

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

Факультет інженерії машин, споруд і технологій  
(повна назва факультету)  
Будівельної механіки  
(повна назва кафедри)

# КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

на здобуття освітнього ступеня

**Магістра**

(назва освітнього ступеня)

на тему: Моделювання напружено-деформованого стану нетипових  
елементів конструкцій

Виконав: студент 6 курсу, групи МБ<sub>нм</sub>-61  
спеціальності 192

Будівництво та цивільна інженерія

(шифр і назва спеціальності)

Колісник М. Б.  
(підпис) (прізвище та ініціали)

Керівник Ясній В. П.  
(підпис) (прізвище та ініціали)

Нормоконтроль Данильченко С. М.  
(підпис) (прізвище та ініціали)

Завідувач кафедри Ясній В. П.  
(підпис) (прізвище та ініціали)

Рецензент Янковий С.Ю.  
(підпис) (прізвище та ініціали)

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

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

Кафедра Будівельної механіки  
(повна назва кафедри)

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри

Ясній В. П.

(підпис)

(прізвище та ініціали)

«    » \_\_\_\_\_ 2021 р.

**ЗАВДАННЯ  
НА КВАЛІФІКАЦІЙНУ РОБОТУ**

на здобуття освітнього ступеня Магістр  
(назва освітнього ступеня)

за спеціальністю 192 Будівництво та цивільна інженерія  
(шифр і назва спеціальності)

студенту Колісник Микола Богданович  
(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема роботи Моделювання напружено-деформованого стану нетипових елементів конструкцій

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

Затверджені наказом ректора від «\_\_\_» \_\_\_\_\_ 20\_\_ року № \_\_\_\_\_

2. Термін подання студентом завершеної роботи \_\_\_\_\_

3. Вихідні дані до роботи Завдання на кваліфікаційну роботу

4. Зміст роботи (перелік питань, які потрібно розробити)

Вступ; Основні переваги металевих конструкцій в середньоповерхових громадських будівлях;  
Методи дослідження напружено-деформованого стану; Напружено-деформований стан каркасу;  
Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуація; Загальний висновок; Бібліографія.

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

Візуалізація місця локалізації максимальних напружень;  
Візуалізація зародження тріщини та поширення тріщини при дії циклічних навантажень;  
Діаграми залежності довговічності вузла від довжини зварного шва.

## 6. Консультанти розділів роботи

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

7. Дата видачі завдання \_\_\_\_\_

**КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН**

№ з/п	Назва етапів роботи	Термін виконання етапів роботи	Примітка
1	Основні переваги металевих конструкцій в середньоповерхових громадських будівлях	05.12.2020	
2	Методи дослідження напружено-деформованого стану	08.02.2021	
3	Напружено-деформований стан каркасу	03.05.2021	
4	Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуація	10.05.2021	
5	Загальний висновок	15.05.2021	

Студент

\_\_\_\_\_ (підпис)

Колісник М. Б.

\_\_\_\_\_ (прізвище та ініціали)

Керівник роботи

\_\_\_\_\_ (підпис)

Ясній В. П.

\_\_\_\_\_ (прізвище та ініціали)

## ЗМІСТ

	Стор.
ВСТУП	5
Розділ 1 ОСНОВНІ ПЕРЕВАГИ МЕТАЛЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ В СЕРЕДНЬОПОВЕРХОВИХ ГРОМАДСЬКИХ БУДІВЛЯХ	8
1.1 Нормативні вимоги до стійкості, міцності та надійності металевих каркасів.....	8
1.2 Методи розрахунку за граничними станами .....	11
1.3 Метод скінченних елементів в розрахунках будівельних конструкцій.....	12
1.4 Основні несучі елементи металевих каркасів та їх НДС .....	15
1.5 Узагальнення результатів відомих робіт та постановка задач для власних досліджень.....	19
1.6 Висновки за розділом 1.....	20
Розділ 2 МЕТОДИ ДОСЛІДЖЕННЯ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ.....	21
2.1 Проектування металевих каркасів конструкції .....	21
2.1.1 Архітектурна концепція спортивно-навчального комплексу .....	21
2.1.2 Проектування металевих каркасів конструкції в програмі Tekla Structures .....	22
2.2 Створення аналітичної задачі .....	24
2.3 Створення розрахункової моделі каркасу конструкції .....	27
2.4 Створення просторової моделі елемента каркасу конструкції.....	34
2.5 Вогнезахист металевих конструкцій.....	35
2.6 Висновки за розділом 2.....	37
Розділ 3 НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНИЙ СТАН КАРКАСУ.....	38
3.1 Розрахунок конструкції за допомогою модуля RF-STEEL Members .....	38
3.2 Перевірка січень елементів в розрахунковому модулі RF-STEEL EC3.....	41

3.2.1	Результати обчислення розрахункового модуля RF-STEEL ЕСЗ.....	42
3.3	Вплив деформацій основної конструкції на НДС окремої її частини	59
3.4	Висновок за розділом 3.....	63
Розділ 4	<b>ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА В НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯ.....</b>	<b>65</b>
4.1	Охорона праці.....	65
4.1.1	Інструкція з охорони праці під час виконання робіт з монтажу металевих конструкцій. Загальні вимоги безпеки.....	65
4.1.2	Вимоги до технологічних процесів .....	67
4.2	Безпека в надзвичайних ситуаціях.....	70
4.2.1	Основні причини аварій будівель і споруд .....	70
4.2.2	Небезпека руйнування несучих конструкцій .....	71
4.2.3	Попередження руйнуванню металевих конструкцій .....	72
	<b>ЗАГАЛЬНИЙ ВИСНОВОК</b>	
	<b>БІБЛІОГРАФІЯ</b>	

## ВСТУП

Являючись багатофункціональним та універсальним матеріалом, сталь пропонує широкі можливості для досягнення високої архітектурної виразності. При цьому важливу роль відіграє детальне опрацювання конструктивної форми, оскільки вона визначає основні техніко-економічні характеристики будівлі і її загальний вид. Під конструктивною формою розуміється схема конструкції з обґрунтовано вибраними генеральними розмірами, типами січень елементів, рішеннями з'єднань і вузлів, з продуманими технологічними особливостями виготовлення, монтажу і експлуатації.

**Актуальність теми роботи** зумовлена тенденцією у будівельній галузі щодо нетипових архітектурних форм та виразності сучасних будівель, що дозволяє на даний час технологічний прогрес. Тому актуальною проблемою є прогнозування поведінки конструкції за допомогою методів відмінних від класичних. Зокрема, це можна реалізувати за допомогою програмних комплексів для розрахунків методом скінченних елементів (МСЕ), в англійській літературі широко поширені такі аналоги цих аббревіатур:

- FEM (Finite Element Method);
- FEA (Finite Element Analysis).

Типова інженерна задача в МСЕ починається з підготовки моделі — віртуального аналога реальної будівельної конструкції, деталі механізму, технологічного виробу тощо.

**Мета й задачі роботи.** Метою дослідження є моделювання поведінки конструкції, а також напружено-деформованого стану (НДС) металевого каркасу спортивно-навчального комплексу, який знаходиться по вул. Індустріальній в м. Івано-Франківськ. Для досягнення поставленої мети в роботі потрібно вирішити такі задачі:

- створити архітектурну концепцію спортивно-навчального комплексу;
- визначитись з плануванням приміщень;

- спроектувати металевий каркас з використанням існуючих інженерних методик;
- дослідити НДС конструкції під дією постійних та тимчасових навантажень згідно Єврокод 1 ДСТУ-Н Б EN 1991;
- виконати попередній підбір перерізів елементів конструкцій, після чого виконати їх перевірку керуючись нормами Єврокод 3 ДСТУ-Н Б EN 1993;
- дослідити вплив деформацій основної конструкції на НДС окремої її частини, для порівняння дану конструкцію розрахувати окремо від основного каркасу;
- узагальнити отримані результати.

**Об'єктом дослідження** є сходові клітки, в якій під впливом деформацій основного каркасу виникають додаткові напруження.

**Предметом дослідження** є вплив деформацій основного каркасу конструкції на окремі її елементи.

**Методи дослідження.** Для досягнення поставленої мети за існуючими інформаційними джерелами зроблено огляд нормативної бази та досліджень інших авторів за тематикою роботи, виконано їх аналіз, використано класичні розрахункові методики, методики комп'ютерного моделюючого експерименту.

**Зв'язок роботи з науковими програмами, планами, темами.** Роботу виконано за напрямком наукових досліджень кафедри будівельної механіки ТНТУ, а також на основі студентського архітектурного конкурсу STEEL FREEDOM, що проходив в 2020 році.

**Наукова новизна одержаних результатів** полягає у дослідженні впливу деформацій основного каркасу конструкції на окремі її елементи, а саме на сходову клітку при дії постійних та тимчасових навантажень.

**Практичне значення одержаних результатів.** Отримані в роботі результати доцільно використовувати при проектуванні металевих каркасів будинків та споруд, які експлуатуватимуться при постійних та тимчасових навантажень, для дослідження НДС конструкції.

**Апробація результатів магістерської роботи.** Результати роботи оприлюднені на III Міжнародній студентській науково-технічній конференції ТНТУ «Природничі та гуманітарні науки. Актуальні питання», 23-24 квітня 2021 р., м. Тернопіль.

**Публікації.** Результати роботи опубліковано в збірнику тез доповідей III Міжнародної студентської науково-технічної конференції ТНТУ «Природничі та гуманітарні науки. Актуальні питання», 23-24 квітня 2021 р., м. Тернопіль, М. Колісник, «Вплив деформацій основного каркасу конструкції на окремі її елементи».

**Ключові слова:** каркас, постійні навантаження, тимчасові навантаження, деформації, напруження.



## РОЗДІЛ 1

### ОСНОВНІ ПЕРЕВАГИ МЕТАЛЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ В СЕРЕДНЬОПОВЕРХОВИХ ГРОМАДСЬКИХ БУДІВЛЯХ

#### 1.1 Нормативні вимоги до стійкості, міцності та надійності металевих каркасів

Матеріали металевих конструкцій (сталі, алюмінієві сплави) відрізняються від інших матеріалів насамперед чіткою роботою під навантаженням, що максимально наближує розрахункову модель конструкції до умов її під час експлуатації. В розрахунках метали розглядаються як однорідні, ізотропні та суцільні матеріали, що дозволяє із достатньою точністю спрогнозувати їхню роботу на пружній та пластичній ділянках. Відповідно підвищується надійність роботи конструкції в цілому, що є суттєвим при проектуванні складних та не стандартних конструктивних форм (рис. 1 та рис. 2). Також сталь характеризується найвищою питомою міцністю (відношенням питомого опору  $R$  до густини) порівняно з алюмінієм та бетоном.



Рисунок 1. Структурна оболонка в головному вестибюлі лондонського залізно-дорожнього вокзалу King's Cross, Англія



Рисунок 2. Несучий каркас і зовнішня оболонка концертного залу ім. Уолта Діснея, Лос Анджелес, США

Нормативною документацією визначено загальні принципи забезпечення конструктивної безпеки та надійності споруд, будівель та будівельних конструкцій, включаючи металеві каркаси [1-6].

На металеві каркаси, як конструктивний елемент споруди чи будівлі, протягом нормального режиму експлуатації об'єкта діють впливи від роботи обладнання (машин, апаратів, транспортних засобів, вантажопідйомних механізмів), вантажів, навантаження від людей, атмосферних чинників. Характер і величина таких впливів визначаються з урахуванням передбачених нормативною документацією або вимогами проекту умовами роботи устаткування або обмеженнями [7-11].

Поряд з умовами нормальної експлуатації повинні передбачені небезпеки, які самі по собі або у поєднанні з іншими факторами можуть призвести до порушення працездатності конструкцій. Ці небезпеки можуть бути наслідками:

- недосконалостей норм проектування;

- недоліків проектування, виготовлення, зведення або експлуатації, що виникають внаслідок грубих помилок персоналу, в тому числі через відсутність інформації, прорахунки та нерозуміння;
- різких змін технологічного процесу, що викликають істотні зміни технологічних навантажень і впливів;
- перевантажень, що виникають при стихійних лихах, техногенних аваріях та інших виняткових подіях [1].

Для забезпечення безаварійної експлуатації будівельних конструкцій в цілому вводяться поняття граничний стан, довговічність і надійність.

Граничний стан – це такий стан, за якого подальша експлуатація споруди недопустима, пов'язана з труднощами або недоцільна [2-4]. Розрізняють дві групи граничного стану. **Перша** – за втратою несучої здатності або за повною непридатністю до експлуатації, **друга** – за непридатністю до експлуатації (нормальною вважається експлуатація без обмежень та без позачергового ремонту відповідно до передбачених нормами або завданнями на проектування технологічних та функціональних умов).

Довговічність – це властивість конструкцій зберігати працездатний стан до настання граничного стану в умовах установленної системи технічного обслуговування та ремонту [3].

Надійність будівельного об'єкта – це властивість об'єкта виконувати передбаченні для нього функції протягом заданого проміжку часу [3].

Надійність і довговічність забезпечуються одночасним виконанням вимог, що висуваються вибраних матеріалів, об'ємно-планувальних та конструктивних рішень, до проектування та контролю якості робіт при виготовленні конструкцій та їх зведенні, методів розрахунку, а також дотриманням правил технічної експлуатації, нагляду і догляду за конструкціями [1].

## 1.2 Методи розрахунку за граничними станами

Загальні принципи забезпечення надійності і конструктивної безпеки будівель і споруд регламентуються ДБН В.1.2-14-2009. Враховуючи, що конструкція протягом свого періоду експлуатується в умовах, які значно відрізняються від ідеальних, необхідно забезпечити її надійність та не допустити виникненню ситуації, що призводять до граничних станів. Тому при проектуванні слід враховувати всі несприятливі фактори: змінність навантажень, в першу чергу у бік збільшення, не сприятливе сполучення навантажень, зниження характеристик матеріалу, умови та особливості дійсної роботи, а також ідеалізацію розрахункової схеми порівняно з реальною конструкцією [4].

Оскільки навантаження – випадкова величина, то під час експлуатації споруди внаслідок їхньої статистичної мінливості або через порушення умов нормальної експлуатації можуть статися відхилення значень навантаження від характеристичних. Ці відхилення враховують при розрахунках конструкцій коефіцієнтами надійності за навантаженням  $\gamma_f$ , які визначаються на підставі вивчення статистичної мінливості навантажень, умов та досвіду експлуатації, призначення будівель і споруд, а також економічних обґрунтувань.

Для врахування екстремальної ситуації, яка може виникнути не більше як один раз протягом терміну експлуатації споруди, використовується граничне розрахункове значення навантаження, що береться до уваги при розрахунках за граничними станами першої групи, вихід за межі яких еквівалентний повній втраті працездатності конструкції. Перевірка вимог для граничних станів другої групи, пов'язаних з порушенням або утрудненням умов нормальної експлуатації, використовують здебільшого експлуатаційні розрахункові значення навантажень, вихід за межі яких допускається певну кількість разів протягом строку експлуатації конструкції.

Здебільшого, будівельні конструкції сприймають декілька навантажень, різних за походженням (власна вага конструкцій, корисні навантаження, снігові, вітрові тощо) [7-11]. Розрахунок у цьому випадку слід вести на несприятливе

сполучення навантажень, що враховується коефіцієнтом сполучень  $\psi \leq 1$ , значення якого відображає зменшення імовірності одночасного перевищення кількома навантаженнями їхніх розрахункових значень.

Врахування можливих відхилень від передбачених умов роботи конструкції, які мають систематичний характер і не знайшли відображення в розрахунках, здійснюється введенням коефіцієнта умов роботи  $\gamma_c$ , який є коефіцієнтом надійності моделі. Даний коефіцієнт враховує вплив конструктивної форми споруд різного призначення та умовність їх розрахункових схем, тривалості та характеру зовнішнього навантаження, його багаторазового повторення, температурно-вологісного режиму експлуатації та інших факторів.

### **1.3 Метод скінченних елементів в розрахунках будівельних конструкцій**

У зв'язку розвитком будівельної галузі та погонею за все більш архітектурно-незвичайними та складнішими формами споруд, метод скінченних елементів (МСЕ) став основним для розрахунку даних конструкцій [13-21, 44].

Цей метод (МСЕ) виник як один з інструментів дослідження різних конструкцій. Його суть полягає в апроксимації суцільного середовища з безмежно високим ступенем вільності сукупністю елементів, що мають скінчену кількість ступенів вільності. Між цими елементами встановлюється взаємозв'язок. Окрім геометрії, примітиви, що з'єднують вузлові точки моделі, також мають відомі механічні властивості. Тобто якщо жорсткості всіх елементів сітки пов'язати в єдине ціле (в межах прийнятих в моделі припущень), тоді можна встановити напружено-деформований стан (НДС) усієї системи. Таким чином проектувальник отримує будь-які показники, які для нього є цікавими — згинальні і крутильні моменти, поздовжні і поперечні сили, напруження, деформації тощо.

Число елементів і вузлів, з яких складається аналітична модель, заздалегідь відома (рис. 1.3 рис. 1.4). В деяких складних системах вона може досягати тисячі і навіть мільйони, але ця кількість, всеодно, скінченна. Данна обставина, а також той факт, що наперед відомий принцип "роботи" всіх елементів системи, й обумовило назву – метод скінченних елементів. А саму сітку – скінченно-елементною.

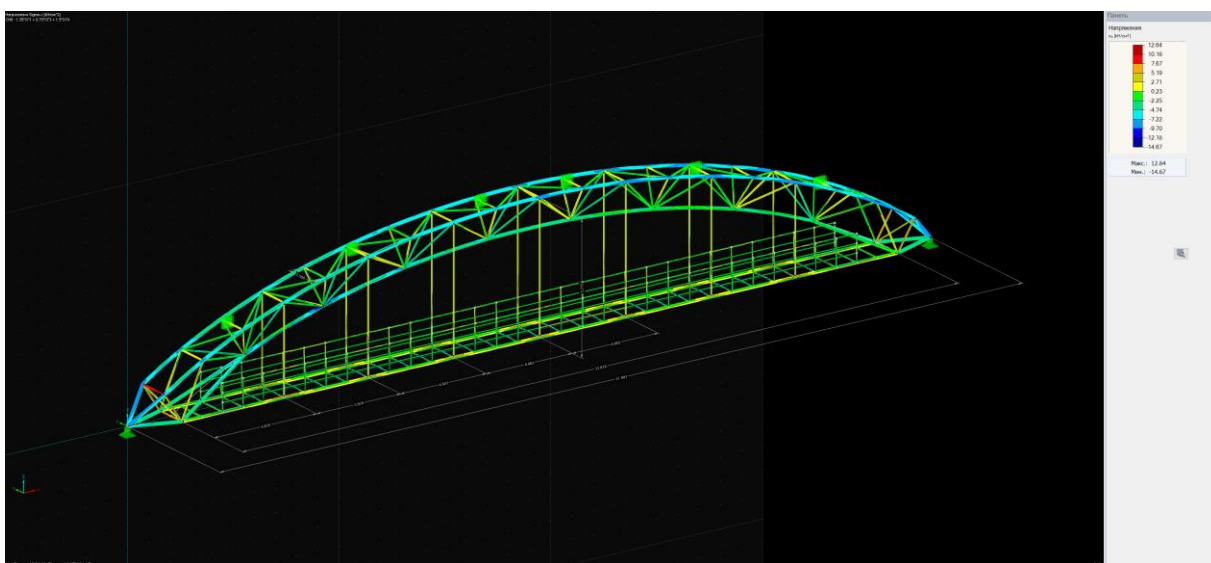


Рисунок 1.3 – Аналітична модель просторової ферми із епнурою нормальних сил у стержнях. Ескізна пропозиція накриття льодової арени с. Байківці Тернопільської обл. виконана в програмі DLUBAL RFEM

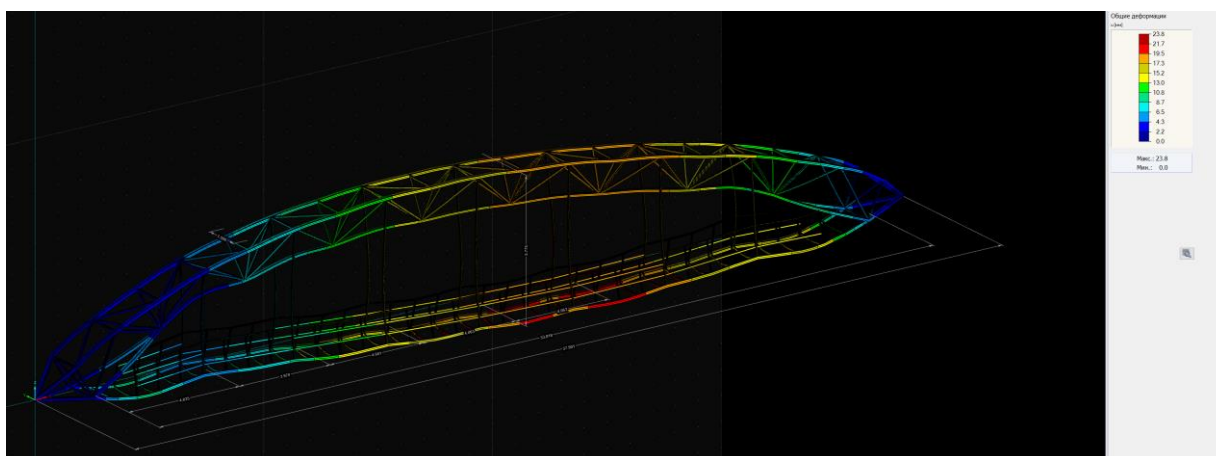


Рисунок 1.4 – Деформована модель просторової ферми. Ескізна пропозиція накриття льодової арени с. Байківці Тернопільської обл. виконана в програмі DLUBAL RFEM

Теорія методу скінченних елементів у науковій та технічній літературі подається через матричне обчислення. Етапи розрахунку обов'язково включають а себе збір мас конструкцій і матриць жорсткості. Матриця жорсткості представляє собою таблицю, в якій записані вузлові реакції скінченного елемента на почергові одиничні збурення кожного його вузла. Іншими словами, для скінченного елемента матриця жорсткості – це система взаємозв'язків всіх точок на механічному рівні. Комп'ютерна програма (САЕ), використовуючи локальну матрицю жорсткості кожного окремого елемента, формує глобальну матрицю, складаючи жорсткості всіх елементів, що з'єднуються в загальних вузлах, з урахуванням їхньої орієнтації в просторі. Як результат виходить глобальна система зв'язків між усіма вузлами розрахункової моделі.

