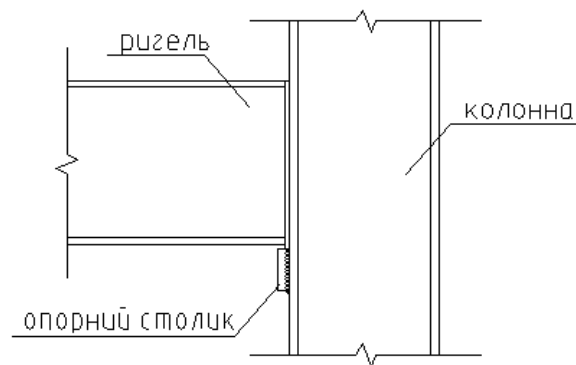


Рис.2.14. Конструкція вузла примикання балок до колони

На рис.2.14:

$b_{cm} = b_{ho} + (20...40\text{мм})$  - ширина опорного столика

$b_{ho} = 300\text{мм.}$  - ширина опорного ребра балки

$b_{cm} = 300 + 20 = 320\text{мм.}$

$t_{cm} = 30\text{мм.}$  - товщина опорного столика

Вага погонного метра товстолистової сталі 320x30 – 75,36 кг/м.

Розрахунок швів, що прикріплюють опорний столик до колони:

- За матеріалом шва:

$$k_f \geq \frac{3 \cdot F_k}{2 \cdot \beta_f \cdot L_w \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c} \Rightarrow L_w \geq \frac{3 \cdot F_k}{2 \cdot \beta_f \cdot k_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c}$$

- По межі сплаву:

$$k_f \geq \frac{3 \cdot F_k}{2 \cdot \beta_z \cdot L_w \cdot R_{wz} \cdot \gamma_{wz} \cdot \gamma_c} \Rightarrow L_w \geq \frac{3 \cdot F_k}{2 \cdot \beta_z \cdot k_f \cdot R_{wz} \cdot \gamma_{wz} \cdot \gamma_c}$$

$F_k = 2136854\text{кгс}$  - опорний тиск балки на колону.

$\beta_f = 0,7$  - коефіцієнт, [10],

$\beta_z = 1$  - коефіцієнт, [10],

$R_{wf} = 0,55 \frac{R_{wm}}{\gamma_{wm}}$  - розрахунковий опір зрізу по металу шва, [10];

$R_{wz} = 0,45 \cdot R_{wm}$  - розрахунковий опір зрізу по металу межі сплаву, [8];

$R_{wm} = 42 \frac{\text{кгс}}{\text{мм}^2} = 4200 \frac{\text{кгс}}{\text{см}^2}$  - нормативний опір металу шва

(ДСТУ ISO 18275:2008 Матеріали зварювальні. табл.1, тип електроду E42a)

$\gamma_{wm} = 1,25$  - коефіцієнт надійності за матеріалом шва

$$R_{wf} = 0,55 \frac{4200}{1,25} = 1848 \frac{\text{кгс}}{\text{см}^2}$$

$$R_{wz} = 0,45 \cdot 4200 = 1890 \frac{\text{кгс}}{\text{см}^2}$$

$\gamma_{wf} = 1, \quad \gamma_{wz} = 1$  - коефіцієнти умов роботи шва, [10]

$\gamma_c = 0,9$  - коефіцієнт умови роботи конструкції

$k_f = 9\text{мм}$  - мінімальний катет шва, [10];

$$L_w \geq \frac{3 \cdot 21368,54}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,9 \cdot 1848 \cdot 1 \cdot 0,9} = 30,6 \text{ см} - \text{за матеріалом шва}$$

$$L_w \geq \frac{3 \cdot 21368,54}{2 \cdot 1 \cdot 0,9 \cdot 1890 \cdot 1 \cdot 0,9} = 20,94 \text{ см} - \text{по межі сплаву}$$

Прийняті : розміри столика – 320x30x100;

### 2.3.5.2. Для балки горищного перекриття:

Ширіна монтажного столика

$$b_{cm} = b_{ho} + (20 \dots 40 \text{ мм})$$

$b_{ho} = 250 \text{ мм}$ . - ширина опорного ребра балки

$$b_{cm} = 250 + 20 = 270 \text{ мм.}, \text{ прийняті}$$

$t_{cm} = 30 \text{ мм}$ . - товщина опорного столика

Вага погонного метра стали 280x30 – 65,94 кг/м.

Розрахунок швів, що прикріплюють монтажний столик до колони виконує-  
мо за [10]:

Для матеріалу шва:

$$k_f \geq \frac{3 \cdot F_{\text{мех.эм}}}{2 \cdot \beta_f \cdot L_w \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c} \Rightarrow L_w \geq \frac{3 \cdot F_{\text{мех.эм}}}{2 \cdot \beta_f \cdot k_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c}$$

- Для межі сплаву:

$$k_z \geq \frac{3 \cdot F_{\text{мех.эм}}}{2 \cdot \beta_z \cdot L_w \cdot R_{wz} \cdot \gamma_{wz} \cdot \gamma_c} \Rightarrow L_w \geq \frac{3 \cdot F_{\text{мех.эм}}}{2 \cdot \beta_z \cdot k_z \cdot R_{wz} \cdot \gamma_{wz} \cdot \gamma_c}$$

$F_{\text{мех.эм}} = 12233,53 \text{ кГс}$  - опорний тиск балки на колону від горищного перекрит-

тя.

$\beta_f = 0,7$  - коефіцієнт, [10];

$\beta_z = 1$  - коефіцієнт, [10];

$R_{wf} = 0,55 \frac{R_{wun}}{\gamma_{wm}}$  - розрахунковий опір зрізу по металу шва, [10],

$R_{wz} = 0,45 \cdot R_{wun}$  - розрахунковий опір зрізу по металу межі сплаву, [10],

$R_{wun} = 42 \frac{\text{кГс}}{\text{мм}^2} = 4200 \frac{\text{кГс}}{\text{см}^2}$  - нормативний опір металу шва

(ДСТУ ISO 18275:2008 табл.1, тип електроду E42a)



$\gamma_{wm} = 1,25$  - коефіцієнт надійності за матеріалом шва

$$R_{wf} = 0,55 \frac{4200}{1,25} = 1848 \text{кзс/см}^2$$

$$R_{wz} = 0,45 \cdot 4200 = 1890 \text{кзс/см}^2$$

$\gamma_{wf} = 1$ ,  $\gamma_{wz} = 1$  - коефіцієнти умов роботи шва, [10],

$\gamma_c = 0,9$  - коефіцієнт умови роботи конструкції

$k_f = 9 \text{мм}$  - мінімальний катет шва, [10],

$$L_w \geq \frac{3 \cdot 12233,53}{2 \cdot 0,7 \cdot 0,9 \cdot 1848 \cdot 1 \cdot 0,9} = 17,5 \text{см} - \text{за матеріалом шва}$$

$$L_w \geq \frac{3 \cdot 12233,53}{2 \cdot 1 \cdot 0,9 \cdot 1890 \cdot 1 \cdot 0,9} = 12 \text{см} - \text{по межі сплаву}$$

За результатами розрахунків прийняті насупні параметри:

розміри столика – 280x30x100;