Після формування матриць визначаються граничні умови (задають закріплення системи, опори). Також до розрахункової моделі інженер задає навантаження, які моделюють вплив від зовнішніх силових дій на конструкцію, після чого система лінійних рівнянь підлягає розрахунку. Якщо метод скінченних елементів вирішується в формі методу переміщень, то як результат є рішення переміщення кожного окремого вузла конструкції. За відомими вузловими переміщеннями можна визначити інші фактори напружено-деформованого стану (НДС).

Доволі прогресивною програмою МСЕ є DLUBAL RFEM, яка є основою модульного програмного комплексу. Базова програма RFEM використовується для створення аналітичної моделі конструкції, матеріалів і навантажень для плоских і просторових конструктивних систем, до переліку яких входять плити, стіни, оболонки і стержні. Можливе, також, створення комбінованих конструкцій, а також моделювання об'ємних і контактних елементів.

В програмі RFEM розраховуються деформації, внутрішні сили, напруження, опорні реакції, а також контактні напруження основи. Додаткові модулі виконують подальший аналіз і моделювання згідно вибраних норм.

## 1.4 Основні несучі елементи металевих каркасів та їх НДС

До переліку основних несучих елементів металевого каркасу, аналогічно залізобетонним та дерев'яним, є елементи що сприймають навантаження та передають їх на фундамент [3, 4, 22-29]. Такими елементами переважно є колони і ригелі.

Конструктивні рішення несучих елементів залежать від багатьох факторів – архітектурного рішення, призначення будівлі, типу покриття та перекриття, габаритних розмірів, поверховості тощо.

Сталеві колони каркасу можуть бути постійного по висоті перерізу або перемінного, а також в залежності від архітектурної форми будівлі, вони бувають вертикальними та нахиленими (рис. 1.5).



Рисунок 1.5 – Конструкція будівлі з використанням нахилених колон



До найбільш поширеного напружено-деформованого стану відноситься стиск розтяг [3,4]. Центральні стиснуті колони це основні елементи каркаса які сприймають стискальні зусилля. Для них можна записати умову міцності:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1,0 .$$

де,  $N_{ED}$  – величина навантаження, яке сприймає на себе переріз;  
 $N_{c,R,d}$  – рівномірний опір поперечного перерізу при рівномірному стискові.

$$N_{c,R,d} = \frac{Af_y}{\gamma_{mo}} .$$

Також стиснутий елемент потрібно перевіряти на стійкість:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0 ,$$

де,  $N_{b,Rd}$  – розрахунковий опір на втрату стійкості елемента, що піддається стиску.

До переліку найбільш поширеного НДС, безумовно, відноситься згин елемента конструкції. Балки – елементи які в основному виникають згинальні моменти. Також до цього переліку можна віднести позацентрово стиснуті колони та колони на які передаються моменти через жорстке з'єднання з балками або від горизонтального навантаження, наприклад, вітрового.

Розрахункове значення згинального моменту  $M_{Ed}$ , для кожного поперечного січення повинно задовольняти умові:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0 ,$$

де,  $M_{c,Rd}$  – розрахунковий опір згину, з урахуванням отворів для деталей кріплення.

Елемент, що підлягає згину відносно головної осі інерції та не розкріплений в поперечному напрямку, потрібно перевіряти на втрату стійкості плоскої форми згину (рис. 1.6):

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0 ,$$

де,  $M_{b,Rd}$  – розрахунковий опір згину за втратою стійкості.

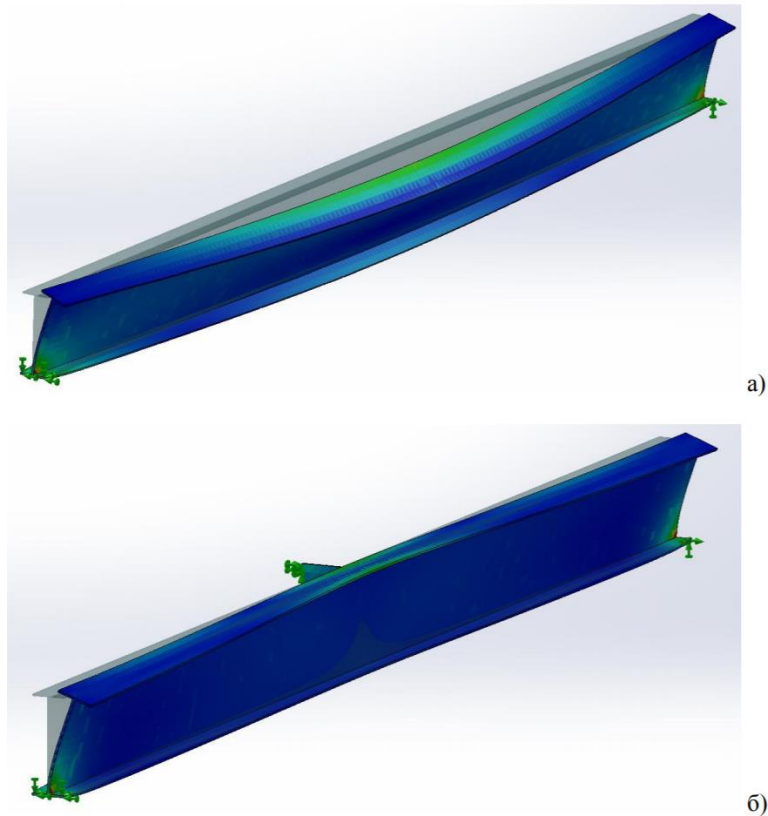


Рисунок 1.6 – Форма втрати стійкості балок а) балка після втрати загальної стійкості; б) – після постановки додаткових поперечних в'язів.

Розрахункове значення поперечної сили (приклад епюри поперечної сили див. рис. 1.7)  $V_{Ed}$ .

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0$$

де,  $V_{c,Rd}$  – розрахунковий опір на дію зрізу.

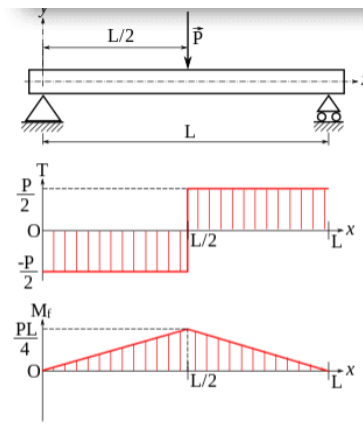


Рисунок 1.7 – Епюри поперечних сил та згинальних моментів навантаженої зосередженою силою

Розрахункове значення кручення  $T_{Ed}$

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd}} \leq 1,0$$

де,  $T_{Rd}$  – розрахунковий опір поперечного перерізу на кручення.

Часто кручення виникає балкових клітках із жорстким з'днанням другорядних регелів до головних (рис. 1.8).

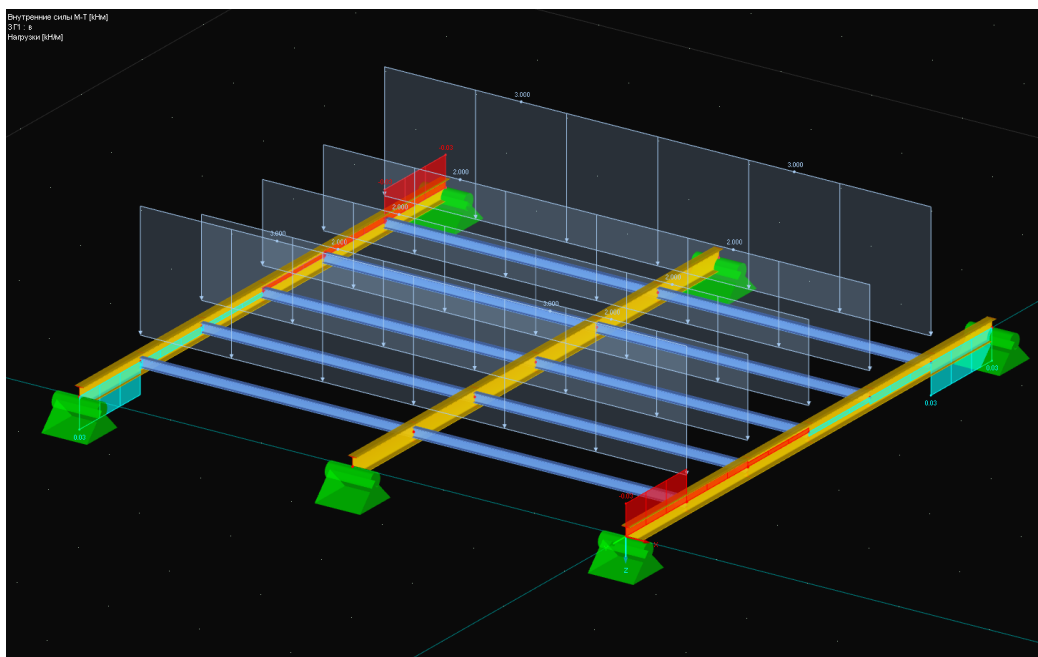


Рисунок 1.8 – Епюри крутильних сил в балковій клітці

В більшості випадків елементи каркасу сприймають комбінацію різних зусиль, наприклад: 1) згин і зріз; 2) згин і повздовжня сила; 3) згин, зріз і повздовжня сила; 4) згин, зріз і кручення.

### **1.5 Узагальнення результатів відомих робіт та постановка задач для власних досліджень**

Металеві конструкції відрізняються від інших в першу чергу більш чіткою роботою під навантаженням, що дає можливість точніше описати розрахункову модель. Також вони вирізняються найвищою питомою міцністю порівняно з бетоном та алюмінієм.

Класичні методи розрахунку не враховують розподілення зусиль від основного каркасу споруди чи будівлі на елементи які переважно розглядають як окрему систему елементів. В даному випадку таке рішення може призвести до не правильних проектних рішень.

Для підвищення якості проектування, конструкції розраховуються з максимальним наближенням її аналітичної моделі та силових факторів, які діють

на неї, за допомогою комп'ютерних програм на основі методу скінченних елементів (МСЕ). Таким чином досягаються точніші результати розрахунку.

Для виявлення впливу деформацій основного каркасу будівлі на сходову клітку, в якій як наслідок можуть виникати додаткові зусилля, в роботі потрібно вирішити такі задачі:

- на основі архітектурної концепції спортивного комплексу, яка була розроблена в рамках Всеукраїнського студентського конкурсу, створити комп'ютерну модель будівлі;
- до даної моделі прикласти постійні (власна вага конструкцій) та тимчасові навантаження (корисне навантаження від людей та обладнання, снігові, вітрові впливи);
- визначити параметри НДС в елементах будівлі, включаючи сходову клітку;
- визначити параметри НДС для окремо створеної моделі сходової клітки, де вузли з'єднання з каркасом замінені на відповідні вузлові опори;
- порівняти напружено-деформованого стан двох варіантів;
- виконати техніко-економічне обґрунтування отриманих результатів досліджень і надати рекомендації щодо їх практичного застосування.

## **1.6 Висновки за розділом I**

1. Вивчено нормативну базу щодо конструювання металевих каркасів будівель та споруд і виявлено недосконалості в розрахунках окремих конструкцій, які здебільшого розглядаються окремо від основного каркасу.

2. Розглянуто методи розрахунку за граничними станами

3. Проаналізовано метод скінченних елементів в розрахунках будівельних конструкцій.

4. Проаналізовано сучасні підходи до визначення НДС елементів конструкції.

5. Виходячи з теми роботи, її мети та за результатами аналізу літературних даних сформульовано задачі для власних досліджень.

## РОЗДІЛ 2

### МЕТОДИ ДОСЛІДЖЕННЯ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ

#### 2.1 Проектування металевого каркасу конструкції

##### 2.1.1 Архітектурна концепція спортивно-навчального комплексу

Спортивно-навчальний комплекс який знаходиться по вул. Індустріальній в м. Івано-Франківськ гармонійно поєднаний з навчальним комбінатом (рис. 2.1). Архітектурна концепція спортивно-навчального комплексу виконана згідно чинних будівельних норм [30-42]. Комплекс має в плані трапецеподібну форму з розмірами 62x48,5 м. Будівля 4-х поверхова з технічним поверхом над частиною офісних, та іншими приміщеннями 4-го рівня. Під'їзд до будівлі організований з південно-західної сторони. На ділянці, відсотком забудови 59,3% також розміщенні ділянки озеленення пішохідні доріжки та дитячий майданчик.

Незвична та водночас складна форма споруди з скляним фасадом виконана з металевих конструкцій (рис 2.2), що дозволяє підкреслити її архітектурну виразність, та робить ефективним використання довгопролітних конструкцій.

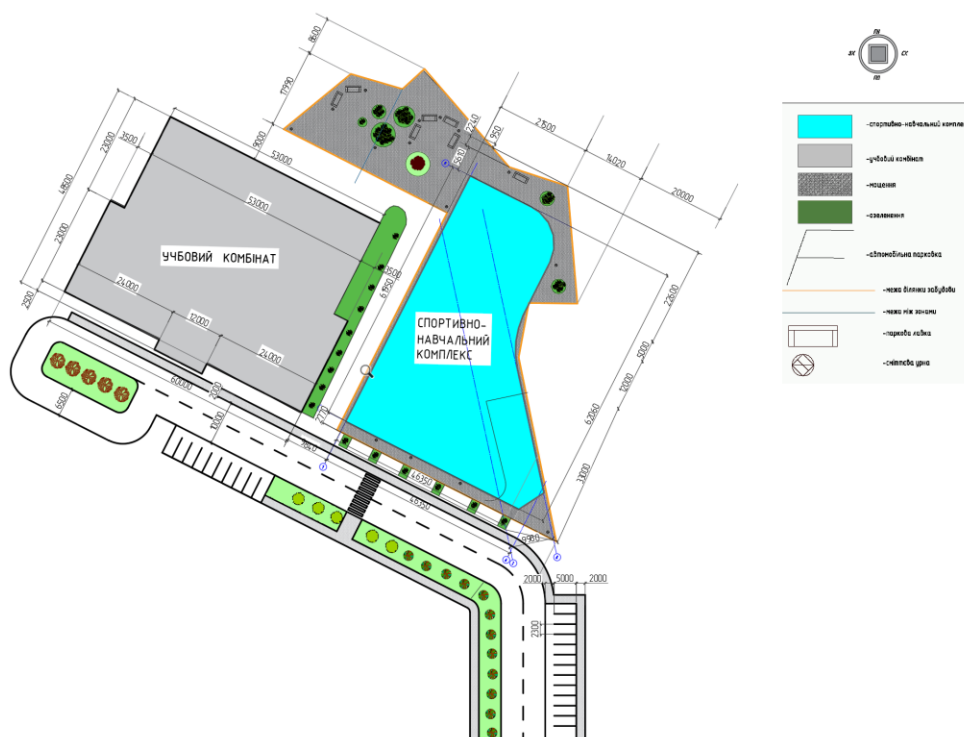


Рисунок 2.1 – Схема розміщення спортивно-навчального комплексу

На першому поверсі розміщено кафе на 50 місць, що межує з центральним холлом, тренажерні зали, роздягальні 3 шт., медичні приміщення та спорт-лабораторія. Приміщення готелю та гуртожитку знаходяться на всіх поверхах в північній частині будівлі, де і розміщенні входи до них. На другому поверсі розміщений актовий зал, їдальня місткістю 100 чоловік та суміжні приміщення для них. На третьому поверсі розміщена навчальна частина. На четвертому поверсі розміщено 4 офісні блоки та два конференц-зали.

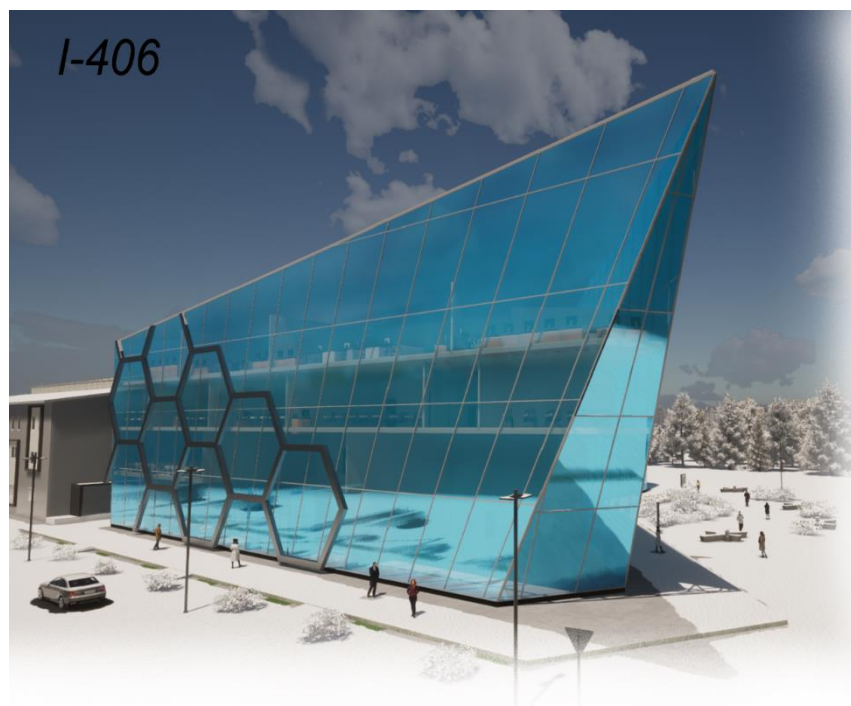


Рисунок 2.2 – Візуалізація спортивно-навчального комплексу в програмі Revit Structures

### 2.1.2 Проектування металевого каркасу конструкції в програмі Tekla Structures

#### *Конструктивні рішення*

Незвична форма будівлі досягається за рахунок використання сталевих конструкцій (рис. 2.3). Колони виконані: центральні - кругла труба 426x25 мм; бокові по осі 1 – двотавр №40К1; нахилені - кругла труба 324x20 мм. Головні

балки виконані з двотавра №45 Б2, другорядні – швелера №20П з кроком 1000 мм. По другорядних балках влаштовується залізобетонне перекриття товщиною 50 мм на основі профільованого листа ПК45 з подальшим влаштуванням покриття підлоги індивідуального для кожного типу приміщення. Стеля – підвісна типу «Армстронг». В конструкції перекриття влаштовується шар мінеральної вати, для забезпечення звуко та теплоізоляції. Конструкція покрівлі виконана з двошарової стрічкової мембрани по сітці несучих балок покриття.

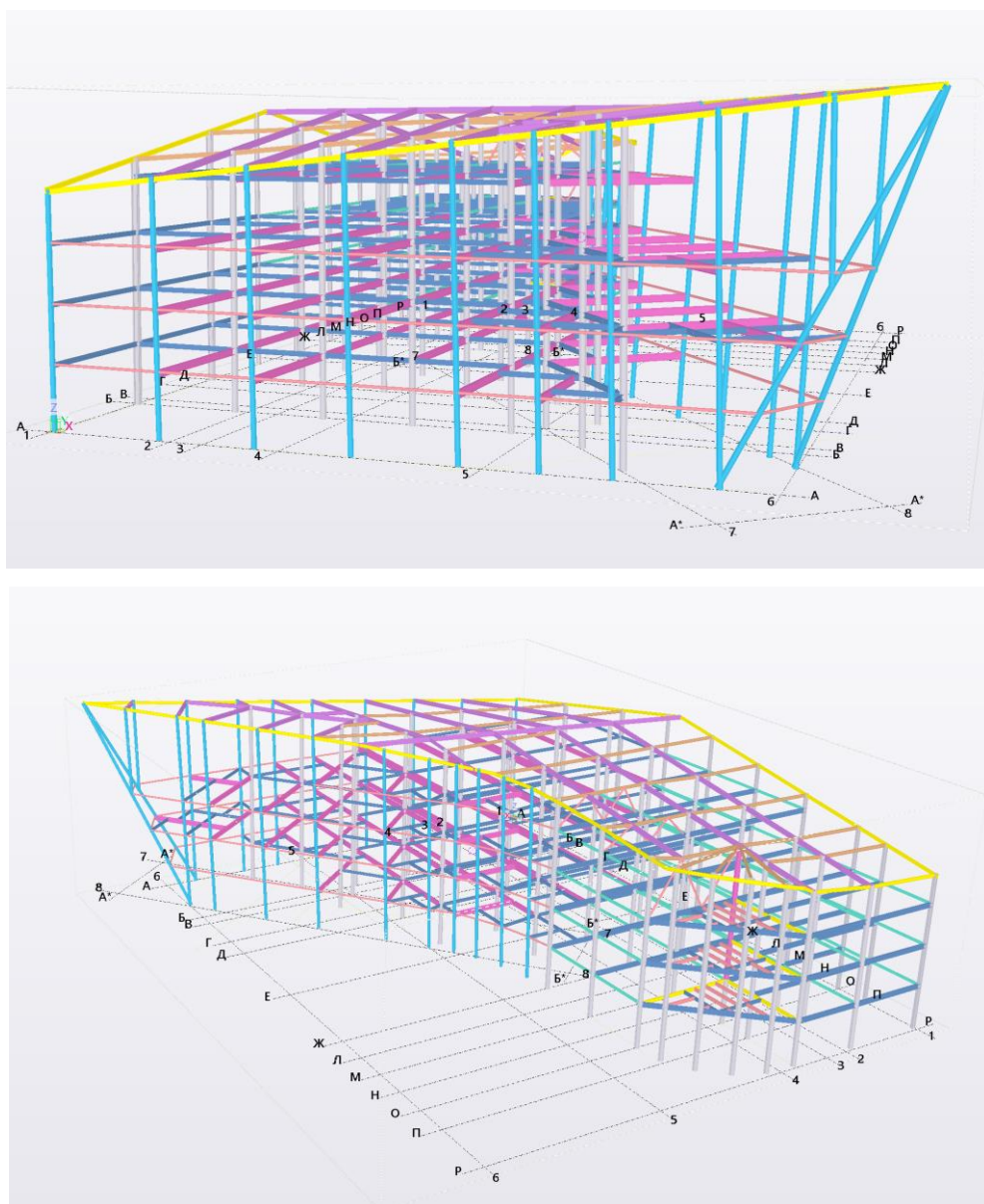


Рисунок 2.3 – 3D вид спортивно-навчального комплексу, створеного в програмі Tekla Structures



## 2.2 Створення аналітичної задачі

Визначити параметри напружено-деформованого стану елемента конструкції можна за допомогою різних сучасних розрахункових програмних комплексів. Наприклад, для цього можна використати скінчено-елементні програмні комплекси (ПК) «Dlubal RFEM», Robot Structural Analysis, ЛИРА-САПР, SCAD Office та інші [16-21].

У роботі розрахунок металевих каркасів будівлі під дією статичних навантажень виконано з використанням прикладного програмного пакету Dlubal RFEM, тому що даний програмний комплекс має ряд переваг:

- простота побудова металевих моделей конструкцій або імпорту їх з BIM моделей, розроблених в інших програмних комплексах ( а саме Tekla Structures, Revit Structures, Bentley ISM та ін.);
- простий інтерфейс;
- оптимізація геометрії конструкції;
- зручна модульна система розрахунків різних конструкцій;
- можливість створення комбінованих конструкцій, а також моделювання об'ємних і контактних елементів;
- висока продуктивність.

Dlubal RFEM – розробка компанії Dlubal Software (Німеччина), система автоматизованого проектування (САПР) в трьох вимірах. Розроблено спеціально для роботи з 3D моделями. Має досить простий інтерфейс (рис. 2.4).

Програма з'явилася в 1987 році і склала конкуренцію в області моделювання та розрахунку 3D моделей таким продуктам як, Robot Structural Analysis, ЛИРА-САПР, SCAD Office тощо. Dlubal RFEM - дозволяє легко отримувати стержневу та поверхневу модель. Застосовуючи дуже прості й ефективні інструменти моделювання.

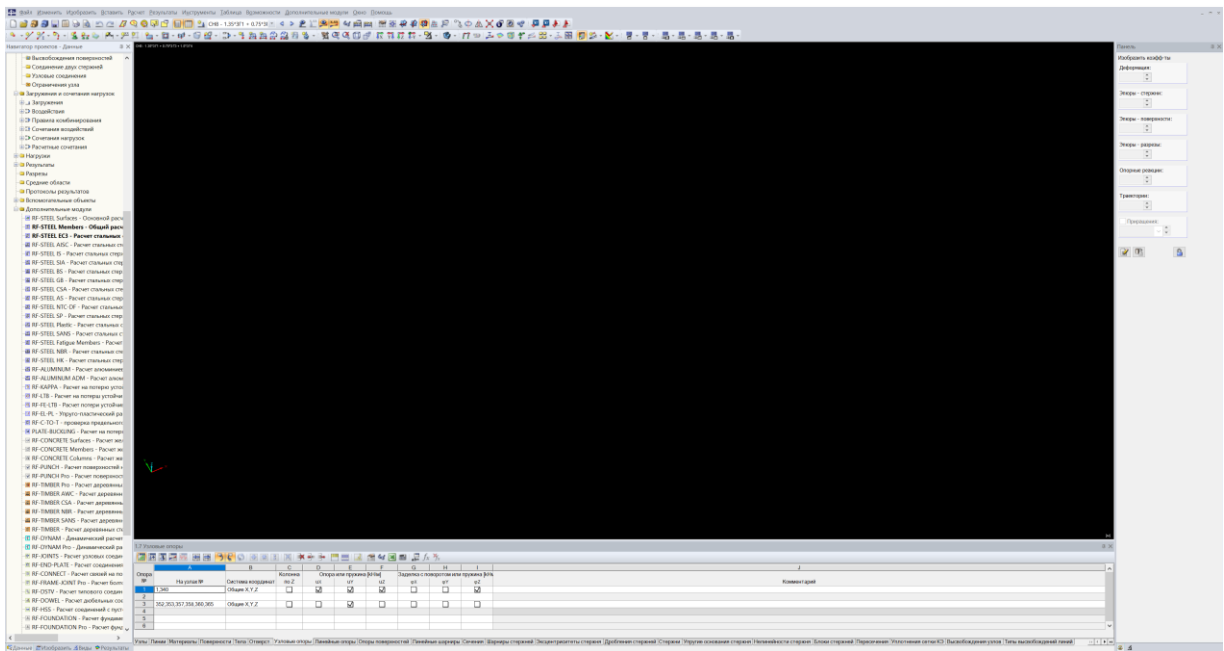


Рисунок 2.4 – Интерфейс программы Dlubal RFEM

Враховуючи вище перелічені переваги, аналітичну модель задачі створюємо за допомогою прямого експорту тривимірної моделі з програми Tekla Structures в розрахункову - Dlubal Software (рис. 2.5).

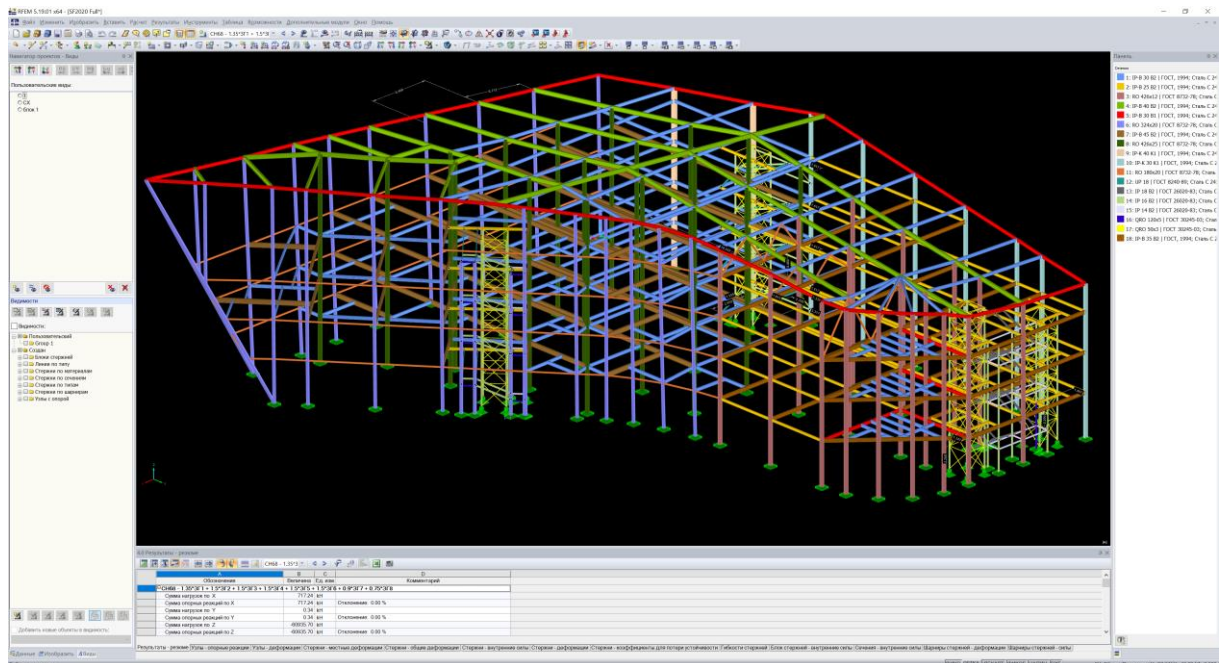


Рисунок 2.5 – Імпортована модель каркаса в Dlubal RFEM

Наступним кроком є задання граничних умов для всієї конструкції, а саме, задаємо вузлові опори для всіх колон 1-го поверху. В конструкції приймається жорстке заземлення колон (рис. 2.6), лише косоури сходових кліток мають шарнірно-нерухому опору (рис. 2.7).

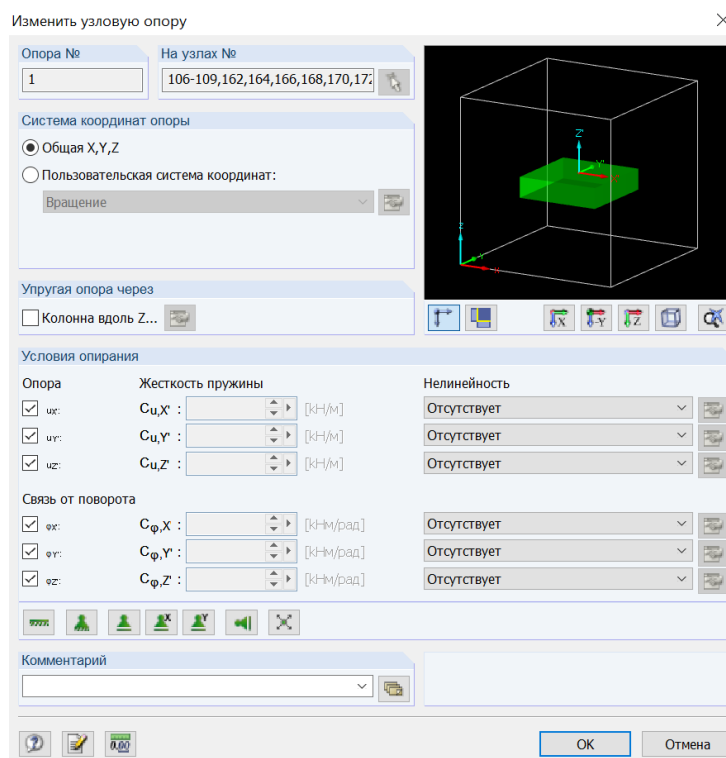


Рисунок 2.6 – Опора жорсткого заземлення колон 1-го пов.

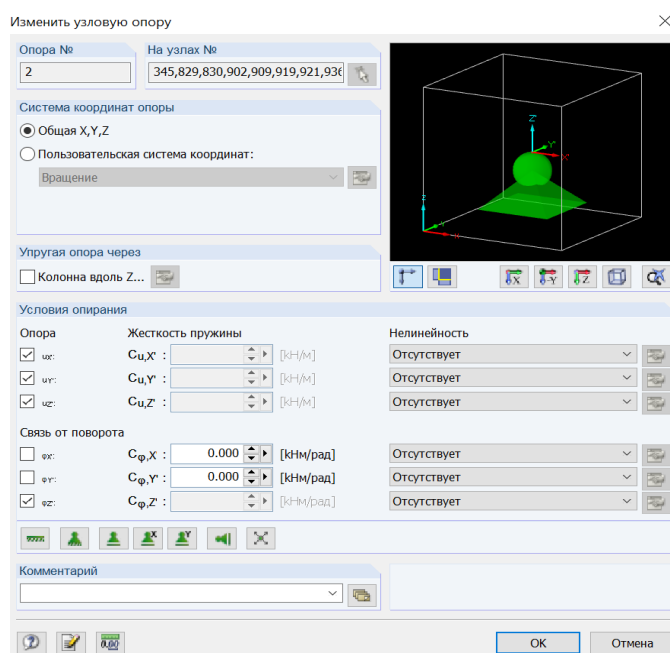


Рисунок 2.7 – Опора шарнірно-нерухомого обпирання косоура сходової клітки

На рисунку (рис. 2.8) зображено розміщення елементів сходової клітки (елементи синього кольору) в основному каркасі споруди (елементи сірого кольору). Косоури з'єднуються з основною конструкцією шарнірно. Це дозволяє мінімізувати вплив та унеможливує перерозподіл моментів з одної конструкції на іншу.

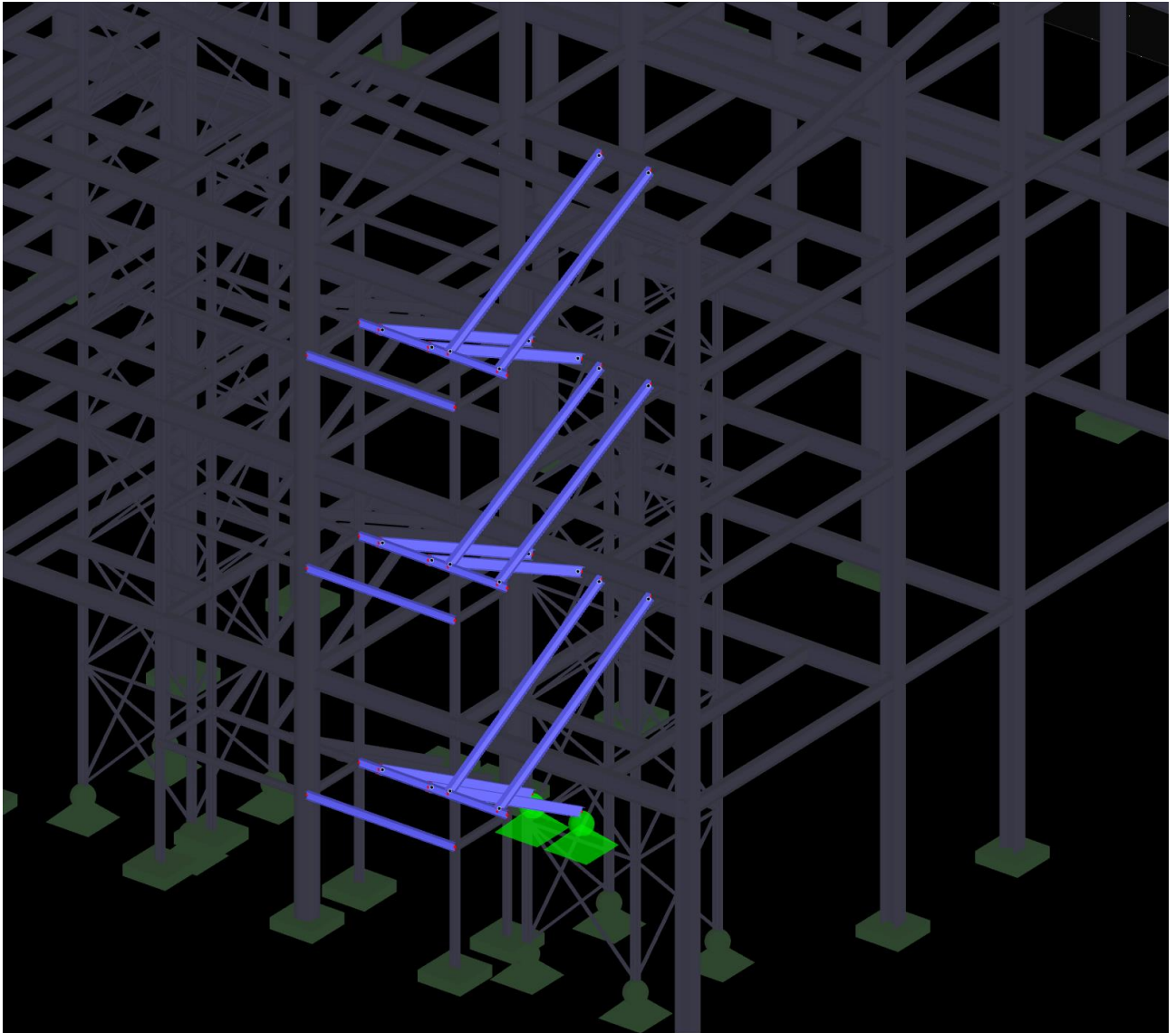


Рисунок 2.8 – Елементи сходової клітки в основному каркасі

### **2.3 Створення розрахункової моделі каркасу конструкції**

Для створення повноцінної розрахункової моделі необхідно до елементів каркасу прикласти постійні та тимчасові навантаження. Зусилля прикладаються відповідно категорій приміщень. Корисні зони житлових, громадських,

торговельних і адміністративних споруд слід класифікувати залежно від їх використання, за категоріями згідно таблиць (табл. 2.1) (табл. 2.2) [7-11]

Таблиця 2.1 - Категорії використання

Категорія	Вид використання	Приклад
А	Житлові зони	Житлові споруди, гуртожитки, палати в лікарнях, номери в готелях і будинках відпочинку, кухні, туалети.
В	Офісні зони	
С	Зони скупчення людей (окрім категорій А, В і D <sup>1)</sup> )	С1: Зони з наявністю столів і т.п., наприклад, у школах, кафе, ресторанах, їдальнях, бібліотеках, вітальнях.
		С2: Зони зі стаціонарними сидіннями, наприклад, у церквах, театрах, кінозалах, конференц-залах, аудиторіях, залах для зборів, приймальнях, залах очікування вокзалів.
		С3: Зони з вільним переміщенням людей, наприклад, у музеях, виставкових залах, і т.п., а також у вестибюлях, громадських і адміністративних будівлях, готелях, лікарнях, площах перед вокзалом.
		С4: Зони для активної діяльності людей, наприклад, танцювальні і фізкультурні зали, сцени.
		С5: Зони з можливим скупченням людей, наприклад, у будівлях, де проводяться суспільні заходи, такі як концертні зали, спортивні зали і трибуни, тераси і перони.
D	Торговельні зони	D1: Зони роздрібної торгівлі.
		D2: Торговельні будинки та універсами.

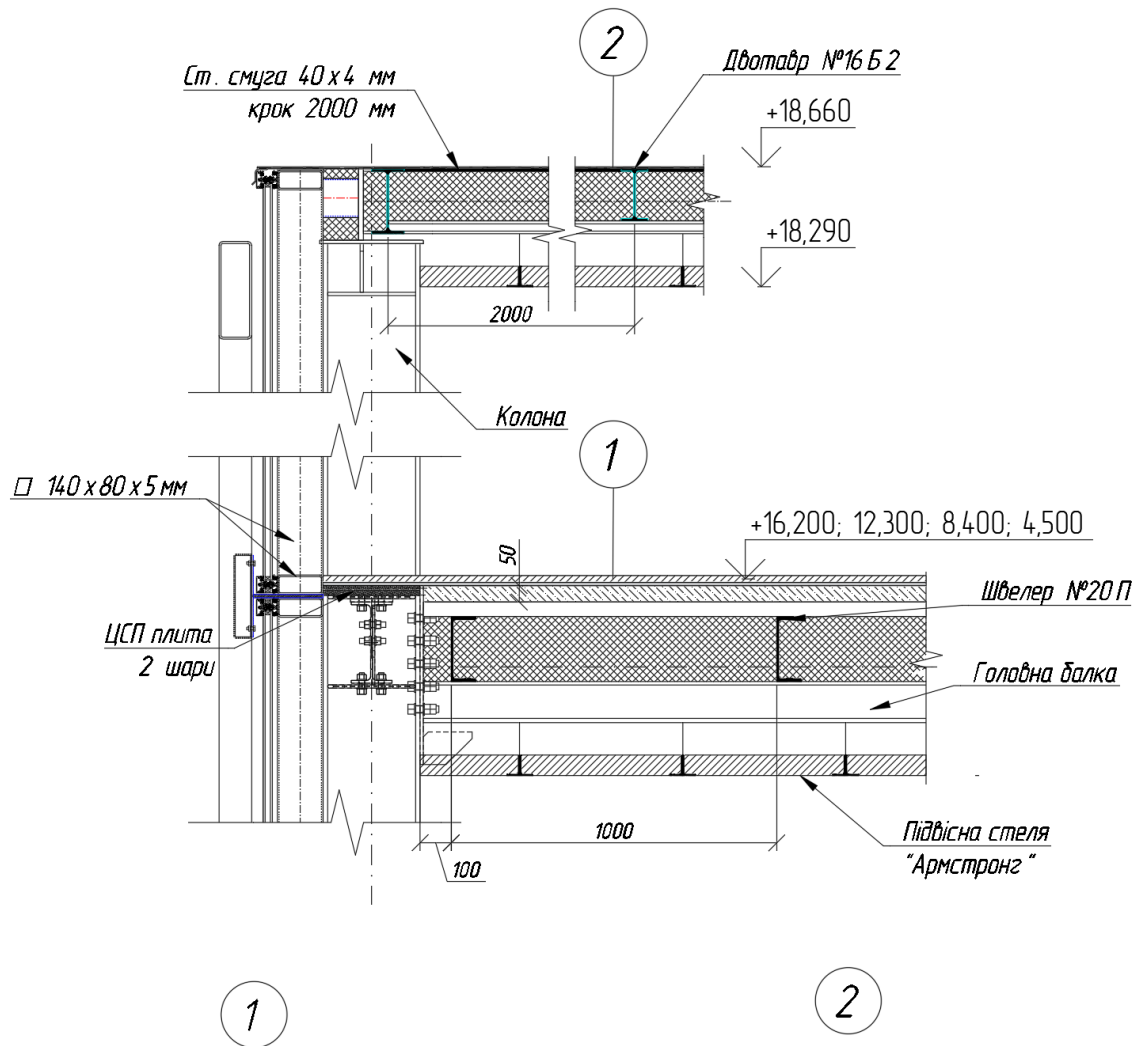
Для розрахунку за вказаними в таблиці 1 завантаженими зонами слід застосовувати характеристичні значення  $q_k$  (рівномірно розподілене навантаження) і  $Q_k$  (зосереджене навантаження).