довжина шву –  $L_w = 48 \text{см}$

## **2.4. Комп'ютерне моделювання, дослідження та оптимізація метало-конструкції каркасу будівлі дитячого закладу.**

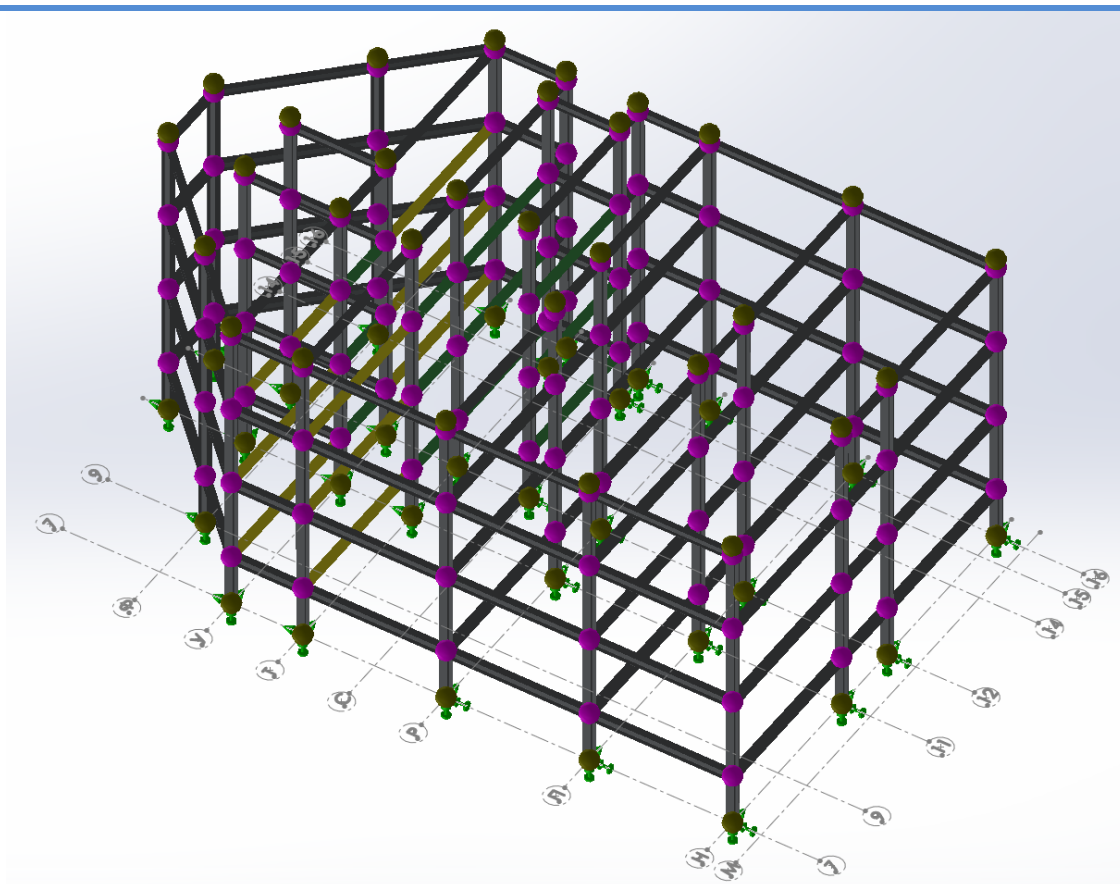
З метою уточнення виконаних розрахунків і оптимізації металоконструкції каркасу будівлі дитячого закладу виконуємо комп'ютерне моделювання металевого каркасу будинку в середовищі САПР «Solid works Simulation». Навантаження на каркас приймались відповідно до табл. 2.1. та 2.2 і розрахунків та конструктивних рішень згідно розділів 2.1. і 2.2.

Моделювання починаємо з побудування розрахункової схеми.

В табл. 2.5. наведений початок першого етапу побудування розрахункової схеми каркасу, а саме збору інформації про модель в середовищі «Solid works Simulation».

На рис. 2.15 наведений загальний вигляд металоконструкції будівлі, а на рис. 2.16 розрахункова схема металоконструкції будівлі, що побудовані в середовищі «Solid works Simulation» на підставі виконаного моделювання.

Таблиця 2.5. Інформація про модель



Імя моделі: Деталь1

>

Тіла балок:

Імя і посилання документа	Постановка	Властивості	Шлях документа/Дата змінення
Балка-1 40Ш1 -	Балка – Постійного перерізу	Стандарт перерізу -iso/sb beam/40Ш1 Площа перерізу: 0.0122355m <sup>2</sup> Довжина:4096.91mm Обєм:0.0500865m <sup>3</sup> Масова щільність:7830kg/m <sup>3</sup> Маса:392.177kg Маса:3843.34N	Деталь1.SLDPRT Nov 12 15:48:19 2025

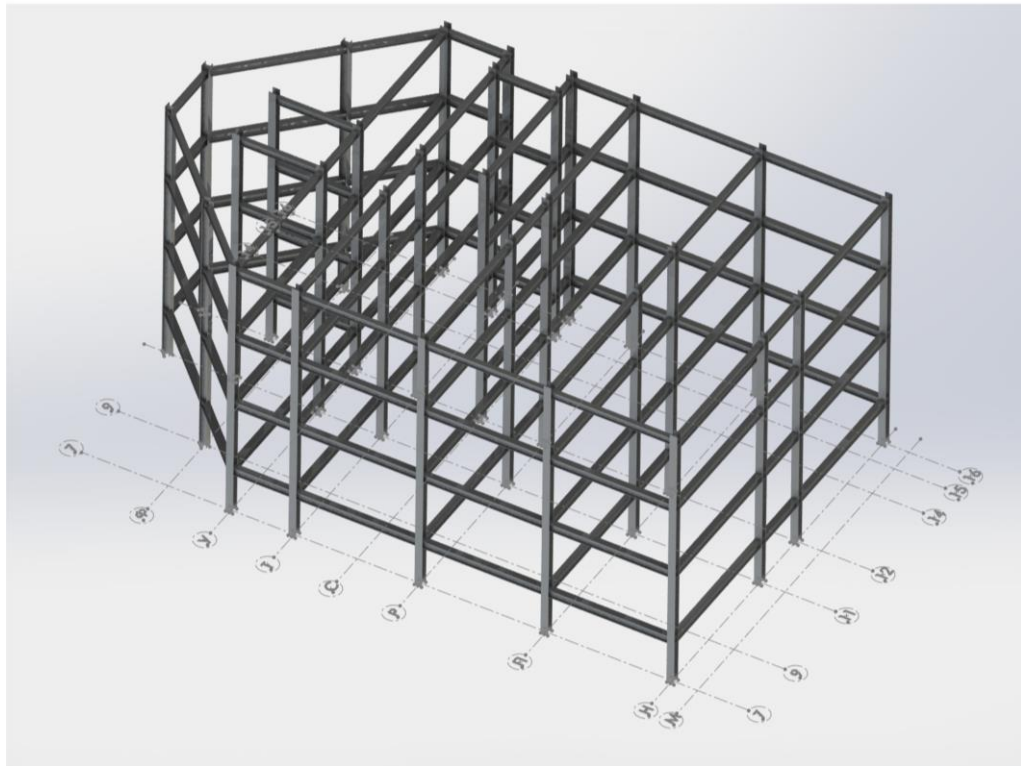


Рис. 2.15. Загальний вигляд металокаркасної будівлі, побудованої в середовищі «Solid works Simulation»