Таблиця 2.2 - Тимчасові навантаження на перекриття,  
балкони і сходи будівель

Категорії завантажених зон Categories of loaded areas	$q_k$ , кН/м <sup>2</sup>	$Q_k$ , кН
Категорія А		
– перекриття	<u>1,5</u> – <u>2,0</u>	<u>2,0</u> – 3,0
– сходи	<u>2,0</u> – 4,0	<u>2,0</u> – 4,0
– балкони	<u>2,5</u> – 4,0	<u>2,0</u> – 3,0
Категорія В	<u>2,0</u> – <u>3,0</u>	1,5 – <u>4,5</u>
Категорія С		
– С1	2,0 – <u>3,0</u>	3,0 – <u>4,0</u>
– С2	3,0 – <u>4,0</u>	2,5 – 7,0 ( <u>4,0</u> )
– С3	3,0 – <u>5,0</u>	<u>4,0</u> – 7,0
– С4	4,5 – <u>5,0</u>	3,5 – <u>7,0</u>
– С5	<u>5,0</u> – 7,5	3,5 – <u>4,5</u>
Категорія D		
– D1	<u>4,0</u> – 5,0	3,5 – 7,0 ( <u>4,0</u> )
– D2	4,0 – <u>5,0</u>	3,5 – <u>7,0</u>

За необхідності значення  $q_k$  і  $Q_k$  можуть бути збільшені при розрахунках (наприклад, для сходів і балконів залежно від їх використання і розмірів).

Навантаження від власної ваги були зібрані від конструкції покриття та перекриття та схематично зображена на рисунку 2.9.



Фінішне підлогове покриття	- 20 мм	Антикорозійне покриття	- 20 мкм
Самовирівнююча стяжка	- 10 мм	Два взаємно перпендикулярних шари	
Армована з/б плита марки С 20/25	- 50 мм	сталевих листів (рулонів) $t=3$ мм	
Профлист ПК 45	- 45 мм	зварених встик	- 6 мм
Гідроізоляція "Гідроізол"	- 1 мм	Ст. смуга 40 x 4 мм крок 2000 мм	- 4 мм
Мінеральна вата	- 200 мм	Спінений поліуретан	- 150 мм
Пароізоляція "Гідроізол"	- 1 мм	Гідроізоляція "Гідроізол"	- 1 мм
ДСП плита	- 5 мм	ДСП плита	- 5 мм
Підвісна стелля "Армстронг"		Підвісна стелля "Армстронг"	

Рисунок 2.9 – Схема перекриття та покриття спортивно-навчального комплексу

Візуалізація схеми прикладених навантажень на каркас споруди від власної ваги конструкції покриття та перекриття зображена на рисунку 2.10.

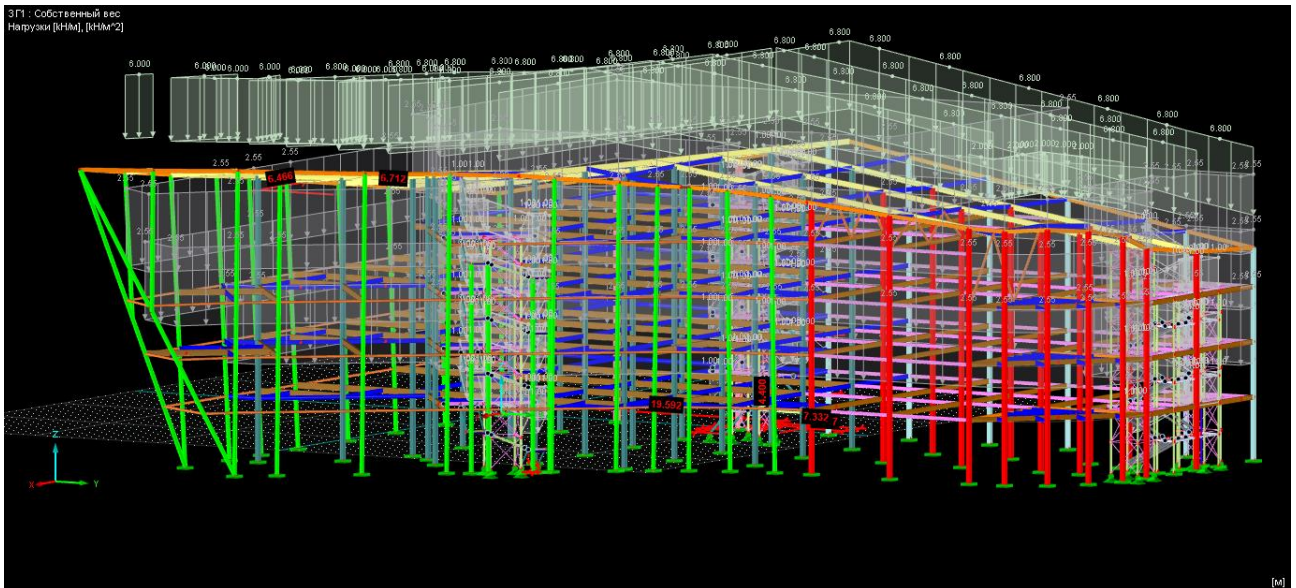


Рисунок 2.10 – Схема навантажень від власної ваги на каркас споруди

Вітрові навантаження змінні з часом і тиснуть безпосередньо на зовнішні поверхні закритих конструкцій, а в результаті їх проникності – опосередковано і на внутрішні поверхні. Вони також можуть діяти безпосередньо на внутрішню поверхню відкритих конструкцій.

Тиск вітру діє як результативна сила перпендикулярно до поверхні конструкції або окремих елементів облицювання. Крім того, коли великі площі конструкції обдуваються вітром, сили тертя, що діють по дотичній до поверхні, можуть бути значними. Вітрове навантаження представлено спрощеною сукупністю тисків чи сил, ефекти від яких еквівалентні максимальним ефектам турбулентного вітру.

Швидкість вітру і швидкісний напір складаються з середнього значення і пульсаційної компоненти.

Середня швидкість вітру  $v_m$  визначається з основної базової вітру  $v_b$ , яка залежить від режиму вітру, описаного в 4.2 EN 1991-1-4:2005, і висотної варіації вітру, яка визначається нерівністю місцевості і рельєфом, як описано в 4.3 EN 1991-1-4:2005. Максимальний швидкісний напір визначається в 4.5 EN 1991-1-4:2005.

Спортивно-навчальний комплекс в III категорії місцевості,  $v_{b,0} = 25\text{ м/с}$ .



де,  $v_{b,0}$  – це характеристичне значення швидкості вітру при десятихвилинному осереднюванні на висоті 10 м над землею на відкритій місцевості з низькою рослинністю (наприклад, травою) і окремими перешкодами з мінімальним віддаленням в 20 висот перешкоди, незалежне від напрямку вітру і пори року. Вітрове навантаження на каркас споруди прикладаємо вздовж осі X (рис. 2.11).

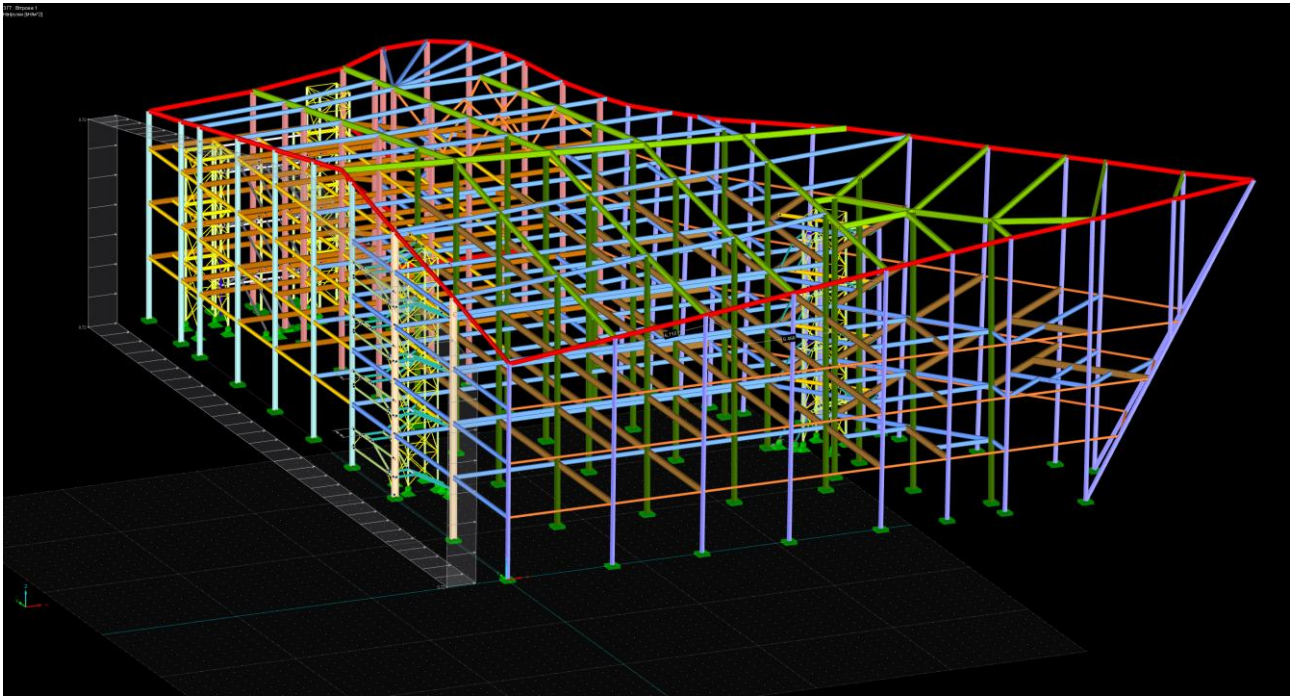


Рисунок 2.11 – Схема навантажень вітрового навантаження на каркас споруди

Снігові навантаження змінні з часом і тиснуть безпосередньо на поверхні покрівлі конструкцій (рис. 2.12). Снігові навантаження на покриття слід визначати таким чином:

а) для постійних/перехідних розрахункових ситуацій за формулою

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k;$$

де  $\mu_i$  – коефіцієнт форми снігового навантаження;  $s_k$  – характеристичне значення снігового навантаження на ґрунт;

б) для випадкових розрахункових ситуацій, в яких надзвичайне снігове навантаження є випадковою подією.

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_{Ad};$$

де  $s_{ad}$  – розрахункове значення для надзвичайного снігового навантаження на ґрунт для певної місцевості (див. 4.3);  $C_e$  – коефіцієнт навколишнього середовища;  $C_t$  – температурний коефіцієнт.

Характеристичне значення снігового навантаження на ґрунт  $s_k$  залежить від кліматичних даних майданчика будівництва. В нашому випадку  $s_k=1400$  Па.

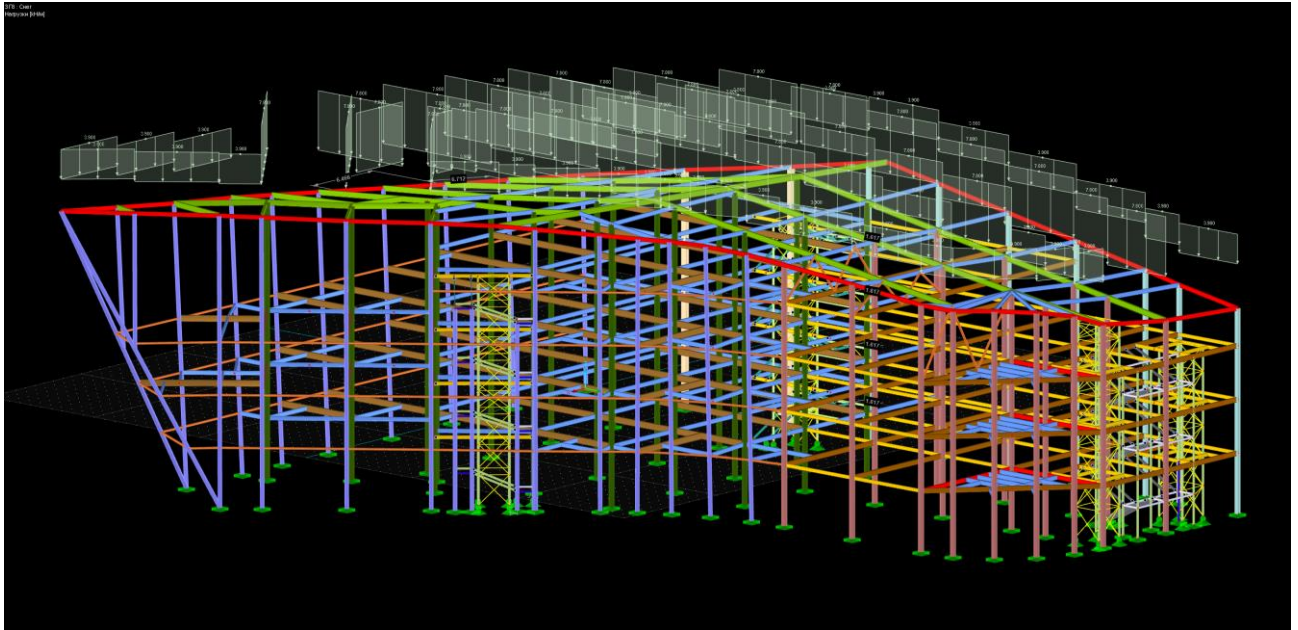


Рисунок 2.12 – Схема навантажень снігового навантаження на каркас споруди

## 2.4 Створення просторової моделі елемента каркасу конструкції

Для оцінки впливу деформацій основного каркасу на окремі її елементи, необхідно створити нову розрахункову модель в якій буде розглянута тільки сходові клітка (рис. 2.13). Навантаження від власної ваги конструкції сходинок та корисні навантаження від людей приймаємо аналогічно вище-розглянутим схемам.

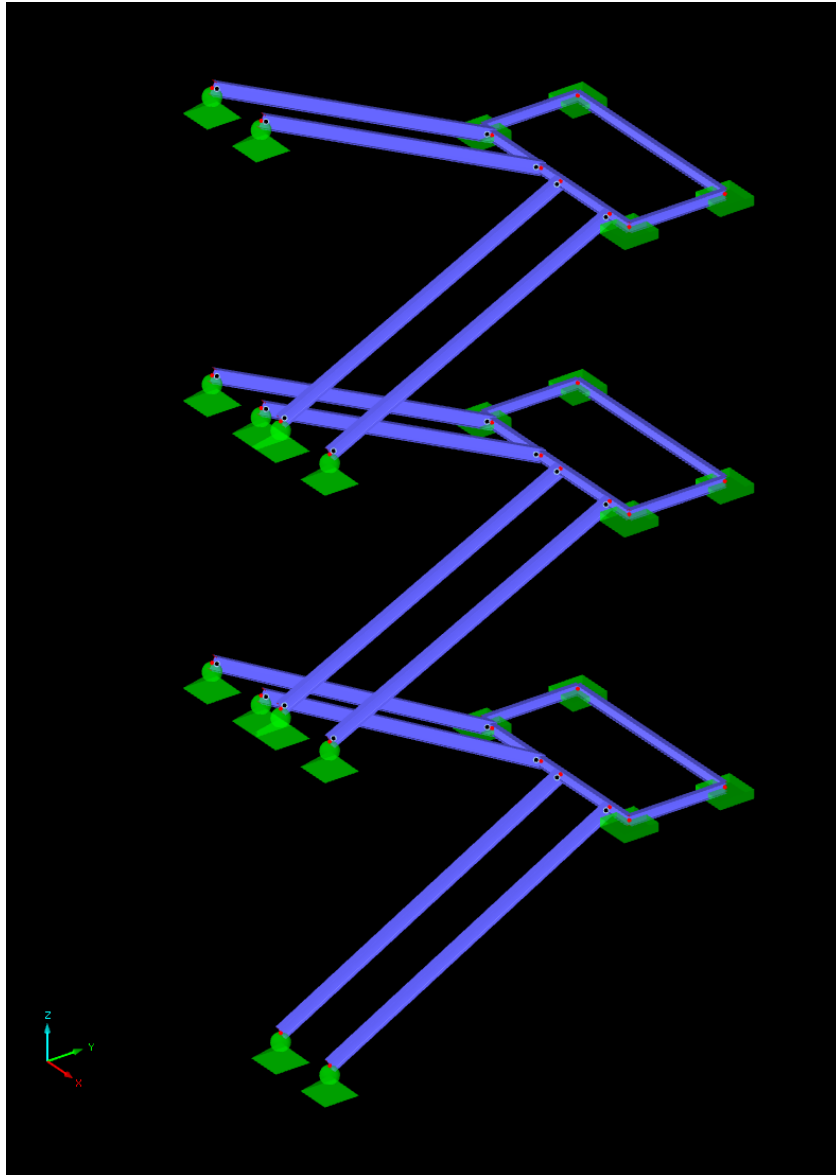


Рисунок 2.13 – Елементи сходової клітки як окрема розрахункова модель

Оскільки снігові та вітрові навантаження першу чергу діють на основний каркас споруди, данні зусилля не прикладаємо на конструктивні елементи сходової клітки. До стрижнів застосовуємо навантаження від власної ваги конструкцій (рис. 2.14) та корисні навантаження (рис. 2.15).

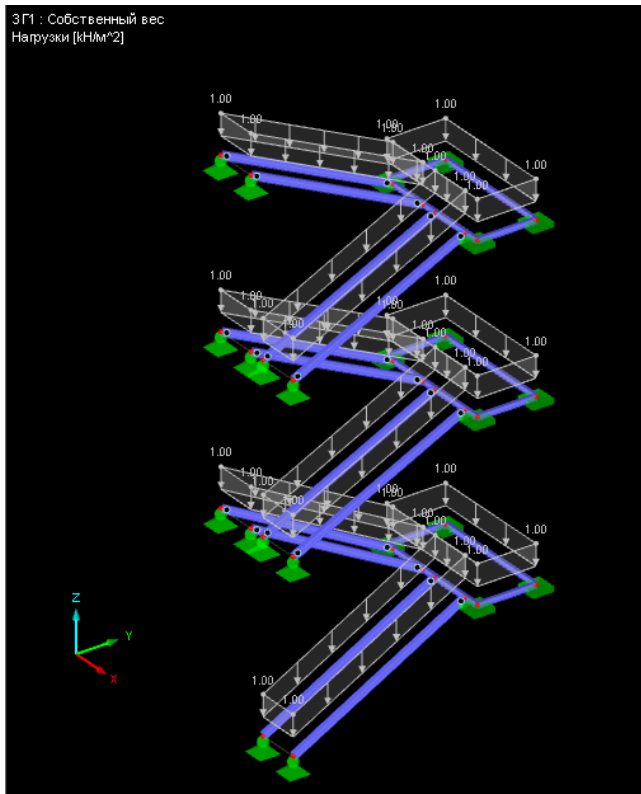


Рисунок 2.14 – Схема навантажень власної ваги сходинок на елемент каркасу споруди

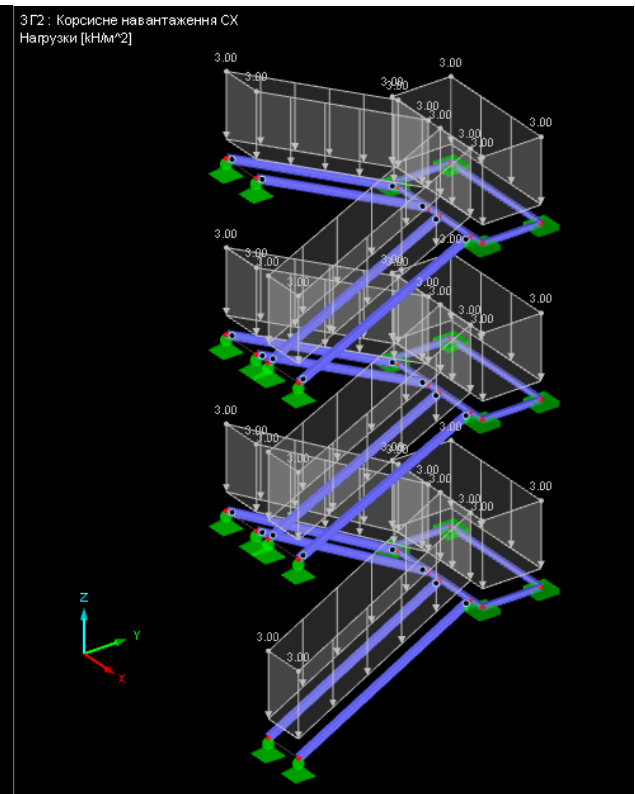


Рисунок 2.15 – Схема корисного навантаження на елемент каркасу споруди

## 2.5 Вогнезахист металевих конструкцій

Добре продуманий вогнезахист для металевих конструкцій означає відповідальне ставлення забудовника до проекту будівлі чи споруди та безпеки людей які в ній перебуватимуть, тому обійтися без цього – безумовно погана ідея. Особливо важливо продумати та вірно підібрати засоби, що підвищують пожежну безпеку споруди. Це можуть бути:

- вогнезахисні штукатурки;
- облицювальні вогнетривкі плити;
- спеціальні фарби.

Варто привернути увагу саме до останнього типу засобу. Сучасні вогнезахисні засоби для металевих конструкцій – оптимальний варіант, які забезпечують співвідношення ефективності та економічності. Дані фарби при різних умовах проявляють властивості певним чином:

1. При звичайній (нормальній) температурі – повна інертність щодо навколишнього середовища.
2. При нагріванні металевої поверхні – активне розкладання, утворення захисного шару, який утримує температуру оброблених елементів конструкції.
3. При розкладанні – виділення води та газів, ущільнення шару коксу та підвищення межі вогнестійкості металевих колон, балок, деталей.

Метал як конструкція при всій своїй міцності під впливом високих температур деформується. Це критично позначається на загальній цілісності будівлі, її безпечній експлуатації та довговічності. Для підвищення тривкості матеріалу до впливу вогню та високих температур важливо не тільки підібрати якісний вогнезахист, але й правильно його нанести (рис. 2.16) [34].