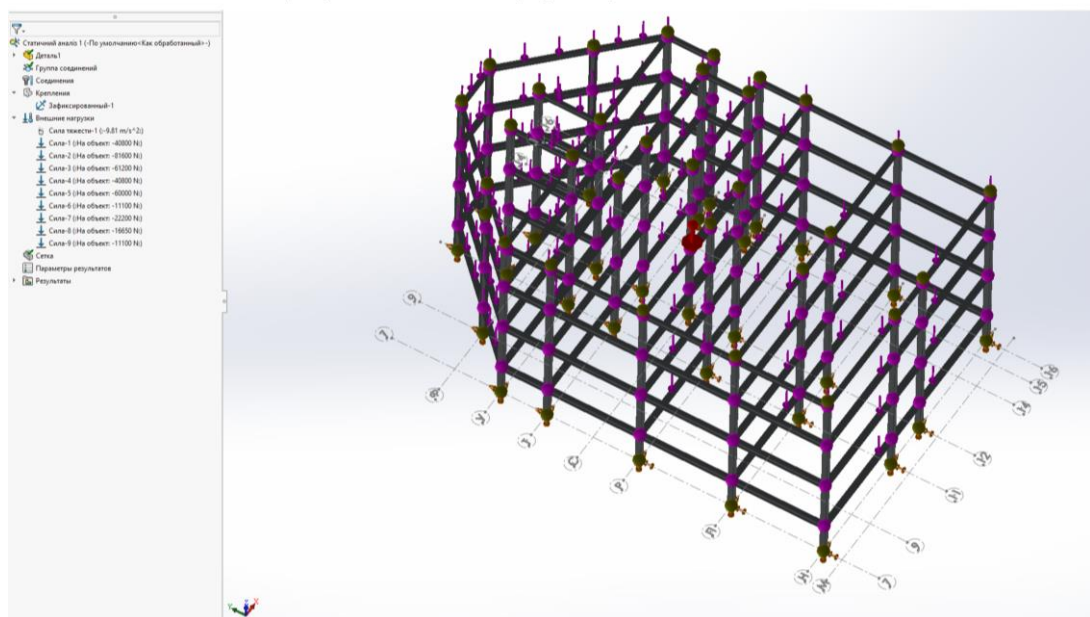


Рис.2.16. Розрахункова схема металокаркасної будівлі побудована в середовищі «Solid works Simulation»

Далі виконувався процес прикладання навантажень на створену модель металевих каркасу та визначались навантаження, які діють на деталі каркаса.

В таблиці 2.6. наведений зразок визначення навантаження, які діють на деталі каркаса, а на рис.2.17 та 2.18 графічно проілюстроване розподілення моментів, які діють на деталі каркаса.

Таблиця 2.6. Зразок визначення навантаження, які діють на деталі каркаса.

Г'мя деталі	З'єднання	По вісі(N)	Зсув1 (N)	Зсув2 (N)	Момент1 (N.m)	Момент2 (N.m)	Обертвий момент(N.m)		
<b>Балка-1 40Ш1 - (3)[34]</b>	1	4787.86	-117502	-57.4326	177.281	-68135.8	-5.46835		
	2	-4787.89	-141043	90.3788	140.51	118074	5.93238		
<b>Балка-2(Sb балка 35К3(1)[26])</b>	1	-1.42481e-005	3.4578e-010	3.54959e-010	5.80636e-011	-7.14233e-012	3.16714e-012		
	2	-984558	8595.74	-66939.4	-27707.3	-8088.63	3.0884		
	3	-363803	10850.8	-71409.1	-125125	-19200.7	6.54039		
	4	-61650.3	8862.62	-45199.7	-108656	-15728.2	2.57475		
	5	-585.518	-3.4578e-010	-	3.54959e-010	-1.34486e-010	-2.07809e-011	-3.16714e-012	
	6	-671803	8840.8	-68457.2	-123578	-15229.4	5.41357		
<b>Балка-3(Sb балка 35К3(1)[10])</b>	1	-1.42472e-005	1.07044e-010	1.49352e-011	3.11506e-012	2.26734e-011	-1.1079e-012		
	2	-	1.41462e+006	89.3517	-65455.6	-35897.4	-717.528	-0.101201	
	3	-585.518	-	-	1.07044e-010	1.49352e-011	-1.52084e-011	-2.86383e-011	1.1079e-012
	4	-982291	83.3383	-65592.4	-119257	-509.417	-0.480955		
	5	-551686	53.1571	-68145.5	-119401	-183.944	-1.70169		
	6	-120633	-22.1498	-48219.3	-103696	58.8264	-3.5593		
<b>Балка-4 40Ш1 - (3)[36]</b>	1	3480.02	2453.62	-134.214	1376.91	5289.75	-1.23629		
	2	-3480.02	-5273.12	134.214	-974.271	6300.36	1.24059		
<b>Балка-5(Sb балка 35Ш1(2)[4])</b>	1	-5479.58	-15875	-822.003	-1104.13	12501.9	9.08691		
	2	5479.58	14993.2	822.003	117.718	6019.09	-9.08691		
<b>Балка-6(Sb балка 35К3(1)[29])</b>	1	-1.42481e-005	5.20476e-011	2.23298e-010	-8.07423e-012	-3.52867e-011	-1.67968e-012		
	2	-	1.10372e+006	-8502.4	-9489.47	-9925.14	3785.17	-2.03654	
	3	-585.518	-	-	5.20476e-011	2.23298e-010	7.6291e-011	-8.547e-011	1.67968e-012
	4	-69938	-4491.29	-4200.99	-9666.66	10692.9	0.513299		
	5	-761252	-7746.84	-8612.21	-17265.7	13509.8	-3.62199		
	6	-417050	-8024.16	-8402.43	-14709.1	14228.5	-4.19986		
<b>Балка-7 ( 40Ш1)</b>	1	2868.96	1500.13	468.583	416.503	5237.99	-14.6096		
	2	1364.16	-2608.26	-38.6997	12.1907	2117.98	-8.38306		
	3	-2868.97	-4319.2	-471.328	1000.22	-13966.7	14.4961		
	4	1200.06	-3310.63	-8.72133	-26.9161	3980.08	0.132883		
	5	521.948	-3918.08	-1.80432	-10.9751	5951.1	7.79006		

## Епюра моментів відносно вісі X

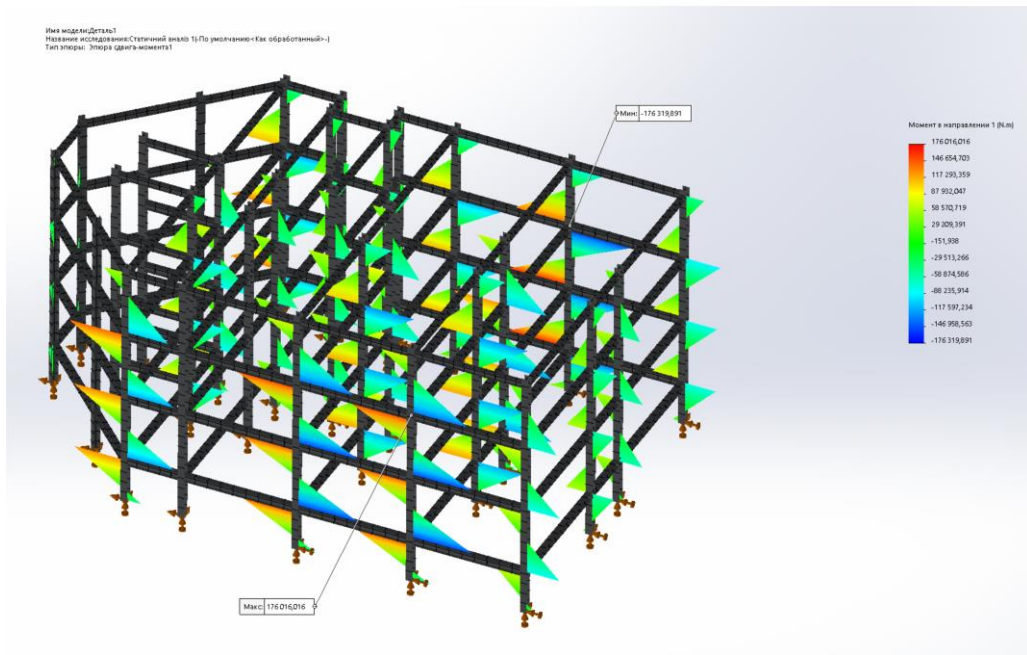


Рис.2.17. Епюра моментів, які діють на деталі каркаса відносно вісі X.

## Епюра моментів відносно вісі Y

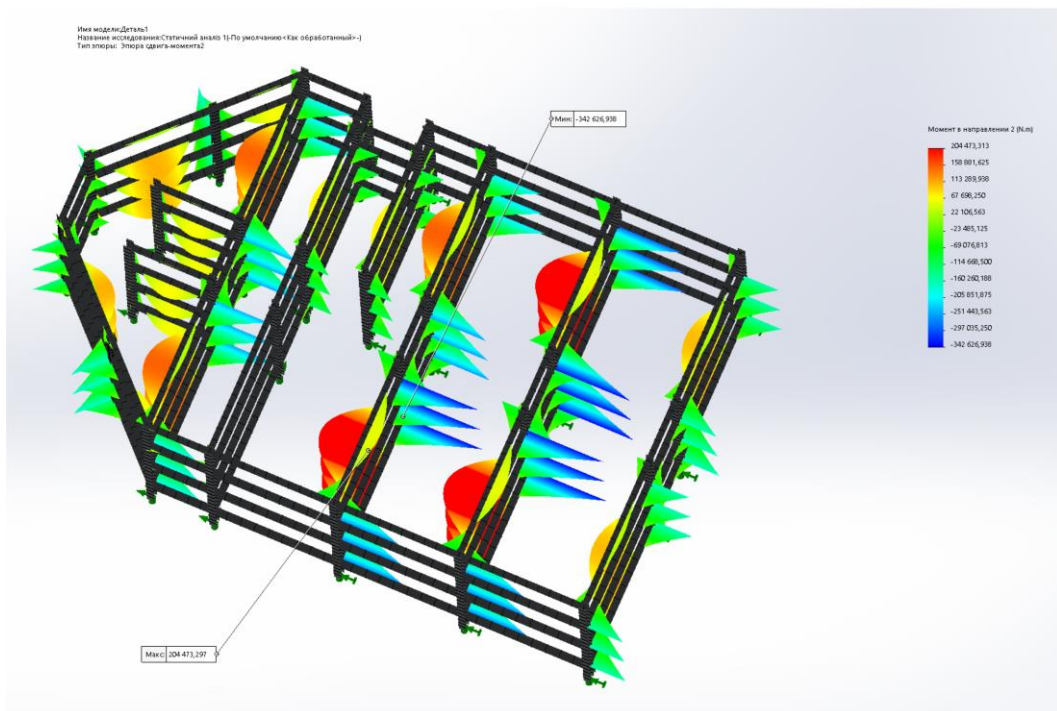


Рис.2.18. Епюра моментів, які діють на деталі каркаса відносно вісі Y.

Результати досліджень напружено-деформаційного стану деталей металевго каркасу в графічному вигляді наведено на рис.2.19, 2.20, 2.21.

Епюра напружень (1)

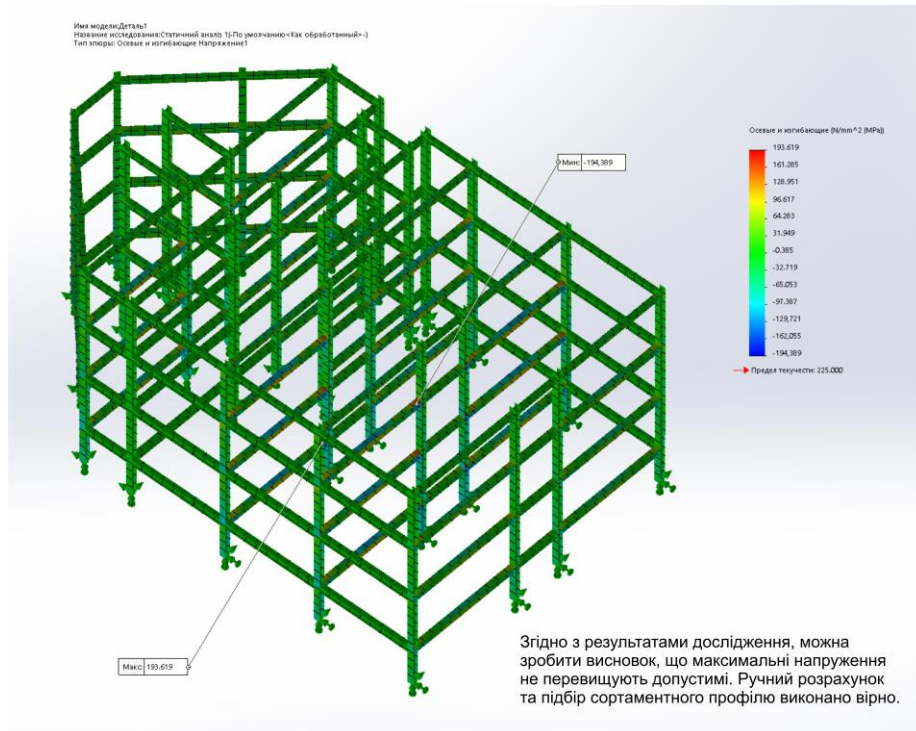


Рис.2.19. Графічне зображення напружень, які діють в елементах металевго каркасу будівлі дитячого закладу

Епюра переміщень (1)

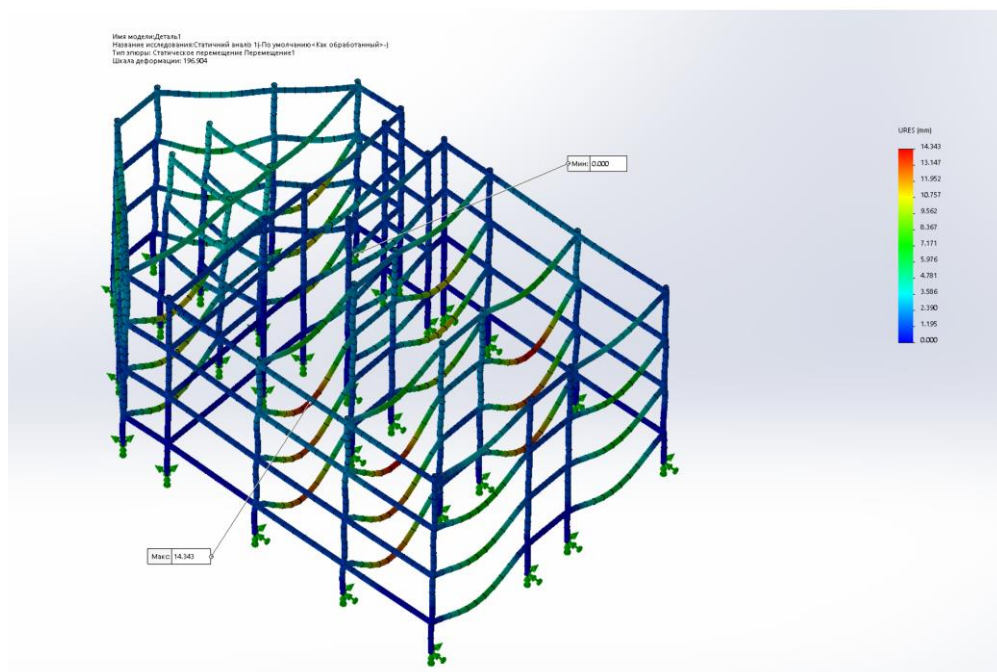


Рис.2.20. Графічне зображення переміщень деталей металевго каркасу будівлі дитячого закладу

Згідно з результатами встановленого рівня напружень та переміщень деталей каркасу робимо висновок, що максимальні напруження та переміщення не перевищують допустимі, тобто попередні розрахунки виконано коректно .