Рисунок 2.16 – Нанесення вогнезахисного покриття на металеві конструкції

Технологічно процес виконується так:

1. очищення металоконструкцій від слідів корозії;
2. обробка підготовленої поверхні антикорозійною ґрунтовкою;
3. перемішування засобу будівельним міксером та фарбування – вручну або спеціальним пульверизатором із повним висиханням кожного шару.

## 2.6 Висновок до розділу 2

Згідно із даним завданням на Всеукраїнський студентський конкурс, розроблено архітектурну концепцію спортивно-навчального комплексу. В цій будівлі передбачено:

- кафе на 50 місць з центральним холлом;
- два тренажерні зали та прилеглі до них роздягальні;
- медичні приміщення, спорт-лабораторія;
- актовий зал;
- їдальня місткістю 100 чоловік;
- навчальні приміщення;
- чотири офісні блоки та конференц-зали;
- готель;
- гуртожиток.

Запроектовано металевий каркас споруди в програмному комплексі Tekla Structures, після чого аналітична модель була експортована в розрахунковий комплекс Dlubal RFEM.

До аналітичної моделі були прикладенні постійні навантаження від власної ваги конструкцій покриття та перекриття, корисні навантаження, снігові та вітрові. Величина зусиль та характер її дії визначено згідно ДСТУ-Н Б EN 1991 «Дії на конструкції».

Для оцінки впливу деформацій основного каркасу на окремі її елементи, створено нову розрахункову модель в якій розглянута тільки сходові клітка.

Розглянуто принцип підвищення вогнестійкості металевих конструкцій за допомогою вогнезахисних штукатурок, облицювальних вогнетривких плит, спеціальних фарб. Особливу увагу зосереджено на останньому методі.

## РОЗДІЛ 3

### НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНИЙ СТАН КАРКАСУ

#### 3.1 Розрахунок конструкції за допомогою модуля RF-STEEL Members

Досліджувана сходові клітка (сходові клітка гуртожитку) розташована в північній частині спортивно-навчального комплексу. Ширина сходового маршу, згідно [41] складає 1450 мм, довжина – 3900 мм, див. рисунки (рис. 3.1, рис. 3.2 та рис. 3.3). Розмір сходинок: висота – 150мм; ширина – 300 мм.

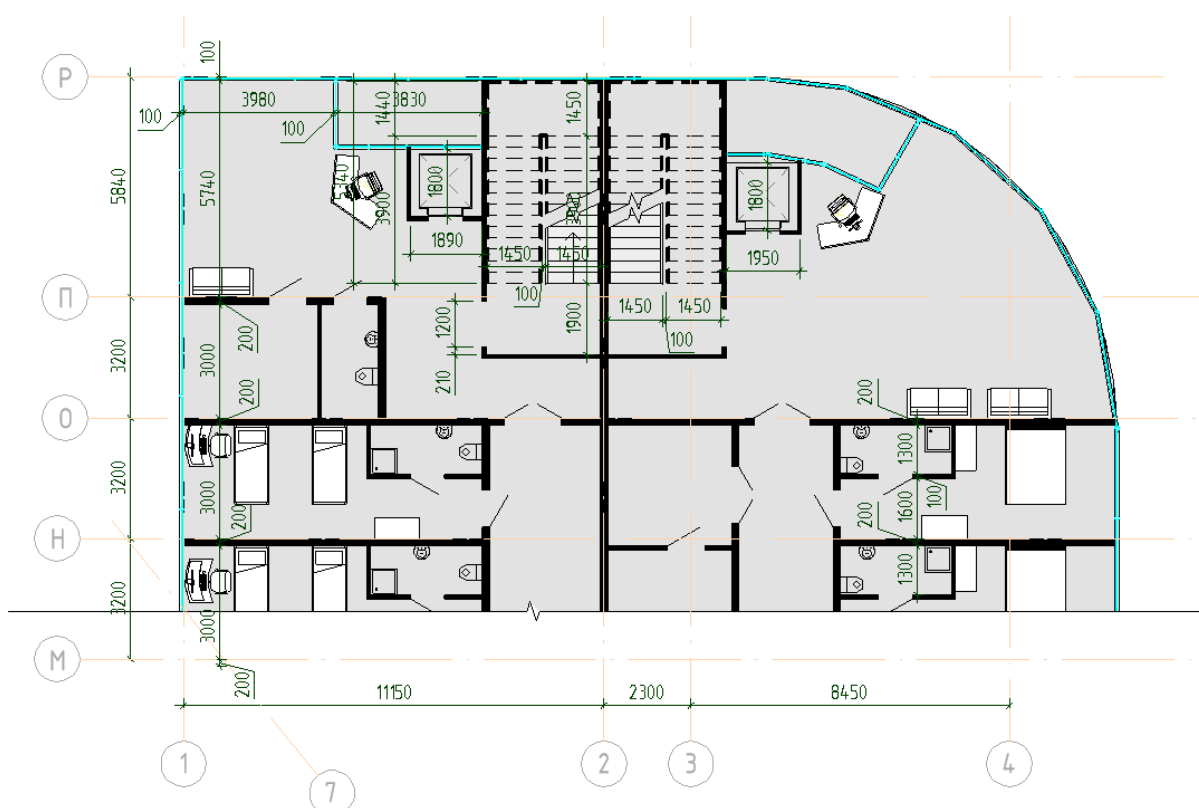


Рисунок 3.1 – План розміщення досліджуваної сходової клітки  
в спортивно-навчальному комплексі

Відмітки підлог поверхів рисунок 3.3:

- першого - +0,000 м.
- другого - +4,500 м.
- третього - +8,400 м.
- четвертого - +12,300 м.

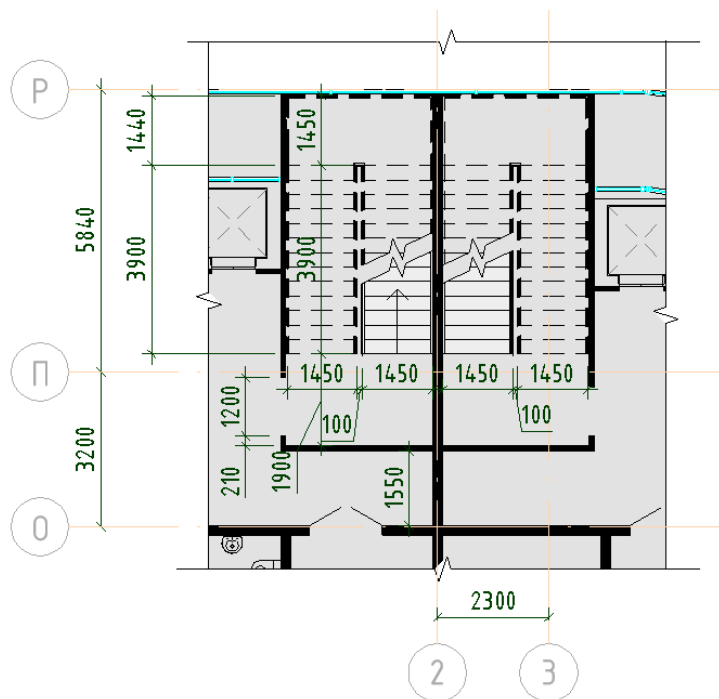


Рисунок 3.2 – План сходової клітки

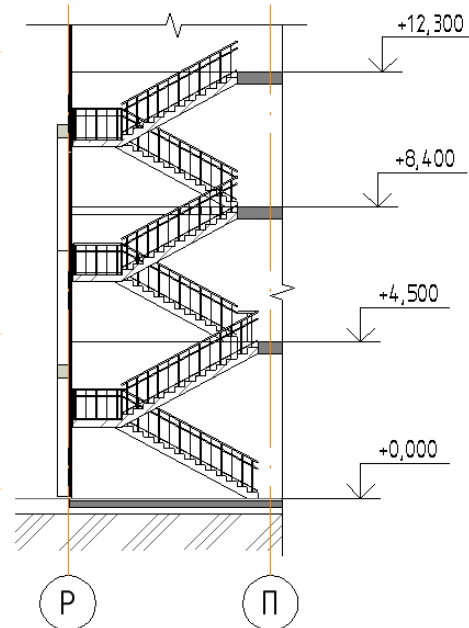


Рисунок 3.3 – Розріз сходової клітки

Схеми навантажень сходових кліток двох варіантів розрахунку від власної ваги конструкцій та корисного навантаження див. на рисунках (рис. 3.4, рис. 3.5, рис. 3.6 та рис. 3.7).

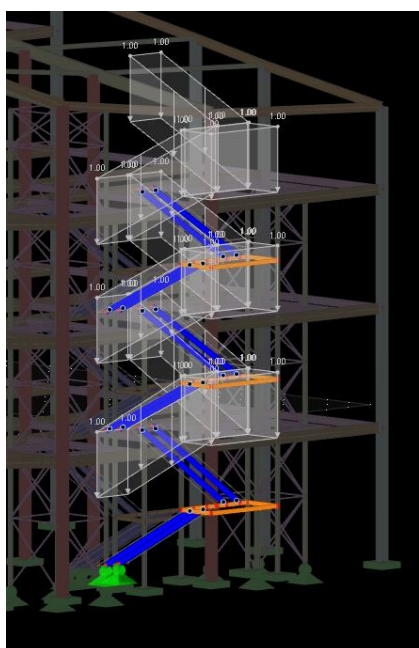


Рисунок 3.4 – Схема навантажень власної ваги сходинок на елемент каркасу споруди. Варіант 1

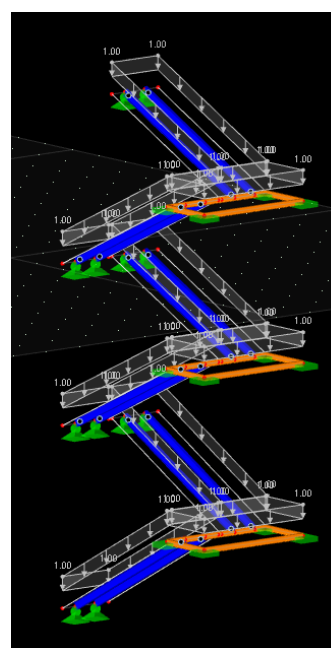


Рисунок 3.5 – Схема навантажень власної ваги сходинок на елемент каркасу споруди. Варіант 2



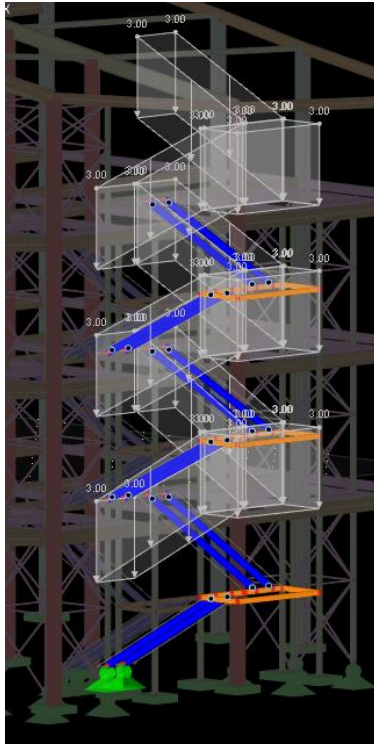


Рисунок 3.6 – Схема корисного навантаження на елемент каркасу споруди. Варіант 1

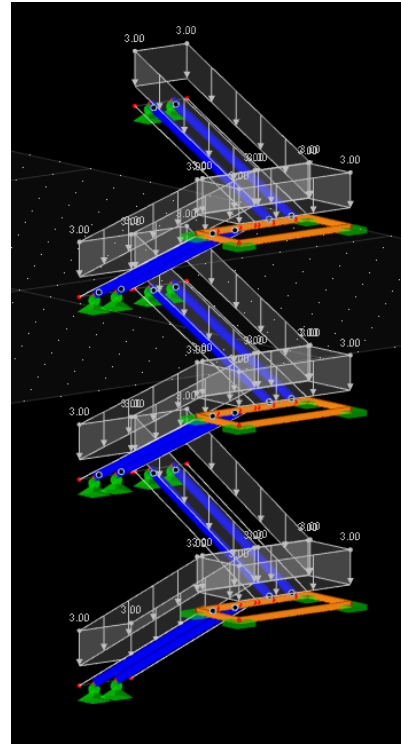


Рисунок 3.7 – Схема корисного навантаження на елемент каркасу споруди. Варіант 2

Попередньо підібрані січення для косоурів та балок площадки двотавр №18 В2 та №14 В2 відповідно. Виконаємо попередній розрахунок за першою групою граничних станів. Результат розрахунку (рис. 3.8) показує що в підібраних січеннях для косоурів недонапруження складає 70 відсотків.

RF-STEEL Members - [CX]  
 Файл Изменить Параметры Помощь

PC1 - Общий расчет напряже

2.1 Напряжения по сечениям

Сечение №	Стерж. №	Разрез x [м]	Точка n №	Нагрузка	Тип напряж.	Напряжение [кН/см <sup>2</sup> ]		Соотн. напряж.
						расч.	пред.	
13 IP 18 В2   ГОСТ 26020-83								
	1235	2.326	10	PC1	Sigma общ.	-7.25	23.90	0.30
	1235	4.653	13	PC1	Tau общ.	1.07	13.80	0.08
	1235	2.326	10	PC1	Sigma-eqv	7.25	23.90	0.30
15 IP 14 В2   ГОСТ 26020-83								
	1209	3.000	6	PC1	Sigma общ.	21.60	23.90	0.90
	1209	3.000	13	PC1	Tau общ.	4.44	13.80	0.32
	1209	3.000	6	PC1	Sigma-eqv	21.60	23.90	0.90

Рисунок 3.8 – Попередній розрахунок елементів сходової клітки за першою групою граничних станів. Розрахунок виконано за допомогою модуля RF-STEEL Members

### 3.2 Перевірка січень елементів в розрахунковому модулі RF-STEEL EC3

Далі розрахуємо конструкцію за двома групами граничних станів в модулі RF-STEEL EC3 – «Розрахунок стержнів по нормі Єврокод 3». Нумерована схема елементів сходової клітки зображено на рисунку (рис. 3.9).

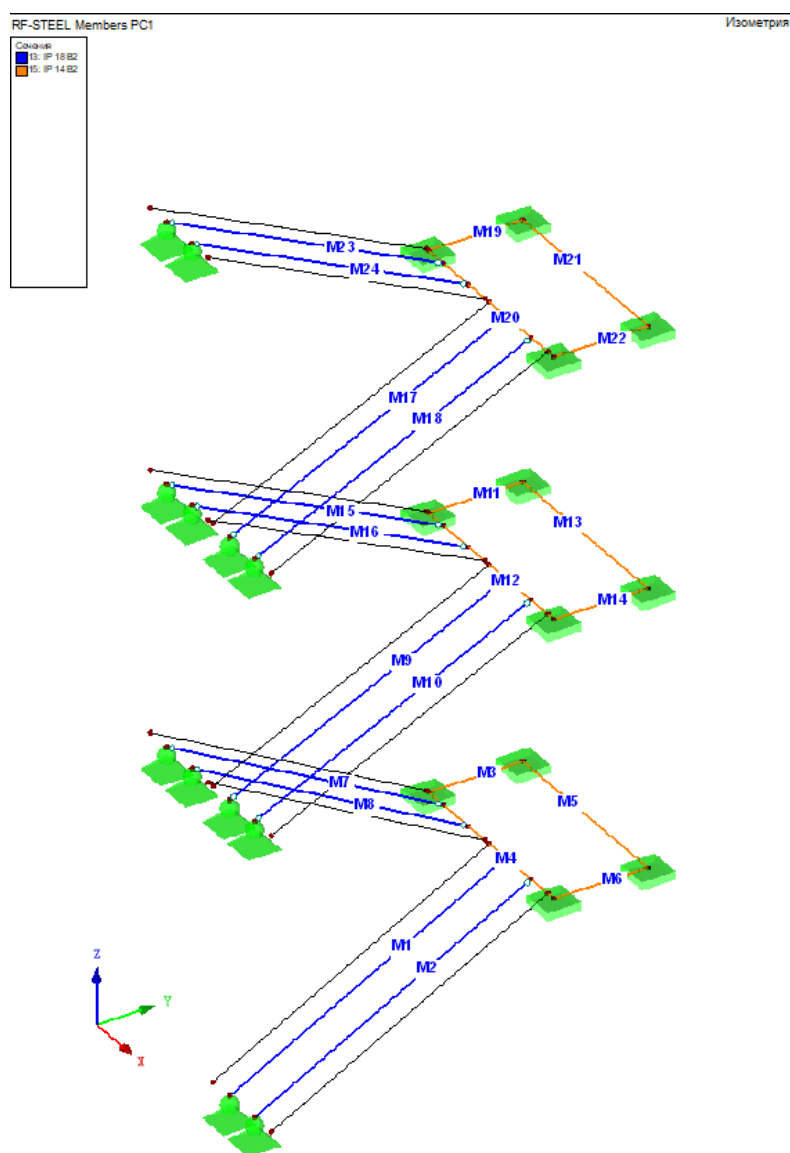


Рисунок 3.9 – Нумерована схема моделі сходової клітки

### 3.2.1 Результати обчислення розрахункового модуля RF-STEEL EC3

Результати обчислення безпосередньо взяті з розрахункового комплексу Dlubal RFEM, і подані у виді таблиць (таб. 3.1–табл. 3.7)

Таблиця 3.1 - Основні дані		
Стрижні до розрахунку:	1-24	
Блоки стрижнів до розрахунку:		
Нац. прикладна програма:	CEN	
Розрахунок за граничним станом 1-ї групи		
Сполучення навантажень до розрахунку:	CH1	1.35 * 3Г1
	CH2	1.35 * 3Г1 + 1.5 * 3Г2
Розрахункові поєднання до розрахунку:	PC1	ПС 1г (STR / GEO) - постійне / перехідний - форм. 6.10
Розрахунок за граничним станом 2-ї групи		
Розрахункові поєднання до розрахунку:	PC2	ПС 2г - характерна

Таблиця 3.2 – Відомість матеріалів						
Мат.	позначення	Мод. пружний.	модуль зсуву	Переходи. Пуассона	Межа текучий.	Макс. товщина
№	опис	E [кН / см <sup>2</sup> ]	G [кН / см <sup>2</sup> ]	n [-]	f <sub>yk</sub> [кН / см <sup>2</sup> ]	t [мм]
1	Сталь 3 245 (фасонний прокат)   ГОСТ 27772-88: 1989-01	21000.0 0	8076.92	0.300	24.50	20.0

Таблиця 3.3 – Перетини стержнів					
Січ.	Мат.	Перетин	Тип	Макс. критерій	
№	№	опис	перетину	розрахунку	коментар
	1	IP 18 B2   ГОСТ 26020-83	прокатні двотаври	0.72	
	1	IP 14 B2   ГОСТ 26020-83	прокатні двотаври	0.92	

Таблиця 3.4 - Розрахункові довжини - стрижні												
Стержень.	Втрата стійкості	Втрата стійкості навколо осі y			Втрата стійкості навколо осі z			Втрата стійкості плоскої форми вигину				
		можл.	можл.	кcr, y	Lcr, y [М]	можл.	кcr, z	Lcr, z [М]	можл.	kz	kw	Lw [М]
1	x	x	1.00	4.653	x	1.00	4.653	x	1.0	1.0	4.653	4.653
2	x	x	1.00	4.653	x	1.00	4.653	x	1.0	1.0	4.653	4.653
3	x	x	1.00	1.400	x	1.00	1.400	x	1.0	1.0	1.400	1.400
4	x	x	1.00	3.000	x	1.00	3.000	x	1.0	1.0	3.000	3.000
5	x	x	1.00	3.000	x	1.00	3.000	x	1.0	1.0	3.000	3.000
6	x	x	1.00	1.400	x	1.00	1.400	x	1.0	1.0	1.400	1.400
7	x	x	1.00	4.653	x	1.00	4.653	x	1.0	1.0	4.653	4.653
8	x	x	1.00	4.653	x	1.00	4.653	x	1.0	1.0	4.653	4.653
9	x	x	1.00	4.540	x	1.00	4.540	x	1.0	1.0	4.540	4.540
10	x	x	1.00	4.540	x	1.00	4.540	x	1.0	1.0	4.540	4.540
11	x	x	1.00	1.400	x	1.00	1.400	x	1.0	1.0	1.400	1.400
12	x	x	1.00	3.000	x	1.00	3.000	x	1.0	1.0	3.000	3.000
13	x	x	1.00	3.000	x	1.00	3.000	x	1.0	1.0	3.000	3.000
14	x	x	1.00	1.400	x	1.00	1.400	x	1.0	1.0	1.400	1.400
15	x	x	1.00	4.540	x	1.00	4.540	x	1.0	1.0	4.540	4.540
16	x	x	1.00	4.540	x	1.00	4.540	x	1.0	1.0	4.540	4.540
17	x	x	1.00	4.540	x	1.00	4.540	x	1.0	1.0	4.540	4.540
18	x	x	1.00	4.540	x	1.00	4.540	x	1.0	1.0	4.540	4.540
19	x	x	1.00	1.400	x	1.00	1.400	x	1.0	1.0	1.400	1.400
20	x	x	1.00	3.000	x	1.00	3.000	x	1.0	1.0	3.000	3.000
21	x	x	1.00	3.000	x	1.00	3.000	x	1.0	1.0	3.000	3.000
22	x	x	1.00	1.400	x	1.00	1.400	x	1.0	1.0	1.400	1.400
23	x	x	1.00	4.540	x	1.00	4.540	x	1.0	1.0	4.540	4.540
24	x	x	1.00	4.540	x	1.00	4.540	x	1.0	1.0	4.540	4.540