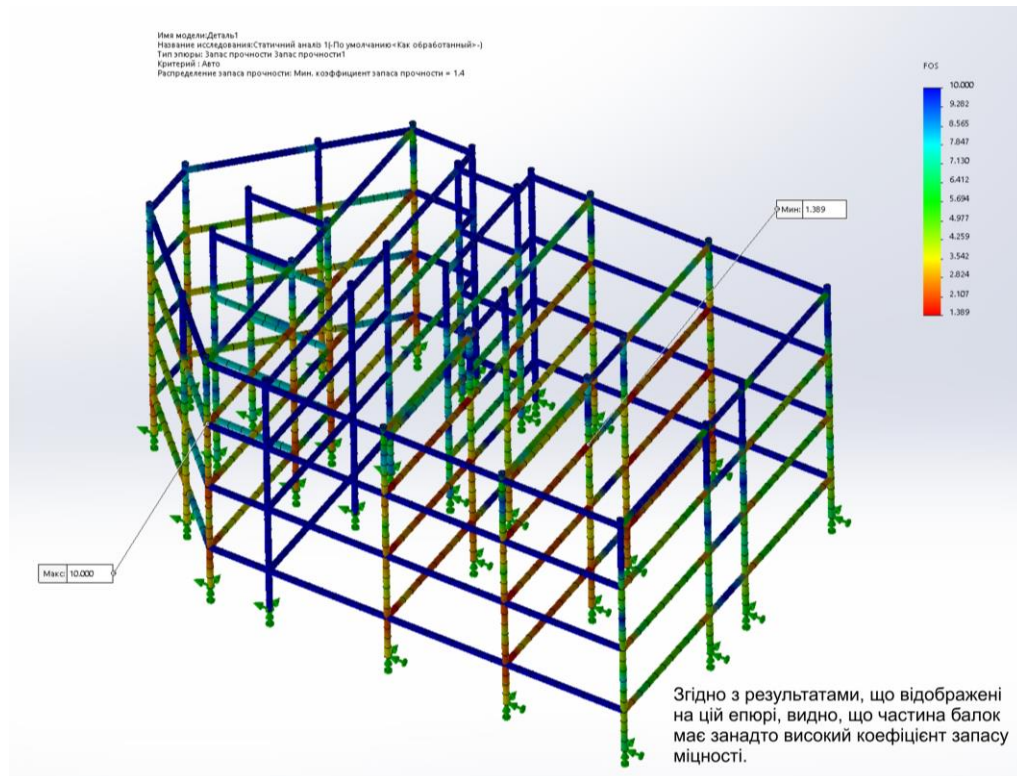


Рис.2.21. Епюра розподілу запасу міцності деталей металевого каркасу будівлі дитячого закладу.

Результати, що відображені на епюрі (рис.2.21) показують, що частина деталей металевого каркасу має занадто високий коефіцієнт запасу міцності.

З використанням інструменту побудови епюр в середовищі SW Simulation побудована епюра запасу міцності (рис.2.22) , на якій червоним кольором позначені деталі з запасом міцності меншим ніж 1,8. Відповідно синім кольором позначені деталі з запасом міцності, який перевищує 1,8 та які можуть бути замінені профілями з меншим перерізом.



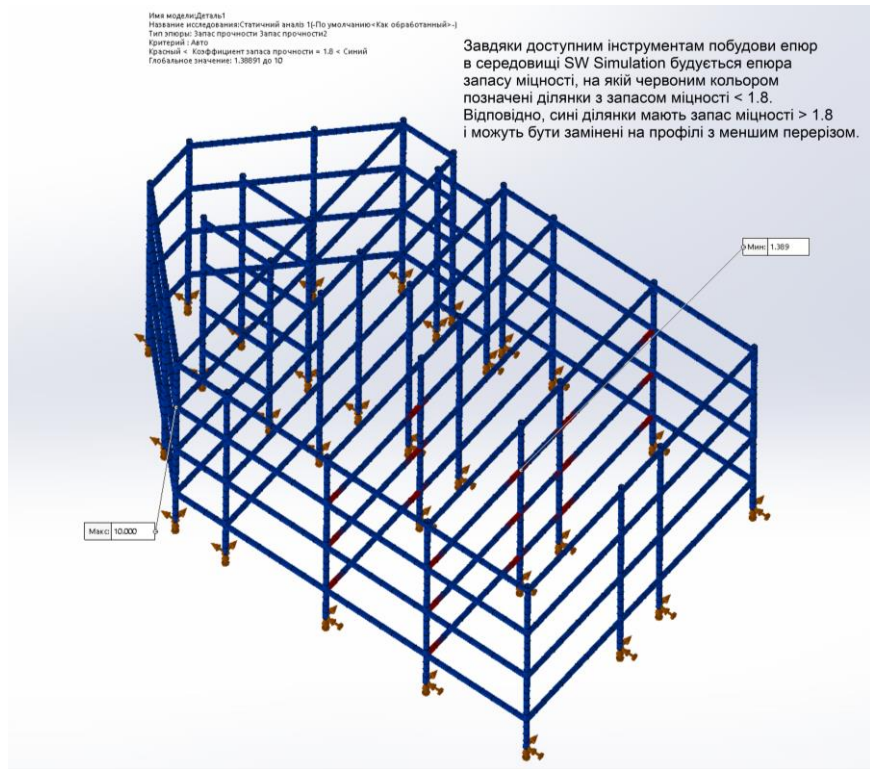


Рис.2.22. Аналіз розподілу запасу міцності деталей металевого каркасу в середовищі SW Simulation.

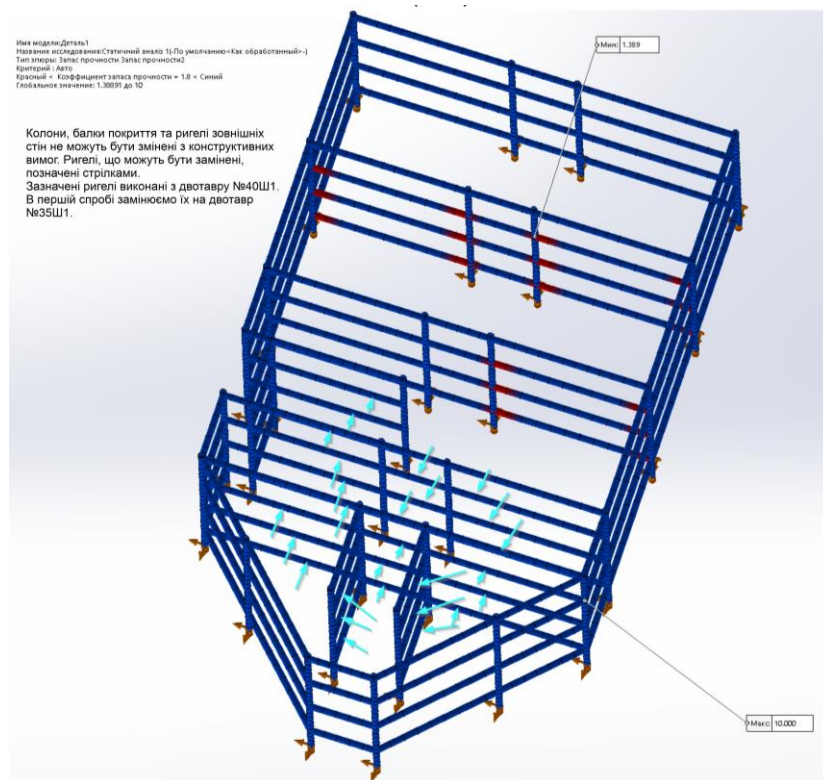


Рис. 2.23. Аналіз можливості оптимізації конструкції металевого каркасу.