Таблиця 3.5 - Дані по придатності до експлуатації							
№	Тип.	Стерж. / Блоки №	вихідна довжина		Напрявлен.	Буд. підйом e0 [мм]	Тип балки
			вручну	l [М]			
1	стрижень	1	-	4.653	y, z	0.0	Балка
2	стрижень	2	-	4.653	y, z	0.0	Балка
3	стрижень	3	-	1.400	y, z	0.0	Балка
4	стрижень	4	-	3.000	y, z	0.0	Балка
5	стрижень	5	-	3.000	y, z	0.0	Балка
6	стрижень	6	-	1.400	y, z	0.0	Балка
7	стрижень	7	-	4.653	y, z	0.0	Балка
8	стрижень	8	-	4.653	y, z	0.0	Балка

№	Тип.	Стерж. / Блоки №	вихідна довжина		Направлен.	Буд. підйом е0 [мм]	Тип балки
			вручну	l [м]			
9	стрижень	9	-	4.540	y, z	0.0	Балка
10	стрижень	10	-	4.540	y, z	0.0	Балка
11	стрижень	11	-	1.400	y, z	0.0	Балка
12	стрижень	12	-	3.000	y, z	0.0	Балка
13	стрижень	13	-	3.000	y, z	0.0	Балка
14	стрижень	14	-	1.400	y, z	0.0	Балка
15	стрижень	15	-	4.540	y, z	0.0	Балка
16	стрижень	16	-	4.540	y, z	0.0	Балка
17	стрижень	17	-	4.540	y, z	0.0	Балка
18	стрижень	18	-	4.540	y, z	0.0	Балка
19	стрижень	19	-	1.400	y, z	0.0	Балка
20	стрижень	20	-	3.000	y, z	0.0	Балка
21	стрижень	21	-	3.000	y, z	0.0	Балка
22	стрижень	22	-	1.400	y, z	0.0	Балка
23	стрижень	23	-	4.540	y, z	0.0	Балка
24	стрижень	24	-	4.540	y, z	0.0	Балка

Стер.		
№	позначення	параметр
1	Перетин	13 - IP 18 B2   ГОСТ 26020-83
	область зсуву	-
	Закладення з поворотом	-
	Площа перетину для розрахунку на розтяг	-
2	Перетин	13 - IP 18 B2   ГОСТ 26020-83
	область зсуву	-
	Закладення з поворотом	-
	Площа перетину для розрахунку на розтяг	-
3	Перетин	15 - IP 14 B2   ГОСТ 26020-83
	область зсуву	-
	Закладення з поворотом	-
	Площа перетину для розрахунку на розтяг	-
4	Перетин	15 - IP 14 B2   ГОСТ 26020-83
	область зсуву	-

Таблиця 3.6 - Параметри - стрижні		
Стер.		
№	позначення	параметр
	Закладення з поворотом	-
	Площа перетину для розрахунку на розтяг	-
5	Перетин	15 - IP 14 B2   ГОСТ 26020-83
	область зсуву	-
	Закладення з поворотом	-
	Площа перетину для розрахунку на розтяг	-
6	Перетин	15 - IP 14 B2   ГОСТ 26020-83
	область зсуву	-
	Закладення з поворотом	-
	Площа перетину для розрахунку на розтяг	-
7	Перетин	13 - IP 18 B2   ГОСТ 26020-83
	область зсуву	-
	Закладення з поворотом	-
	Площа перетину для розрахунку на розтяг	-
8	Перетин	13 - IP 18 B2   ГОСТ 26020-83
	область зсуву	-
	Закладення з поворотом	-
	Площа перетину для розрахунку на розтяг	-
9	Перетин	13 - IP 18 B2   ГОСТ 26020-83
	область зсуву	-
	Закладення з поворотом	-
	Площа перетину для розрахунку на розтяг	-
10	Перетин	13 - IP 18 B2   ГОСТ 26020-83
	область зсуву	-
	Закладення з поворотом	-
	Площа перетину для розрахунку на розтяг	-
11	Перетин	15 - IP 14 B2   ГОСТ 26020-83
	область зсуву	-

Таблиця 3.6 - Параметри - стрижні		
Стер.		
№	позначення	параметр
	Закладення з поворотом	-
	Площа перетину для розрахунку на розтяг	-
12	Перетин	15 - IP 14 B2   ГОСТ 26020-83
	область зсуву	-
	Закладення з поворотом	-
	Площа перетину для розрахунку на розтяг	-
13	Перетин	15 - IP 14 B2   ГОСТ 26020-83
	область зсуву	-
	Закладення з поворотом	-
	Площа перетину для розрахунку на розтяг	-
14	Перетин	15 - IP 14 B2   ГОСТ 26020-83
	область зсуву	-
	Закладення з поворотом	-
	Площа перетину для розрахунку на розтяг	-
15	Перетин	13 - IP 18 B2   ГОСТ 26020-83
	область зсуву	-
	Закладення з поворотом	-
	Площа перетину для розрахунку на розтяг	-
16	Перетин	13 - IP 18 B2   ГОСТ 26020-83
	область зсуву	-
	Закладення з поворотом	-
	Площа перетину для розрахунку на розтяг	-
17	Перетин	13 - IP 18 B2   ГОСТ 26020-83
	область зсуву	-
	Закладення з поворотом	-
	Площа перетину для розрахунку на розтяг	-
18	Перетин	13 - IP 18 B2   ГОСТ 26020-83
	область зсуву	-

Таблиця 3.6 - Параметри - стрижні		
Стер.		
№	позначення	параметр
	Закладення з поворотом	-
	Площа перетину для розрахунку на розтяг	-
19	Перетин	15 - IP 14 B2   ГОСТ 26020-83
	область зсуву	-
	Закладення з поворотом	-
	Площа перетину для розрахунку на розтяг	-
20	Перетин	15 - IP 14 B2   ГОСТ 26020-83
	область зсуву	-
	Закладення з поворотом	-
	Площа перетину для розрахунку на розтяг	-
21	Перетин	15 - IP 14 B2   ГОСТ 26020-83
	область зсуву	-
	Закладення з поворотом	-
	Площа перетину для розрахунку на розтяг	-
22	Перетин	15 - IP 14 B2   ГОСТ 26020-83
	область зсуву	-
	Закладення з поворотом	-
	Площа перетину для розрахунку на розтяг	-
23	Перетин	13 - IP 18 B2   ГОСТ 26020-83
	область зсуву	-
	Закладення з поворотом	-
	Площа перетину для розрахунку на розтяг	-
24	Перетин	13 - IP 18 B2   ГОСТ 26020-83
	область зсуву	-
	Закладення з поворотом	-
	Площа перетину для розрахунку на розтяг	-



Таблиця 4.7 - Розрахунок по стрижнях						
Стержень.	розріз	ЗГ / СН /	розрахунок		Формула	опис
№	x [М]	РС			№	
1	Перетин № 13 - IP 18 B2   ГОСТ 26020-83					
	4.653	CH2	0.02	< 1	CS102	Перевірка перетину - стиснення по 6.2.4
	1.396	CH1	0.06	< 1	CS111	Перевірка перетину - вигин навколо осі у за 6.2.5 - клас 1 або 2
	4.653	CH2	0.06	< 1	CS121	Перевірка перетину - поперечна сила вздовж осі z по 6.2.6
	0.000	CH1	0.00	< 1	CS126	Перевірка перетину - втрата стійкості при зсуві по 6.2.6 (6)
	1.396	CH1	0.06	< 1	CS141	Перевірка перетину - вигин і поперечна сила по 6.2.5 і 6.2.8
	2.326	CH2	0.26	< 1	CS181	Перевірка перетину - вигин, зсув і нормальна сила по 6.2.9.1
	2.326	CH2	0.61	< 1	ST331	Розрахунок на стійкість - втрата стійкості плоскої форми вигину по 6.3.2.1 і 6.3.2.3 - двотавр
	4.653	CH2	0.72	< 1	ST364	Розрахунок на стійкість - вигин і стиск по 6.3.3, метод 2
	0.000	PC2	0.00	< 1	SE400	Придатність до експлуатації - деформації відсутні або дуже малі
	2.326	PC2	0.39	< 1	SE401	Придатність до експлуатації - поєднання впливів 'характерне' - уздовж z
2	Перетин № 13 - IP 18 B2   ГОСТ 26020-83					
	0.000	CH2	0.01	< 1	CS101	Перевірка перетину - розтягання по 6.2.3
	4.653	CH2	0.01	< 1	CS102	Перевірка перетину - стиснення по 6.2.4
	2.792	CH2	0.24	< 1	CS111	Перевірка перетину - вигин навколо осі у за 6.2.5 - клас 1 або 2
	4.653	CH2	0.06	< 1	CS121	Перевірка перетину - поперечна сила вздовж осі z по 6.2.6
	0.000	CH1	0.00	< 1	CS126	Перевірка перетину - втрата стійкості при зсуві по 6.2.6 (6)
	2.792	CH2	0.24	< 1	CS141	Перевірка перетину - вигин і поперечна сила по 6.2.5 і 6.2.8
	2.326	CH2	0.25	< 1	CS181	Перевірка перетину - вигин, зсув і нормальна сила по 6.2.9.1
	2.326	CH2	0.60	< 1	ST331	Розрахунок на стійкість - втрата стійкості плоскої форми вигину по 6.3.2.1 і 6.3.2.3 - двотавр
	0.000	PC2	0.00	< 1	SE400	Придатність до експлуатації - деформації відсутні або дуже малі
	2.326	PC2	0.39	< 1	SE401	Придатність до експлуатації - поєднання впливів 'характерне' - уздовж z
	2.792	PC2	0.00	< 1	SE406	Придатність до експлуатації - поєднання

Таблиця 4.7 - Розрахунок по стрижнях						
Стержень.	розріз	ЗГ / СН /	розрахунок		Формула	опис
№	x [М]	РС			№	
						впливів 'характерне' - уздовж у
3	Перетин № 15 - IP 14 B2   ГОСТ 26020-83					
	1.400	СН1	0.00	< 1	CS100	Внутрішні сили відсутні або дуже малі
	0.000	РС2	0.00	< 1	SE400	Придатність до експлуатації - деформації відсутні або дуже малі
	0.467	РС2	0.00	< 1	SE401	Придатність до експлуатації - поєднання впливів 'характерне' - уздовж z
4	Перетин № 15 - IP 14 B2   ГОСТ 26020-83					
	0.550	СН1	0.01	< 1	CS116	Перевірка перетину - вигин навколо осі z по 6.2.5 - клас 1 або 2
	3.000	СН2	0.24	< 1	CS121	Перевірка перетину - поперечна сила вздовж осі z по 6.2.6
	1.150	СН2	0.02	< 1	CS123	Перевірка перетину - поперечна сила вздовж осі у за 6.2.6
	0.000	СН1	0.00	< 1	CS126	Перевірка перетину - втрата стійкості при зсуві по 6.2.6 (6)
	0.550	СН1	0.01	< 1	CS151	Перевірка перетину - вигин навколо осі z і поперечна сила по 6.2.5 і 6.2.8
	3.000	СН2	0.47	< 1	CS161	Перевірка перетину - двовісний вигин і поперечна сила по 6.2.6, 6.2.7 та 6.2.9
	0.000	СН2	0.92	< 1	ST363	Розрахунок на стійкість - двовісний вигин по 6.3.3, метод 2
	0.000	РС2	0.00	< 1	SE400	Придатність до експлуатації - деформації відсутні або дуже малі
	1.550	РС2	0.22	< 1	SE401	Придатність до експлуатації - поєднання впливів 'характерне' - уздовж z
	1.150	РС2	0.11	< 1	SE406	Придатність до експлуатації - поєднання впливів 'характерне' - уздовж у
5	Перетин № 15 - IP 14 B2   ГОСТ 26020-83					
	0.000	СН2	0.15	< 1	CS111	Перевірка перетину - вигин навколо осі у за 6.2.5 - клас 1 або 2
	0.000	СН2	0.06	< 1	CS121	Перевірка перетину - поперечна сила вздовж осі z по 6.2.6
	0.000	СН1	0.00	< 1	CS126	Перевірка перетину - втрата стійкості при зсуві по 6.2.6 (6)
	0.000	СН2	0.15	< 1	CS141	Перевірка перетину - вигин і поперечна сила по 6.2.5 і 6.2.8
	0.000	СН2	0.22	< 1	ST331	Розрахунок на стійкість - втрата стійкості плоскої форми вигину по 6.3.2.1 і 6.3.2.3 - двотавр

Таблиця 4.7 - Розрахунок по стрижнях						
Стержень.	розріз	ЗГ / СН /	розрахунок		Формула	опис
№	x [М]	РС			№	
	0.000	РС2	0.00	< 1	SE400	Придатність до експлуатації - деформації відсутні або дуже малі
	1.500	РС2	0.06	< 1	SE401	Придатність до експлуатації - поєднання впливів 'характерне' - уздовж z
6 Перетин № 15 - IP 14 B2   ГОСТ 26020-83						
	1.400	СН2	0.00	< 1	CS100	Внутрішні сили відсутні або дуже малі
	0.000	РС2	0.00	< 1	SE400 )	Придатність до експлуатації - деформації відсутні або дуже малі
	0.467	РС2	0.00	< 1	SE401	Придатність до експлуатації - поєднання впливів 'характерне' - уздовж z
7 Перетин № 13 - IP 18 B2   ГОСТ 26020-83						
	4.653	СН2	0.00	< 1	CS101	Перевірка перетину - розтягання по 6.2.3
	0.000	СН2	0.01	< 1	CS102	Перевірка перетину - стиснення по 6.2.4
	2.792	СН2	0.24	< 1	CS111	Перевірка перетину - вигин навколо осі у за 6.2.5 - клас 1 або 2
	0.000	СН2	0.06	< 1	CS121	Перевірка перетину - поперечна сила вздовж осі z по 6.2.6
	0.000	СН1	0.00	< 1	CS126	Перевірка перетину - втрата стійкості при зсуві по 6.2.6 (б)
	2.792	СН2	0.24	< 1	CS141	Перевірка перетину - вигин і поперечна сила по 6.2.5 і 6.2.8
	2.326	СН2	0.25	< 1	CS181	Перевірка перетину - вигин, зсув і нормальна сила по 6.2.9.1
	0.000	СН2	0.01	< 1	ST301	Розрахунок на стійкість - втрата стійкості при згині навколо осі у за 6.3.1.1 і 6.3.1.2 (4)
	0.000	СН2	0.08	< 1	ST312	Розрахунок на стійкість - втрата стійкості при згині навколо осі z по 6.3.1.1 і 6.3.1.2
	0.000	СН2	0.02	< 1	ST321	Розрахунок на стійкість - втрата стійкості при крученні по 6.3.1.4 і 6.3.1.2 (4)
	2.326	СН2	0.60	< 1	ST331	Розрахунок на стійкість - втрата стійкості плоскої форми вигину по 6.3.2.1 і 6.3.2.3 - двотавр
	0.000	РС2	0.00	< 1	SE400	Придатність до експлуатації - деформації відсутні або дуже малі
	2.326	РС2	0.39	< 1	SE401	Придатність до експлуатації - поєднання впливів 'характерне' - уздовж z
8 Перетин № 13 - IP 18 B2   ГОСТ 26020-83						
	4.653	СН2	0.02	< 1	CS101	Перевірка перетину - розтягання по 6.2.3
	1.396	СН1	0.06	< 1	CS111	Перевірка перетину - вигин навколо осі у за 6.2.5 - клас 1 або 2

Таблиця 4.7 - Розрахунок по стрижнях						
Стержень.	розріз	ЗГ / СН /	розрахунок		Формула	опис
№	x [М]	РС			№	
	0.000	СН2	0.06	< 1	CS121	Перевірка перетину - поперечна сила вздовж осі z по 6.2.6
	0.000	СН1	0.00	< 1	CS126	Перевірка перетину - втрата стійкості при зсуві по 6.2.6 (6)
	1.396	СН1	0.06	< 1	CS141	Перевірка перетину - вигин і поперечна сила по 6.2.5 і 6.2.8
	2.326	СН2	0.25	< 1	CS181	Перевірка перетину - вигин, зсув і нормальна сила по 6.2.9.1
	2.326	СН2	0.60	< 1	ST331	Розрахунок на стійкість - втрата стійкості плоскої форми вигину по 6.3.2.1 і 6.3.2.3 - двотавр
	0.000	РС2	0.00	< 1	SE400	Придатність до експлуатації - деформації відсутні або дуже малі
	2.326	РС2	0.39	< 1	SE401	Придатність до експлуатації - поєднання впливів 'характерне' - уздовж z
9	Перетин № 13 - IP 18 В2   ГОСТ 26020-83					
	4.540	СН2	0.02	< 1	CS102	Перевірка перетину - стиснення по 6.2.4
	1.816	СН1	0.07	< 1	CS111	Перевірка перетину - вигин навколо осі у за 6.2.5 - клас 1 або 2
	4.540	СН2	0.06	< 1	CS121	Перевірка перетину - поперечна сила вздовж осі z по 6.2.6
	0.000	СН1	0.00	< 1	CS126	Перевірка перетину - втрата стійкості при зсуві по 6.2.6 (6)
	1.816	СН1	0.07	< 1	CS141	Перевірка перетину - вигин і поперечна сила по 6.2.5 і 6.2.8
	2.270	СН2	0.25	< 1	CS181	Перевірка перетину - вигин, зсув і нормальна сила по 6.2.9.1
	4.540	СН2	0.02	< 1	ST301	Розрахунок на стійкість - втрата стійкості при згині навколо осі у за 6.3.1.1 і 6.3.1.2 (4)
	4.540	СН2	0.11	< 1	ST312	Розрахунок на стійкість - втрата стійкості при згині навколо осі z по 6.3.1.1 і 6.3.1.2
	4.540	СН2	0.02	< 1	ST321	Розрахунок на стійкість - втрата стійкості при крученні по 6.3.1.4 і 6.3.1.2 (4)
	2.270	СН2	0.58	< 1	ST331	Розрахунок на стійкість - втрата стійкості плоскої форми вигину по 6.3.2.1 і 6.3.2.3 - двотавр
	4.086	СН2	0.67	< 1	ST364	Розрахунок на стійкість - вигин і стиск по 6.3.3, метод 2
	0.000	РС2	0.00	< 1	SE400	Придатність до експлуатації - деформації відсутні або дуже малі
	2.270	РС2	0.37	< 1	SE401	Придатність до експлуатації - поєднання впливів 'характерне' - уздовж z

Таблиця 4.7 - Розрахунок по стрижнях						
Стержень.	розріз	ЗГ / СН /	розрахунок		Формула	опис
№	x [М]	РС			№	
10	Перетин № 13 - IP 18 B2   ГОСТ 26020-83					
	0.000	СН2	0.01	< 1	CS101	Перевірка перетину - розтягання по 6.2.3
	4.540	СН2	0.00	< 1	CS102	Перевірка перетину - стиснення по 6.2.4
	2.724	СН2	0.24	< 1	CS111	Перевірка перетину - вигин навколо осі у за 6.2.5 - клас 1 або 2
	4.540	СН2	0.06	< 1	CS121	Перевірка перетину - поперечна сила вздовж осі z по 6.2.6
	0.000	СН1	0.00	< 1	CS126	Перевірка перетину - втрата стійкості при зсуві по 6.2.6 (б)
	2.724	СН2	0.24	< 1	CS141	Перевірка перетину - вигин і поперечна сила по 6.2.5 і 6.2.8
	2.270	СН2	0.25	< 1	CS181	Перевірка перетину - вигин, зсув і нормальна сила по 6.2.9.1
	2.270	СН2	0.58	< 1	ST331	Розрахунок на стійкість - втрата стійкості плоскої форми вигину по 6.3.2.1 і 6.3.2.3 - двотавр
	0.000	РС2	0.00	< 1	SE400	Придатність до експлуатації - деформації відсутні або дуже малі
	2.270	РС2	0.37	< 1	SE401	Придатність до експлуатації - поєднання впливів 'характерне' - уздовж z
11	Перетин № 15 - IP 14 B2   ГОСТ 26020-83					
	1.400	СН1	0.00	< 1	CS100	Внутрішні сили відсутні або дуже малі
	0.000	РС2	0.00	< 1	SE400	Придатність до експлуатації - деформації відсутні або дуже малі
	0.467	РС2	0.00	< 1	SE401	Придатність до експлуатації - поєднання впливів 'характерне' - уздовж z
12	Перетин № 15 - IP 14 B2   ГОСТ 26020-83					
	0.550	СН1	0.01	< 1	CS116	Перевірка перетину - вигин навколо осі z по 6.2.5 - клас 1 або 2
	3.000	СН2	0.24	< 1	CS121	Перевірка перетину - поперечна сила вздовж осі z по 6.2.6
	1.150	СН2	0.02	< 1	CS123	Перевірка перетину - поперечна сила вздовж осі у за 6.2.6
	0.000	СН1	0.00	< 1	CS126	Перевірка перетину - втрата стійкості при зсуві по 6.2.6 (б)
	0.550	СН1	0.01	< 1	CS151	Перевірка перетину - вигин навколо осі z і поперечна сила по 6.2.5 і 6.2.8
	3.000	СН2	0.46	< 1	CS161	Перевірка перетину - двовісний вигин і поперечна сила по 6.2.6, 6.2.7 та 6.2.9
	0.000	СН2	0.92	< 1	ST363	Розрахунок на стійкість - двовісний вигин по 6.3.3, метод 2

Таблиця 4.7 - Розрахунок по стрижнях						
Стержень.	розріз	ЗГ / СН /	розрахунок		Формула	опис
№	x [м]	PC			№	
	0.000	PC2	0.00	< 1	SE400	Придатність до експлуатації - деформації відсутні або дуже малі
	1.550	PC2	0.22	< 1	SE401	Придатність до експлуатації - поєднання впливів 'характерне' - уздовж z
	1.150	PC2	0.10	< 1	SE406	Придатність до експлуатації - поєднання впливів 'характерне' - уздовж y
13 Перетин № 15 - IP 14 B2   ГОСТ 26020-83						
	0.000	CH2	0.15	< 1	CS111	Перевірка перетину - вигин навколо осі y за 6.2.5 - клас 1 або 2
	0.000	CH2	0.06	< 1	CS121	Перевірка перетину - поперечна сила вздовж осі z по 6.2.6
	0.000	CH1	0.00	< 1	CS126	Перевірка перетину - втрата стійкості при зсуві по 6.2.6 (6)
	0.000	CH2	0.15	< 1	CS141	Перевірка перетину - вигин і поперечна сила по 6.2.5 і 6.2.8
	0.000	CH2	0.22	< 1	ST331	Розрахунок на стійкість - втрата стійкості плоскої форми вигину по 6.3.2.1 і 6.3.2.3 - двотавр
	0.000	PC2	0.00	< 1	SE400	Придатність до експлуатації - деформації відсутні або дуже малі
	1.500	PC2	0.06	< 1	SE401	Придатність до експлуатації - поєднання впливів 'характерне' - уздовж z
14 Перетин № 15 - IP 14 B2   ГОСТ 26020-83						
	1.400	CH2	0.00	< 1	CS100	Внутрішні сили відсутні або дуже малі
	0.000	PC2	0.00	< 1	SE400	Придатність до експлуатації - деформації відсутні або дуже малі
	0.467	PC2	0.00	< 1	SE401	Придатність до експлуатації - поєднання впливів 'характерне' - уздовж z
15 Перетин № 13 - IP 18 B2   ГОСТ 26020-83						
	4.540	CH2	0.00	< 1	CS101	Перевірка перетину - розтягання по 6.2.3
	0.000	CH2	0.01	< 1	CS102	Перевірка перетину - стиснення по 6.2.4
	2.724	CH2	0.24	< 1	CS111	Перевірка перетину - вигин навколо осі y за 6.2.5 - клас 1 або 2
	0.000	CH2	0.06	< 1	CS121	Перевірка перетину - поперечна сила вздовж осі z по 6.2.6
	0.000	CH1	0.00	< 1	CS126	Перевірка перетину - втрата стійкості при зсуві по 6.2.6 (6)
	2.724	CH2	0.24	< 1	CS141	Перевірка перетину - вигин і поперечна сила по 6.2.5 і 6.2.8
	2.270	CH2	0.25	< 1	CS181	Перевірка перетину - вигин, зсув і нормальна

Таблиця 4.7 - Розрахунок по стрижнях						
Стержень.	розріз	ЗГ / СН /	розрахунок		Формула	опис
№	x [М]	РС			№	
						сила по 6.2.9.1
	0.000	СН2	0.01	< 1	ST301	Розрахунок на стійкість - втрата стійкості при згині навколо осі у за 6.3.1.1 і 6.3.1.2 (4)
	0.000	СН2	0.07	< 1	ST312	Розрахунок на стійкість - втрата стійкості при згині навколо осі z по 6.3.1.1 і 6.3.1.2
	0.000	СН2	0.02	< 1	ST321	Розрахунок на стійкість - втрата стійкості при крученні по 6.3.1.4 і 6.3.1.2 (4)
	2.270	СН2	0.58	< 1	ST331	Розрахунок на стійкість - втрата стійкості плоскої форми вигину по 6.3.2.1 і 6.3.2.3 - двотавр
	0.000	РС2	0.00	< 1	SE400	Придатність до експлуатації - деформації відсутні або дуже малі
	2.270	РС2	0.37	< 1	SE401	Придатність до експлуатації - поєднання впливів 'характерне' - уздовж z
16 Перетин № 13 - IP 18 В2   ГОСТ 26020-83						
	4.540	СН2	0.02	< 1	CS101	Перевірка перетину - розтягання по 6.2.3
	1.362	СН1	0.06	< 1	CS111	Перевірка перетину - вигин навколо осі у за 6.2.5 - клас 1 або 2
	0.000	СН2	0.06	< 1	CS121	Перевірка перетину - поперечна сила вздовж осі z по 6.2.6
	0.000	СН1	0.00	< 1	CS126	Перевірка перетину - втрата стійкості при зсуві по 6.2.6 (6)
	1.362	СН1	0.06	< 1	CS141	Перевірка перетину - вигин і поперечна сила по 6.2.5 і 6.2.8
	2.270	СН2	0.25	< 1	CS181	Перевірка перетину - вигин, зсув і нормальна сила по 6.2.9.1
	2.270	СН2	0.57	< 1	ST331	Розрахунок на стійкість - втрата стійкості плоскої форми вигину по 6.3.2.1 і 6.3.2.3 - двотавр
	0.000	РС2	0.00	< 1	SE400	Придатність до експлуатації - деформації відсутні або дуже малі
	2.270	РС2	0.37	< 1	SE401	Придатність до експлуатації - поєднання впливів 'характерне' - уздовж z
17 Перетин № 13 - IP 18 В2   ГОСТ 26020-83						
	4.540	СН2	0.02	< 1	CS102	Перевірка перетину - стиснення по 6.2.4
	1.816	СН1	0.07	< 1	CS111	Перевірка перетину - вигин навколо осі у за 6.2.5 - клас 1 або 2
	4.540	СН2	0.06	< 1	CS121	Перевірка перетину - поперечна сила вздовж осі z по 6.2.6
	0.000	СН1	0.00	< 1	CS126	Перевірка перетину - втрата стійкості при зсуві по 6.2.6 (6)

Таблиця 4.7 - Розрахунок по стрижнях						
Стержень.	розріз	ЗГ / СН /	розрахунок		Формула	опис
№	x [М]	РС			№	
	1.816	СН1	0.07	< 1	CS141	Перевірка перетину - вигин і поперечна сила по 6.2.5 і 6.2.8
	2.270	СН2	0.25	< 1	CS181	Перевірка перетину - вигин, зсув і нормальна сила по 6.2.9.1
	4.540	СН2	0.02	< 1	ST301	Розрахунок на стійкість - втрата стійкості при згині навколо осі у за 6.3.1.1 і 6.3.1.2 (4)
	4.540	СН2	0.11	< 1	ST312	Розрахунок на стійкість - втрата стійкості при згині навколо осі z по 6.3.1.1 і 6.3.1.2
	4.540	СН2	0.02	< 1	ST321	Розрахунок на стійкість - втрата стійкості при крученні по 6.3.1.4 і 6.3.1.2 (4)
	2.270	СН2	0.58	< 1	ST331	Розрахунок на стійкість - втрата стійкості плоскої форми вигину по 6.3.2.1 і 6.3.2.3 - двотавр
	4.086	СН2	0.67	< 1	ST364	Розрахунок на стійкість - вигин і стиск по 6.3.3, метод 2
	0.000	РС2	0.00	< 1	SE400	Придатність до експлуатації - деформації відсутні або дуже малі
	2.270	РС2	0.37	< 1	SE401	Придатність до експлуатації - поєднання впливів 'характерне' - уздовж z
18	Перетин № 13 - IP 18 В2   ГОСТ 26020-83					
	0.000	СН2	0.01	< 1	CS101	Перевірка перетину - розтягання по 6.2.3
	4.540	СН2	0.00	< 1	CS102	Перевірка перетину - стиснення по 6.2.4
	2.724	СН2	0.24	< 1	CS111	Перевірка перетину - вигин навколо осі у за 6.2.5 - клас 1 або 2
	4.540	СН2	0.06	< 1	CS121	Перевірка перетину - поперечна сила вздовж осі z по 6.2.6
	0.000	СН1	0.00	< 1	CS126	Перевірка перетину - втрата стійкості при зсуві по 6.2.6 (6)
	2.724	СН2	0.24	< 1	CS141	Перевірка перетину - вигин і поперечна сила по 6.2.5 і 6.2.8
	2.270	СН2	0.25	< 1	CS181	Перевірка перетину - вигин, зсув і нормальна сила по 6.2.9.1
	2.270	СН2	0.58	< 1	ST331	Розрахунок на стійкість - втрата стійкості плоскої форми вигину по 6.3.2.1 і 6.3.2.3 - двотавр
	0.000	РС2	0.00	< 1	SE400	Придатність до експлуатації - деформації відсутні або дуже малі
	2.270	РС2	0.37	< 1	SE401	Придатність до експлуатації - поєднання впливів 'характерне' - уздовж z
19	Перетин № 15 - IP 14 В2   ГОСТ 26020-83					
	1.400	СН1	0.00	< 1	CS100	Внутрішні сили відсутні або дуже малі



Таблиця 4.7 - Розрахунок по стрижнях						
Стержень.	розріз	ЗГ / СН /	розрахунок		Формула	опис
№	x [м]	PC			№	
	0.000	PC2	0.00	< 1	SE400	Придатність до експлуатації - деформації відсутні або дуже малі
	0.467	PC2	0.00	< 1	SE401	Придатність до експлуатації - поєднання впливів 'характерне' - уздовж z
20 Перетин № 15 - IP 14 B2   ГОСТ 26020-83						
	0.550	CH1	0.01	< 1	CS116	Перевірка перетину - вигин навколо осі z по 6.2.5 - клас 1 або 2
	3.000	CH2	0.24	< 1	CS121	Перевірка перетину - поперечна сила вздовж осі z по 6.2.6
	1.150	CH2	0.02	< 1	CS123	Перевірка перетину - поперечна сила вздовж осі y за 6.2.6
	0.000	CH1	0.00	< 1	CS126	Перевірка перетину - втрата стійкості при зсуві по 6.2.6 (6)
	0.550	CH1	0.01	< 1	CS151	Перевірка перетину - вигин навколо осі z і поперечна сила по 6.2.5 і 6.2.8
	3.000	CH2	0.46	< 1	CS161	Перевірка перетину - двовісний вигин і поперечна сила по 6.2.6, 6.2.7 та 6.2.9
	0.000	CH2	0.92	< 1	ST363	Розрахунок на стійкість - двовісний вигин по 6.3.3, метод 2
	0.000	PC2	0.00	< 1	SE400	Придатність до експлуатації - деформації відсутні або дуже малі
	1.550	PC2	0.22	< 1	SE401	Придатність до експлуатації - поєднання впливів 'характерне' - уздовж z
	1.150	PC2	0.10	< 1	SE406	Придатність до експлуатації - поєднання впливів 'характерне' - уздовж y
21 Перетин № 15 - IP 14 B2   ГОСТ 26020-83						
	0.000	CH2	0.15	< 1	CS111	Перевірка перетину - вигин навколо осі y за 6.2.5 - клас 1 або 2
	0.000	CH2	0.06	< 1	CS121	Перевірка перетину - поперечна сила вздовж осі z по 6.2.6
	0.000	CH1	0.00	< 1	CS126	Перевірка перетину - втрата стійкості при зсуві по 6.2.6 (6)
	0.000	CH2	0.15	< 1	CS141	Перевірка перетину - вигин і поперечна сила по 6.2.5 і 6.2.8
	0.000	CH2	0.22	< 1	ST331	Розрахунок на стійкість - втрата стійкості плоскої форми вигину по 6.3.2.1 і 6.3.2.3 - двотавр
	0.000	PC2	0.00	< 1	SE400	Придатність до експлуатації - деформації відсутні або дуже малі
	1.500	PC2	0.06	< 1	SE401	Придатність до експлуатації - поєднання впливів 'характерне' - уздовж z

Таблиця 4.7 - Розрахунок по стрижнях						
Стержень.	розріз	ЗГ / СН /	розрахунок		Формула	опис
№	x [М]	РС			№	
22	Перетин № 15 - IP 14 B2   ГОСТ 26020-83					
	1.400	СН2	0.00	< 1	CS100	Внутрішні сили відсутні або дуже малі
	0.000	РС2	0.00	< 1	SE400	Придатність до експлуатації - деформації відсутні або дуже малі
	0.467	РС2	0.00	< 1	SE401	Придатність до експлуатації - поєднання впливів 'характерне' - уздовж z
23	Перетин № 13 - IP 18 B2   ГОСТ 26020-83					
	4.540	СН2	0.00	< 1	CS101	Перевірка перетину - розтягання по 6.2.3
	0.000	СН2	0.01	< 1	CS102	Перевірка перетину - стиснення по 6.2.4
	2.724	СН2	0.24	< 1	CS111	Перевірка перетину - вигин навколо осі у за 6.2.5 - клас 1 або 2
	0.000	СН2	0.06	< 1	CS121	Перевірка перетину - поперечна сила вздовж осі z по 6.2.6
	0.000	СН1	0.00	< 1	CS126	Перевірка перетину - втрата стійкості при зсуві по 6.2.6 (б)
	2.724	СН2	0.24	< 1	CS141	Перевірка перетину - вигин і поперечна сила по 6.2.5 і 6.2.8
	2.270	СН2	0.25	< 1	CS181	Перевірка перетину - вигин, зсув і нормальна сила по 6.2.9.1
	0.000	СН2	0.01	< 1	ST301	Розрахунок на стійкість - втрата стійкості при згині навколо осі у за 6.3.1.1 і 6.3.1.2 (4)
	0.000	СН2	0.07	< 1	ST312	Розрахунок на стійкість - втрата стійкості при згині навколо осі z по 6.3.1.1 і 6.3.1.2
	0.000	СН2	0.02	< 1	ST321	Розрахунок на стійкість - втрата стійкості при крученні по 6.3.1.4 і 6.3.1.2 (4)
	2.270	СН2	0.58	< 1	ST331	Розрахунок на стійкість - втрата стійкості плоскої форми вигину по 6.3.2.1 і 6.3.2.3 - двотавр
	0.000	РС2	0.00	< 1	SE400	Придатність до експлуатації - деформації відсутні або дуже малі
	2.270	РС2	0.37	< 1	SE401	Придатність до експлуатації - поєднання впливів 'характерне' - уздовж z
24	Перетин № 13 - IP 18 B2   ГОСТ 26020-83					
	4.540	СН2	0.02	< 1	CS101	Перевірка перетину - розтягання по 6.2.3
	1.362	СН1	0.06	< 1	CS111	Перевірка перетину - вигин навколо осі у за 6.2.5 - клас 1 або 2
	0.000	СН2	0.06	< 1	CS121	Перевірка перетину - поперечна сила вздовж осі z по 6.2.6
	0.000	СН1	0.00	< 1	CS126	Перевірка перетину - втрата стійкості при зсуві по 6.2.6 (б)

Таблиця 4.7 - Розрахунок по стрижнях						
Стержень.	розріз	ЗГ / СН /	розрахунок		Формула	опис
№	x [М]	PC			№	
	1.362	СН1	0.06	< 1	CS141	Перевірка перетину - вигин і поперечна сила по 6.2.5 і 6.2.8
	2.270	СН2	0.25	< 1	CS181	Перевірка перетину - вигин, зсув і нормальна сила по 6.2.9.1
	2.270	СН2	0.57	< 1	ST331	Розрахунок на стійкість - втрата стійкості плоскої форми вигину по 6.3.2.1 і 6.3.2.3 - двотавр
	0.000	PC2	0.00	< 1	SE400	Придатність до експлуатації - деформації відсутні або дуже малі
	2.270	PC2	0.37	< 1	SE401	Придатність до експлуатації - поєднання впливів 'характерне' - уздовж z

The screenshot shows the 'RF-STEEL EC3 - [CX]' window. The main table displays section properties for two sections, 13 and 15. Section 13 is an I 18 B2 | ГОСТ, and section 15 is an I 14 B2 | ГОСТ. Both are rolled double channels. The table includes columns for section number, material, designation, type, classification, maximum ratio, optimization status, and notes. The maximum ratio for section 13 is 0.72, and for section 15 it is 0.92. To the right of the table is a diagram of an I-beam cross-section with dimensions: height 180.0, flange width 91.0, flange thickness 9.0, and web thickness 6.3. The diagram also shows the y and z axes.

Сечение №	Материал №	Обозначение сечения	Тип сечения	Классификация сечения	Макс. расч. соотнош.	Оптимизация	Примеч.	Коммент.
13	2	I 18 B2   ГОСТ	Прокатные двут	Автоматически	0.72	Нет		
15	2	I 14 B2   ГОСТ	Прокатные двут	Автоматически	0.92	Нет		

Рисунок 3.10 – Попередній розрахунок елементів сходової клітки за першою групою граничних станів. Розрахунок виконано за допомогою модуля RF-STEEL EC3

Виходячи з результатів розрахунку модуля RF-STEEL EC3, можна дійти висновку, що підбрані нами сечення задовольняють вимоги першої да другої груп граничних станів. Попередньо підбрані сечення для косоурів та балок площадки двотавр №18 В2 та №14 В2 відповідно. Результат розрахунку (рис. 3.10) показує що в підібраних сеченнях для косоурів запас складає 28%, а для балок площадки – 8%.

### 3.3 Вплив деформацій основної конструкції на НДС окремої її частини

Після перевірки підібраних січень за допомогою розрахункових модулів, можна порівняти НДС елементів сходової клітки двох варіантів розрахунку: варіант 1 (рис. 3. 11) та варіанту 2 (рис. 3.12).