На рис.2.23 наведено пропозиції щодо оптимізації конструкції металевого каркасу. Колони, балки покриття та ригелі зовнішніх стін не можуть бути замінені з конструктивних міркувань.

Ригелі, що можуть бути замінені на рис.2.23. позначені стрілками. Зазначені ригелі виконані з двотавра №40Ш1. Перша пропозиція – заміна матеріалів ригелів двотаврів №40Ш1 на двотаври №35Ш1.

На рис. 2.24 наведено напружений стан металоконструкції каркасу з застосуванням ригелів, виконаних з двотаврів №35Ш1.

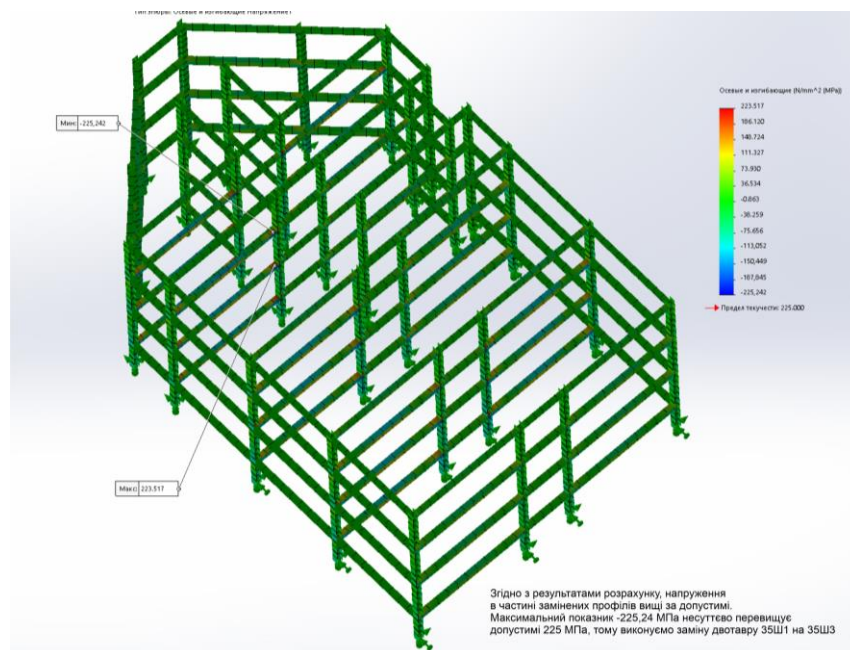


Рис. 2.24 Напружений стан металоконструкції каркасу з застосуванням ригелів, виконаних з двотаврів №35Ш1.

Згідно з результатами розрахунків наведених на рис.2.24. напруження в частині замінених профілів перевищують допустимі.

Максимальне значення напруження складає 225,24 МПа і незначно перевищує допустимі 225МПа [8], але замінюємо профілі з двотаврів №35Ш1, в яких напруження перевищує допустимі, на двотаври №35Ш3.

На рис. 2.25 наведено напружений стан металоконструкції, на рис.2.26 епюра переміщень, а на рис.2.27 епюра розподілу запасів міцності деталей каркасу, виконаного з використанням ригелів із запропонованих двотаврів

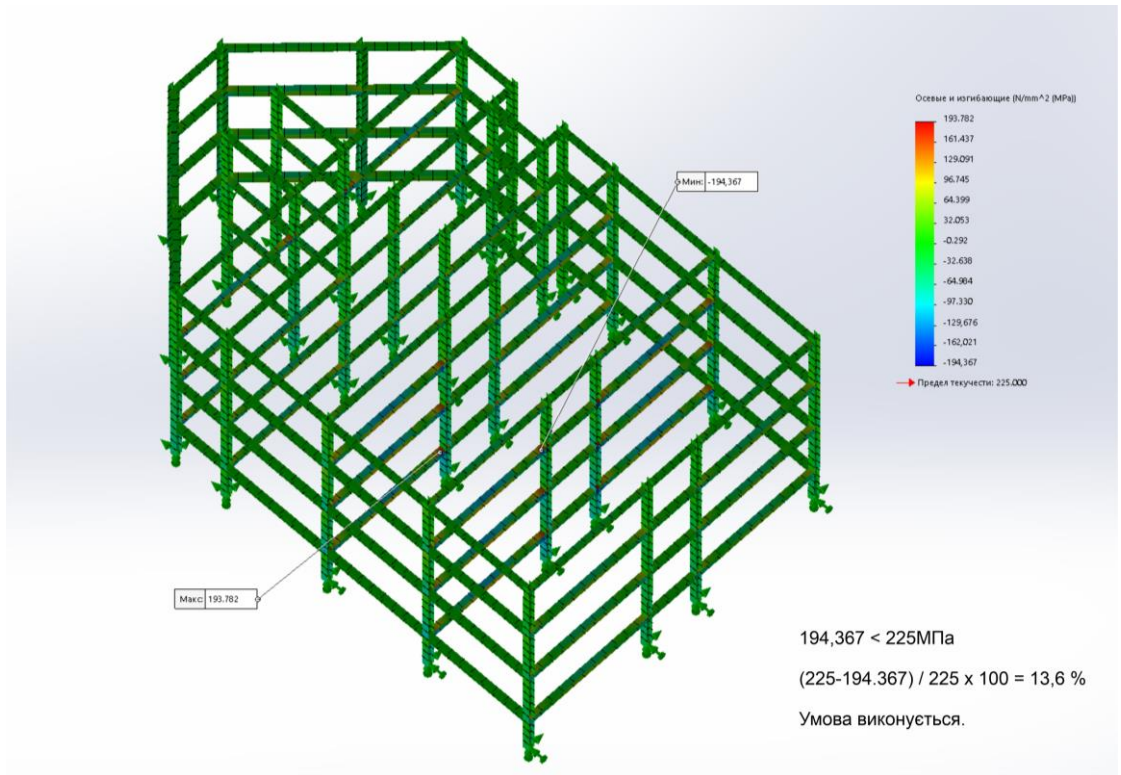


Рис. 2.25. Напружений стан металоконструкції каркасу, виконаного з використанням ригелів із запропонованих двотаврів.

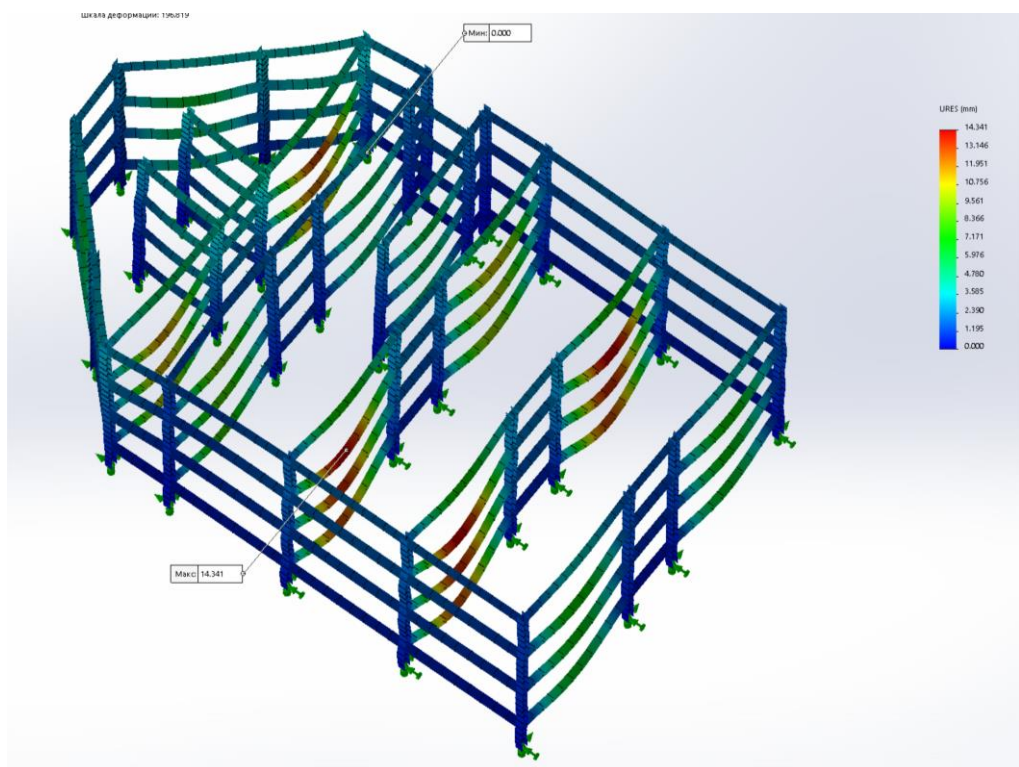


Рис.2.26. Епюра переміщень деталей каркасу, виконаного з використанням ригелів із запропонованих двотаврів

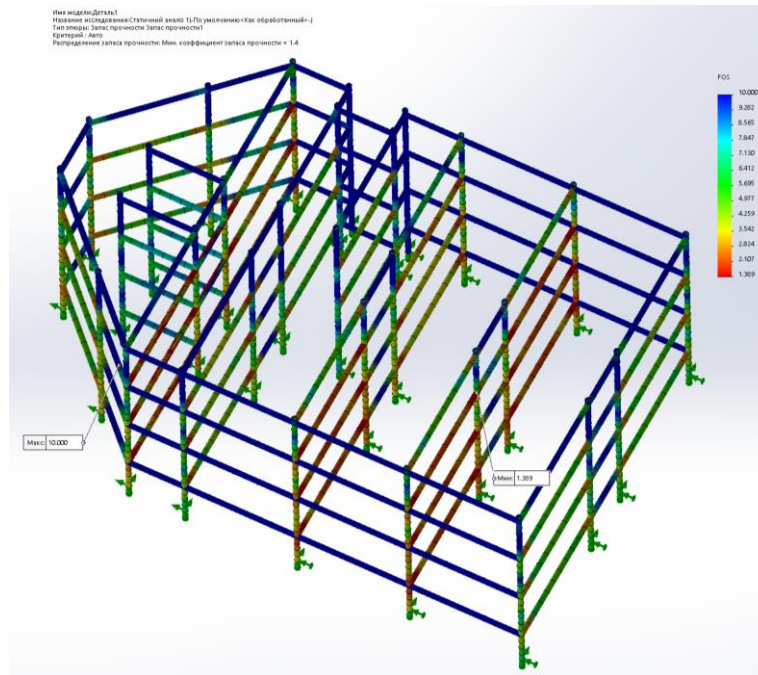


Рис.2.27. Епюра розподілу запасів міцності деталей каркасу, виконаного з використанням ригелів із запропонованих двотаврів.

Аналіз наведених графічних досліджень показує:

масимальні напруження в деталях металевого каркасу складають 194,376 МПа (рис.2.25), при урахуванні розрахункового опору матеріалу ригелів сталі С235 по межі плинності  $R_y = 225 \text{ МПа}$  [5] запас міцності складає  $(225-194,375)/225=13,6\%$ , таким чином умови міцності виконуються [5];

максимальна деформація ригелів каркаса складає 14,341 мм, або 1,434 см. З попередніх розрахунків (розділ 2.1.6) допустимий прогин для ригеля складає  $f_{\text{д}}=0,04m=4 \text{ см}$ . Так як  $1,434 \text{ см} < 4 \text{ см}$  то умова виконується — жорсткість ригеля є достатньою і деформації не перевищують допустимих;

мінімальний коефіцієнт запасу міцності дорівнює  $n=1,39$  (рис.2.27), тобто умови забезпечення міцності деталей каркаса виконуються.

На рис.2.28 наведено загальний вигляд металоконструкції будівлі після заміни профлів, а на рис.2.29 – порівняння масових характеристик металоконструкції будівлі до і після заміни профлів, тобто виконання оптимізації металоконструкції каркасу будівлі дитячого закладу.

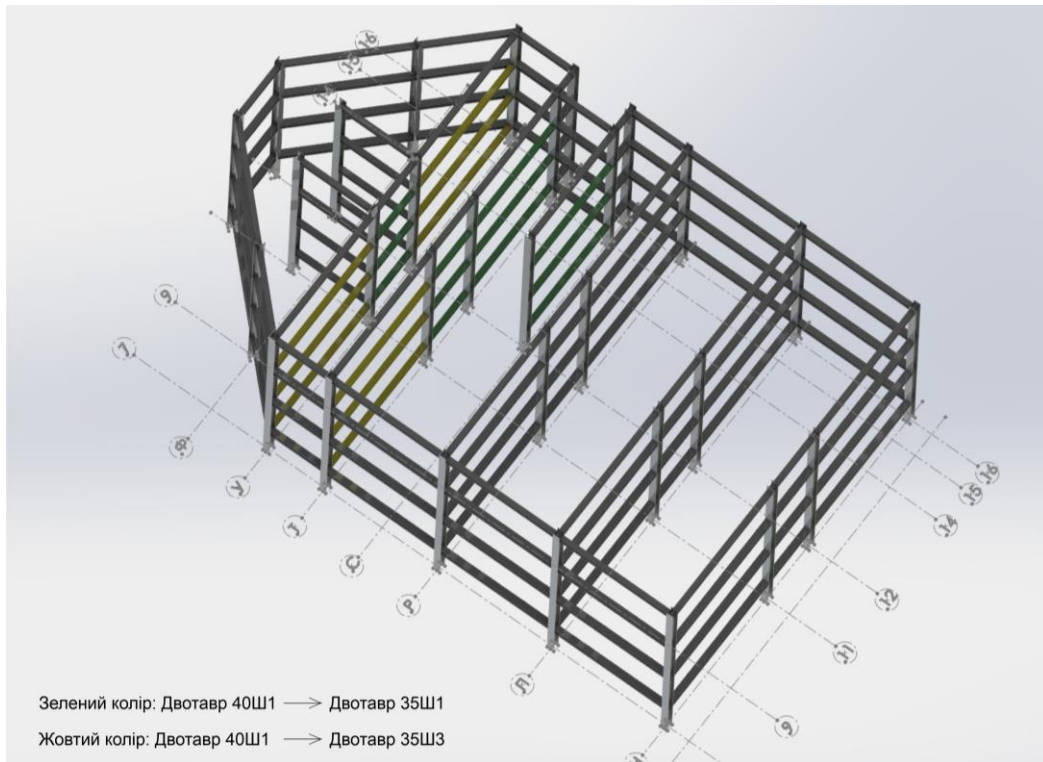
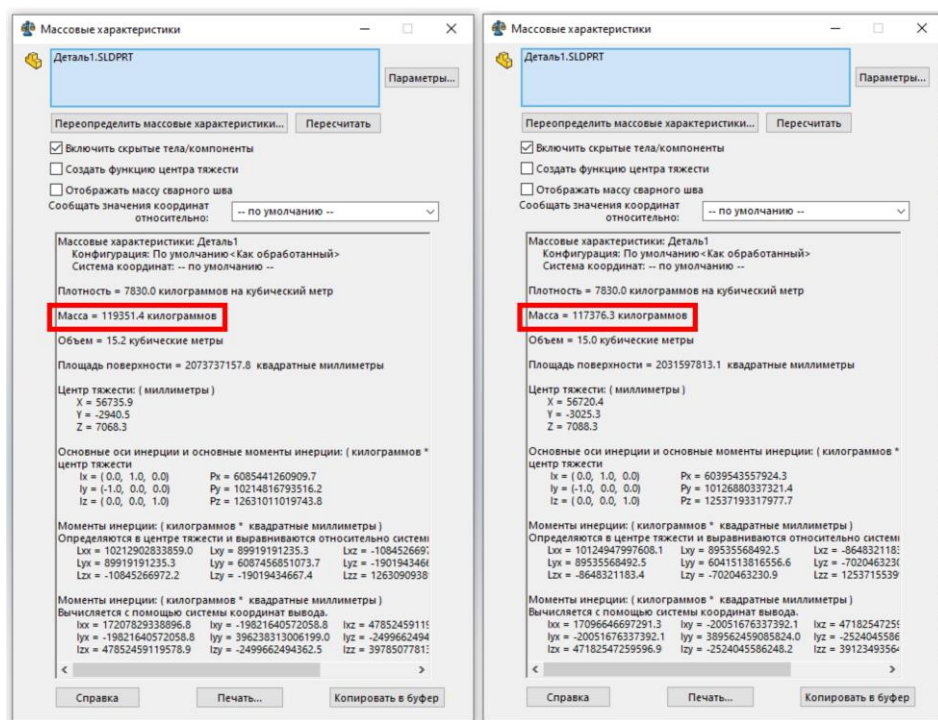


Рис.2.28 Загальний вигляд металоконструкції будівлі після заміни профілів,

### Порівняння масових характеристик



Завдяки виконаним операціям вдалося зменшити масу металоконструкцій на 2т.  
119351,4 - 117376,3 = 1975,1 кг

Рис.2.29 Порівняння масових характеристик металоконструкції будівлі до і після заміни профілів

Порівняння масових характеристики металокопструкції будівлі до і після заміни профілів свідчать про те, що проведені дослідження дозволили знизити масу каркасу:

$11951,4 \text{ кг} - 117376,3 \text{ кг} = 1975,1 \text{ кг} \sim 2 \text{ т.}$  при забезпечені мінімального запасу міцності деталей каркасу  $n=1,4$ , що відповідає допустимим значенням.

При середній вартості металопрокату 40,0 тис грн. за тону запропонована оптимізація забезпечить економію 80,0 тис. грн..

Оптимізована металокопструкція конструкція каркасу будівлі дитячого закладу була прийнята для подальшого проектування.

## 2.5. Висновки за розділом.

1. При виконанні магістерської роботи в якості об'єкта дослідження розглядався металевий каркас будівлі дитячої дошкільної установи в місті Кропивницький.
2. Після визначення навантажень був виконаною підбор перерізів та проектування основних металевих конструкцій каркасу будівлі дитячої дошкільної установи, зокрема ригелів та колон.
3. З метою уточнення розрахунків та оптимізації металоконструкції виконувалось моделювання каркасу будівлі дитячої дошкільної установи, в середовищі САПР «Solid works Simulation».

4. Аналіз попередніх досліджень показав, що частина деталей металевого каркасу має занадто високий коефіцієнт запасу міцності.

З використанням інструменту побудови епюр в середовищі SW Simulation визначені деталі з запасом міцності меншим ніж 1,8 та деталі з запасом міцності, який перевищує 1,8 і які можуть бути замінені профіями з меншим перерізом.

5. Перша пропозиція – заміна ригелів двотаврів №40Ш1 на двотаври №35Ш1, але повторне моделювання деформаційно –напруженого стану каркасу показало, що напруження в частині заміненних профілів незначно перевищує допустимі.

6. Наступна пропозиція –замінити профілі з двотаврів №35Ш1, в яких напруження перевищує допустимі, на двотаври №35Ш3.

Дослідження оптимізованої металоконструкції довело:

масимальні напруження в деталях металевого каркасу складають 194,376 МПа таким чином умови міцності виконуються ;  
максимальна деформація ригелів каркаса складає 1,434 см при допустимом прогині для ригеля складає  $f_u=4$  см, тобто жорсткість ригеля є достатньою і деформації не перевищують допустимих;  
мінімальний коефіцієнт запасу міцності дорівнює  $n=1,39$  і таким чином умови забезпечення міцності деталей каркаса виконуються.

## 7. Порівняння масових характеристики металоконструкції

будівлі до і після заміни профілів свідчать про те, що проведені дослідження дозволили знизити масу каркасу на 2 т. при забезпечені мінімального запасу міцності деталей каркасу  $n=1,4$ , що відповідає допустимим значенням.

При середній вартості металопрокату 40, 0 тис грн. за тону запропонована оптимізація забезпечить економію 80,0 тис. грн..

Оптимізована металоконструкція конструкція каркасу будівлі дитячого закладу була прийнята для подальшого проектування.



## Список літературних джерел

1. Клименко Ф. Є., Барабаш В. М., Стороженко Л. І. *Металеві конструкції : підручник*. Львів : Світ, 2002. 312 с.
2. ДБН В.2.6-198:2014. *Сталеві конструкції. Норми проектування*. Київ : Мінрегіон України, 2014. 112 с.
3. ДСТУ-Н Б А.2.4-44:2013. *Настанова з розроблення проектної та робочої документації металевих конструкцій. Креслення конструкцій металевих деталювальні (КМД)*. Київ : Мінрегіон України, 2013. 24 с.
4. ДСТУ Б А.2.4-43:2009. *Система проектної документації для будівництва. Правила виконання проектної та робочої документації металевих конструкцій (ГОСТ 21.502-2007, MOD)*. Київ : Мінрегіон України, 2009. 28 с.
5. Rajić A., Lukačević I., Skejić D., Ungureanu V. Cold-formed steel-concrete composite beams with back-to-back channel sections in bending. *Civil Engineering Journal*. 2023. Vol. 9, № 10. P. 2345–2369. DOI: 10.28991/CEJ-2023-09-10-01.
6. Варюта Л., Пермякова Ю., Фурман Б. та ін. *Правила виконання проектної та робочої документації металевих будівельних конструкцій*. Київ : ДП «УкрНДНЦ», 2021. 45 с.
7. Карпов В. А. та ін. *Організація будівельного виробництва : навч. посіб.* Нижній Новгород : ННГАСУ, 2005. 256 с.
8. Котенева З. І. *Конструкції цивільних і промислових будівель*. Харків : ХНАДУ, 2003. 180 с.
9. Tan R., Xu J., Guan Z. et al. Experimental study on effect of impact locations on damage formation and compression behavior of stiffened composite panels with L-shaped stiffener. *Thin-Walled Structures*. 2020. Vol. 150. Art. 106707. DOI: 10.1016/j.tws.2020.106707.