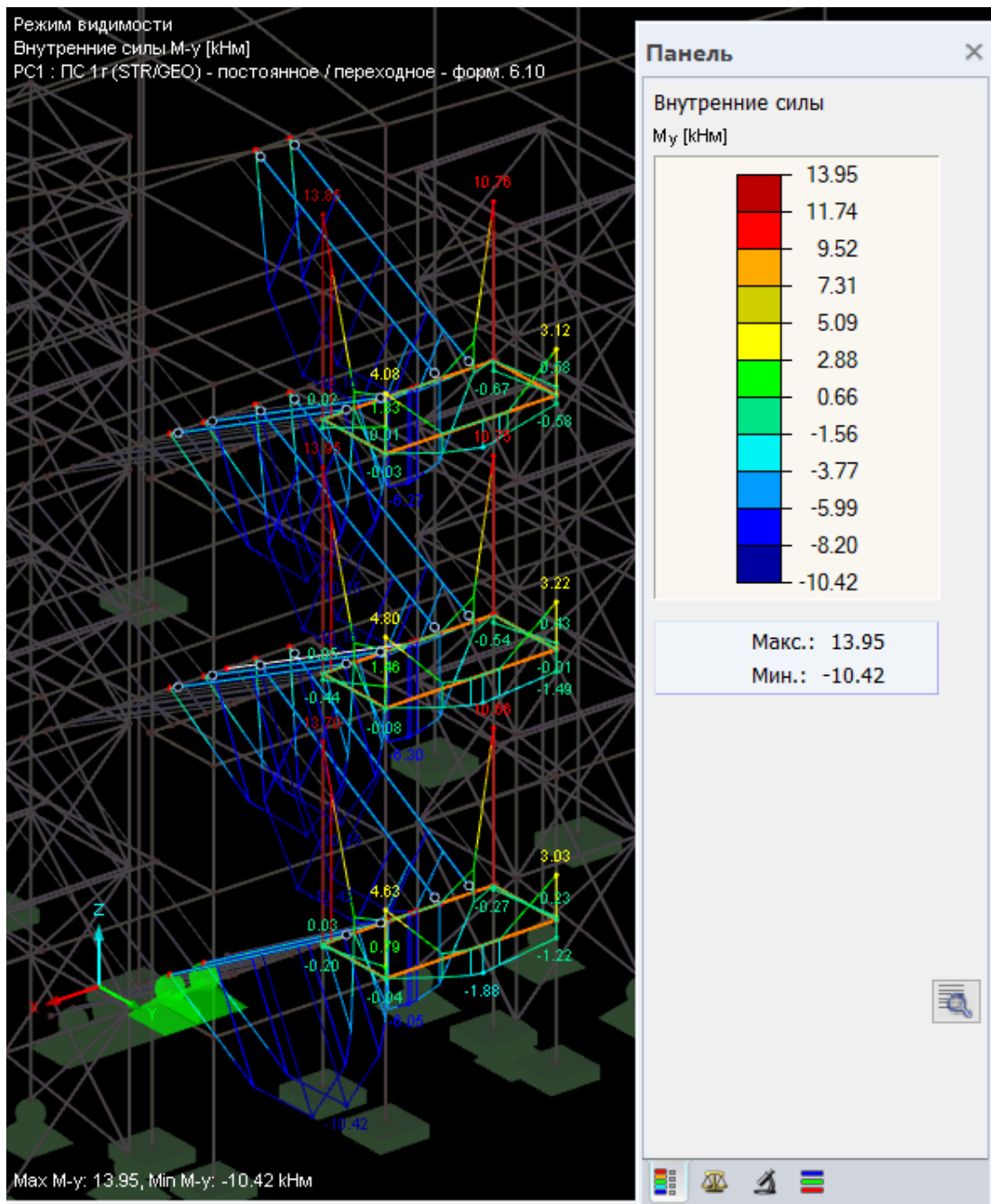


Рисунок 3.11 – Епюри моментів  $M_y$  елементів сходової клітки. Варіант 1

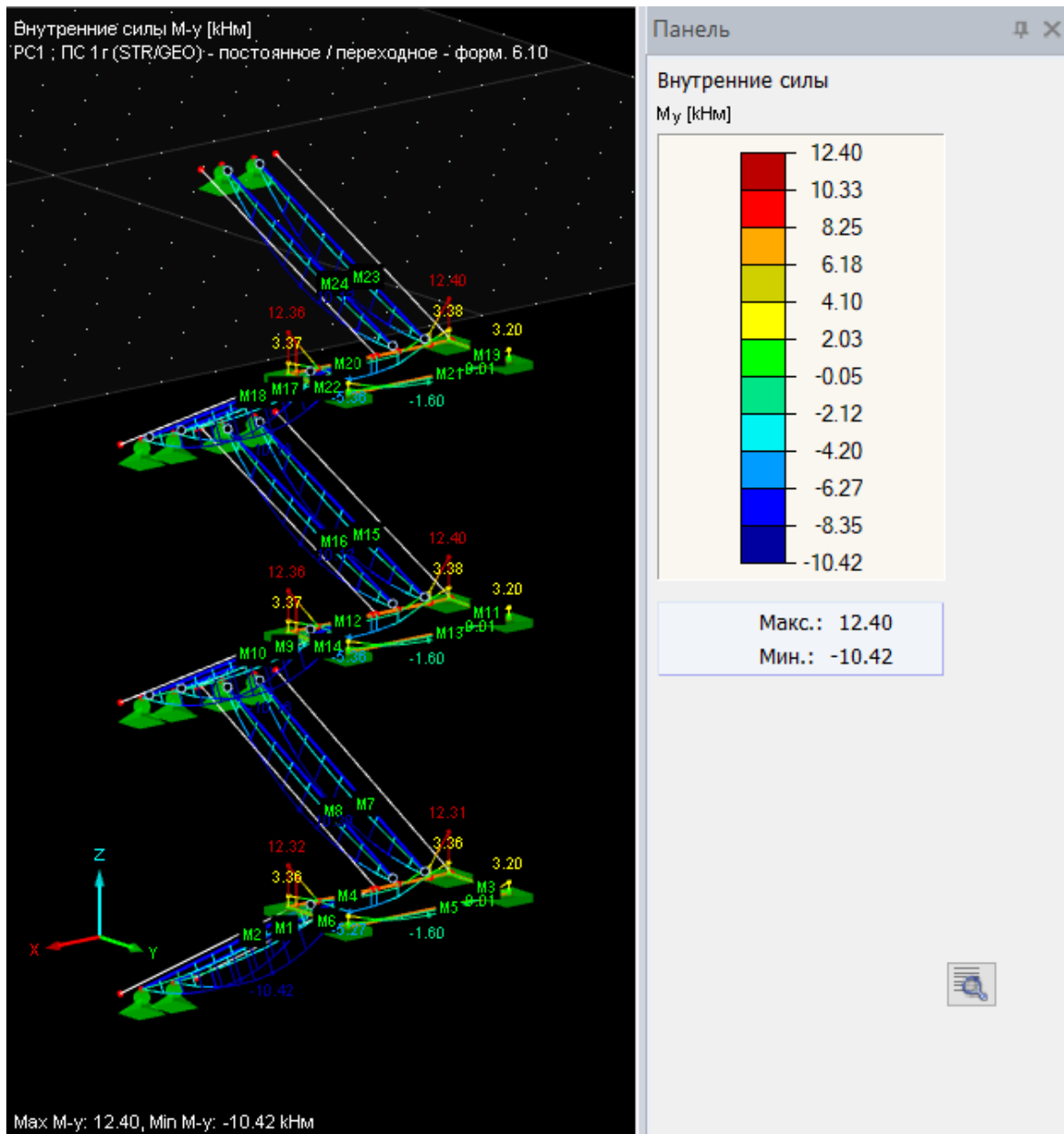


Рисунок 3.12 – Епюри моментів  $M_y$  елементів сходової клітки. Варіант 2

З рисунків 3.11 та 3.12 бачимо, що максимальний згинальний момент для першого варіанту рівний  $M_y = 13,95 \text{ кН} \cdot \text{м}$ , а для другого -  $M_y = 12,40 \text{ кН} \cdot \text{м}$ . Тобто в залежності від вибраної розрахункової схеми різниця між результатами може складати  $1,55 \text{ кН} \cdot \text{м}$ , що у відсотковому співвідношенні означає – вплив деформацій основного каркасу додає додаткове зусилля величиною 11,11%.

Далі зображуємо епюри поперечних сили елементів варіанту 1 (рис. 3.13) та варіанту 2 (рис. 3.14).

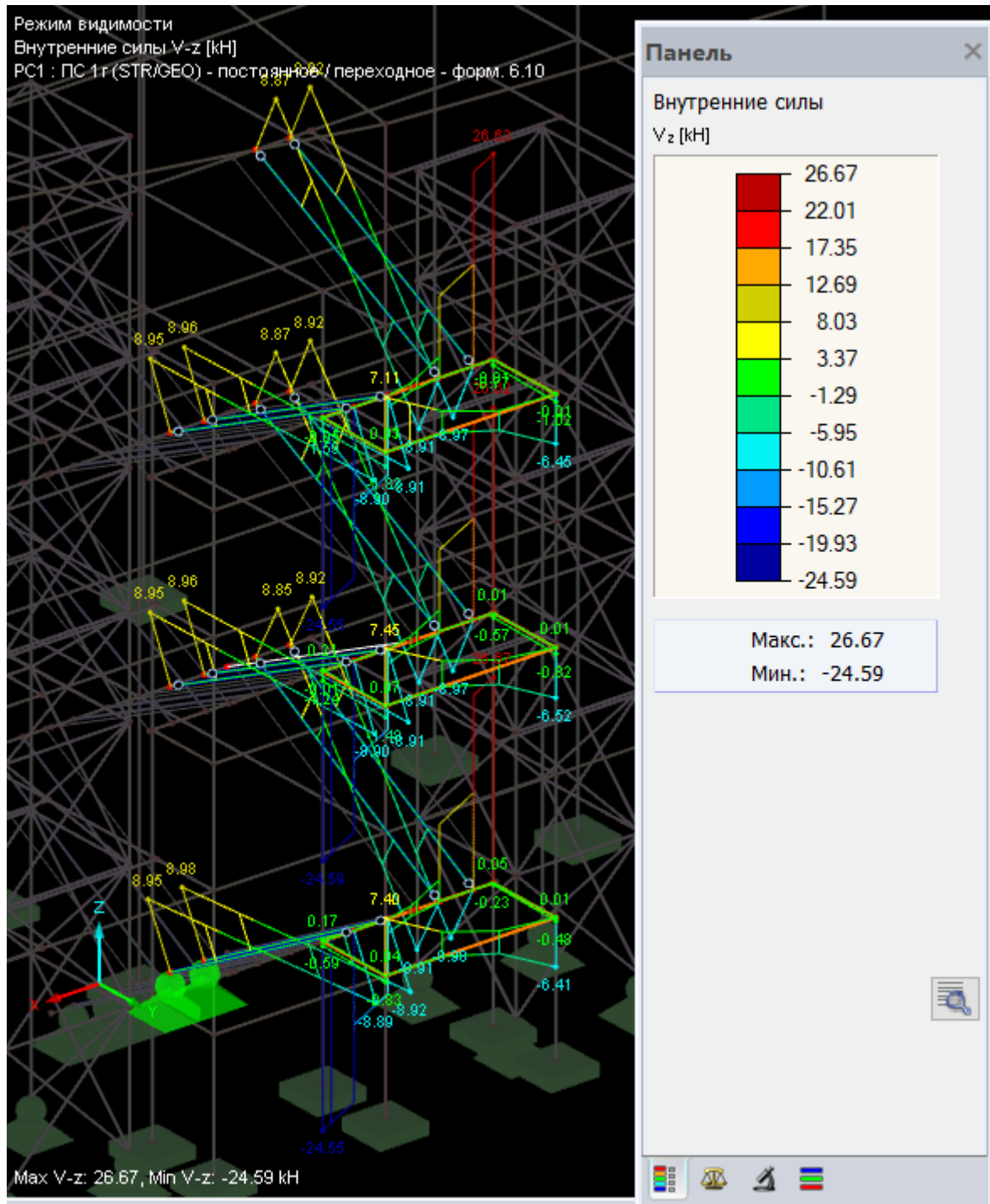


Рисунок 3.13 – Епюри поперечної сили  $V_z$  елементів сходової клітки.

Варіант 1

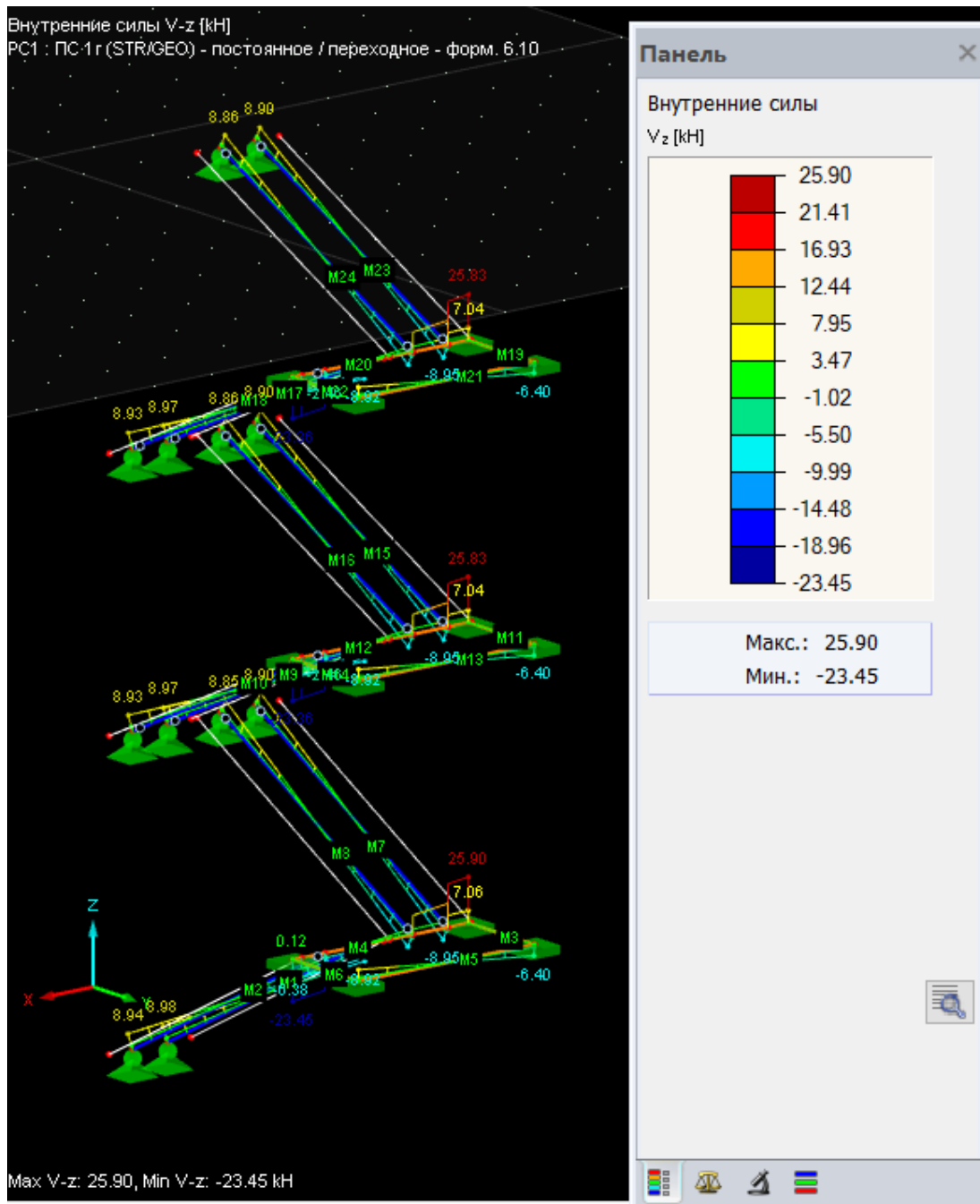


Рисунок 3.14 – Епюри поперечної сили  $V_z$  елементів сходової клітки.

Варіант 2

Візуалізація схеми деформування сходової клітки для варіанту 1 зображено на рис. 3.15 та варіанту 2 – рис. 3.16.

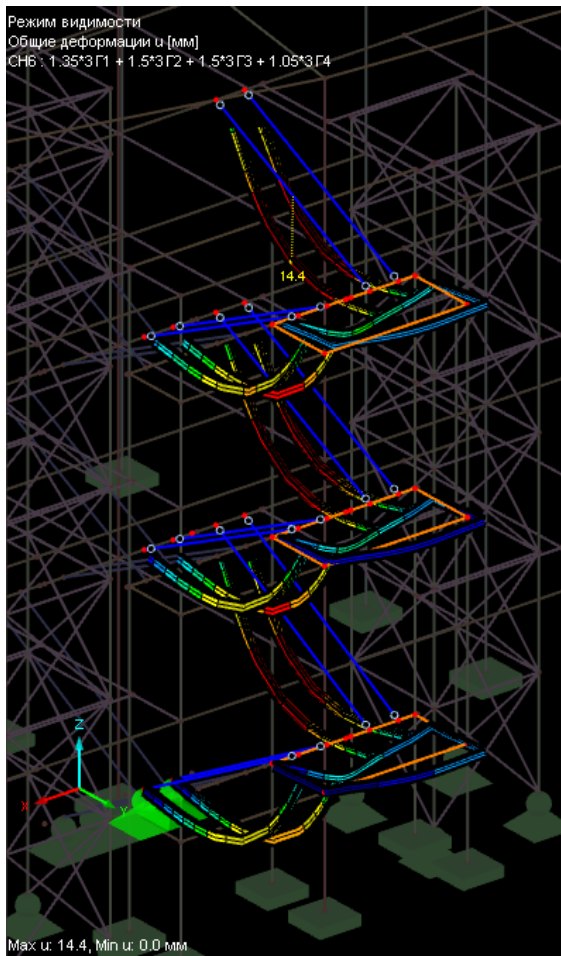


Рисунок 3.15 – Деформована схема елемента каркасу. Варіант 1

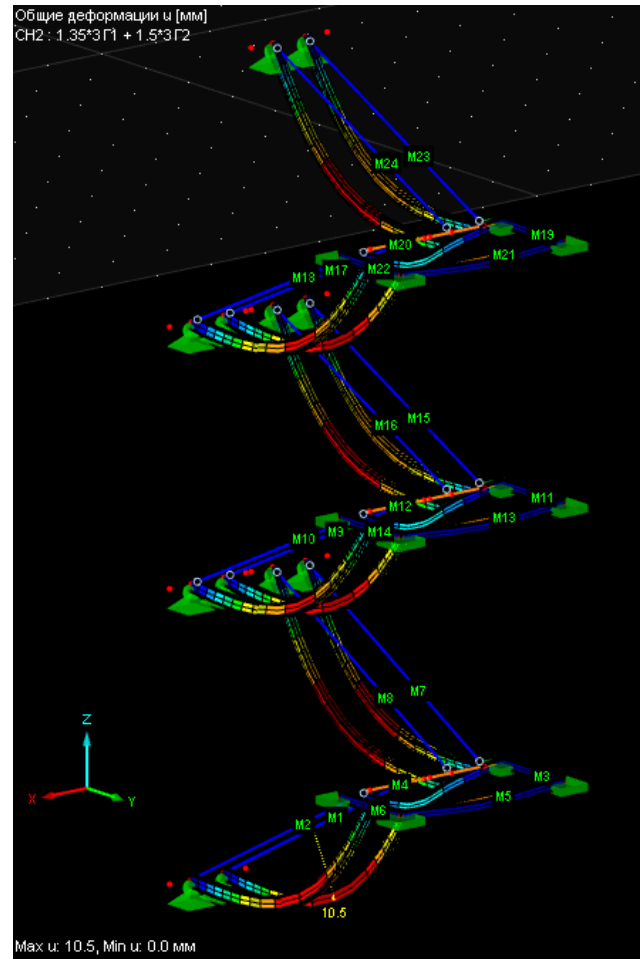


Рисунок 3.16 – Деформована схема елемента каркасу. Варіант 2

Проаналізувавши деформовані схеми 1-го та 2-го варіантів, що зображені на рисунках 3.15 та 3.16, в першому випадку максимальні деформації каркасу складають 14,4 мм, в другому – 10,5мм. Звідси можна побачити вплив деформації основного каркасу на елементи сходової клітки.

### 3.4 Висновок за розділом 3

1. Адаптовано методику комп'ютерного моделювання в середовищі Dlubal RFEM для дослідження металевих конструкцій.
2. Виконано загальний розрахунок напружень в розрахунковому модулі RF-STEEL Members.



3. Виконано перевірку підібраних січень в розрахунковому модулі RF-STEEL EC3 за двома групами граничних станів.
4. Проаналізовано два варіанти розрахунку сходової клітки в металевому каркасі. Оцінено вплив деформацій основного каркасу конструкції на НДС окремої її частини.

## РОЗДІЛ 4

### ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА В НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ

#### 4.1 Охорона праці

##### 4.1.1 Інструкція з охорони праці під час виконання робіт з монтажу металевих конструкцій. загальні вимоги безпеки

Для запобігання впливу небезпечних і шкідливих виробничих факторів застосовують засоби колективного та індивідуального захисту [43].

При монтуванні металоконструкцій найбільш поширені обмежуючі пристрої, переважно захисні та сигнальні загородження. Захисні загородження застосовуються, для запобігання доступу сторонніх осіб на ділянки, де проводяться роботи. Щоб уникнути падіння людей з висоти, висота захисних загороджень повинна бути не менше 1,1 м. До колективних засобів захисту належать і знаки безпеки, які доносять необхідну інформацію про можливу небезпеку.

Щоб попередити падіння монтажників з висоти, а також для того, щоб упіймати предмети, які впали, застосовують захисні пристрої з синтетичними сітками, їх встановлюють як по периметру будівлі, так і через кожні 3 - 4 м по висоті будівлі.

Засоби індивідуального захисту при виконанні монтажних робіт найчастіше застосовують комбінезони з бавовняних тканин, які захищають від пилу, бруду, дрібних травм. Для захисту від вологи та атмосферних впливів використовують брезентові, бавовняні, прогумовані або просочені спеціальними сумішами комбінезони. Для роботи в зимовий час монтажникам видають ватяні куртки, брюки та валянки.

Під час монтажу металоконструкцій будівель та споруд повинна витримуватися певна послідовність встановлення конструктивних елементів у проектне положення. Порядок і послідовність монтування конструкцій

обумовлюються у ПВР. Важливим заходом запобігання виробничому травматизму при монтажі є підготовка конструкцій до підйому на висоту.

Під час монтажу будівельних конструкцій основними шкідливими виробничими факторами слід вважати:

- машини і механізми, що рухаються і працюють, включаючи вантажопідіймальні;

- переміщення при підйомі і установці в проектне положення конструктивних елементів будівельних конструкцій, а також укрупнених блоків будинків і споруд;

- втрату стійкості монтувальних чи змонтованих будівельних майданчиків;

- розташування робочого місця на висоті від поверхні землі, підлоги, міжповерхових перекриттів і робочих чи монтажних площадок;

- недостатню освітленість робочої зони;

- дію вітру на вантажопідіймальні крани, а також на окремо змонтовані будівельні конструкції чи частини будинків і споруд;

- фізичні перевантаження при перенесенні вантажів вручну;

- підвищену чи знижену температуру повітря робочої зони;

- небезпечну і шкідливу дію на людей електричного струму, електричної дуги, електромагнітного випромінювання і статичної електрики;

- вплив підвищеного рівня ультрафіолетового і інфрачервоного випромінювань при виконанні електрозварювальних робіт, а також іонізуючих випромінювань при контролі якості зварених швів;

- токсичний і дратівний вплив на дихальні шляхи газів і аерозолів, що утворюються при зварювальних роботах;

- токсичний і дратівний вплив лакофарбових матеріалів, а також пари від них на дихальні шляхи людини при виконанні антикорозійних робіт;

- використання порохового монтажного інструмента.

До заходів, що побічно позитивно впливають на охорону праці, можна віднести проведення внутрішньої експертизи (на додаток до державної)

проектно-кошторисної документації (ПКД) на предмет наявності в ній рішень по:

- технологічності монтажу конструкцій;
- забезпеченню міцності, стійкості і просторовій незмінюваності окремих елементів (колон, ферм і т.д.) при транспортуванні і монтажі;
- необхідності проведення при виготовленні загальної чи контрольної зборки металевих конструкцій чи споруд окремих їх частин;
- включенню до складу робочої документації робочих креслень на спеціальні допоміжні спорудження, пристосування і пристрої, необхідні при підйомі, насуві, зборці, пересуванні і надбудові будинків; будівництві їх в особливо складних умовах і у випадку реконструкції і ремонту діючих підприємств, будинків і споруд.

У разі потреби підрядчик розробляє і передає заводам-виготовлювачам ПКД із погодженими з проектною організацією додатковими технічними вимогами (ДТВ) на виготовлення конструкцій з урахуванням вищевказаних вимог, включаючи оснащення відправних конструкцій і елементів пристроями для стропувань, навішення засобів підмашування і зборки з'єднань. ДТВ є невід'ємною частиною проектно-кошторисної документації.

#### **4.1.2 Вимоги до технологічних процесів.**

Виробничі процеси по монтажу будівельних конструкцій повинні бути організовані відповідно до ПВР, що містять заходи охорони праці, викладені в СНіП 111-4-80, ДНАОП 0.00-1.03-93, і в технологічній послідовності відповідають вимогам СНіП 3.03.01-87 "Несучі конструкції і конструкції, що обгороджують", а також іншим нормативним актам і документам, діючим в Україні.

ПВР повинні розроблятися в спеціалізованій проектній організації або проектною групою (відділом) будівельно-монтажної організації, що має ліцензію на даний вид робіт [43].

Проектні групи будівельних організацій можуть розробляти технологічні рішення на нескладні будинки і спорудження, необхідність виконання яких виникла на місцях. При цьому повинні бути розроблені заходи, що забезпечують охорону праці з урахуванням конкретних місцевих умов.

ПВР і технологічні записки повинні затверджуватися головним інженером будівельно-монтажної організації і узгоджуватися з генпідрядником (чи іншими субпідрядними організаціями) і в обов'язковому порядку з відповідними службами замовника, а при розташуванні об'єкта в зоні житлової забудови з відповідними органами управління цією житловою забудовою.

Перед початком робіт керівництво будівельно-монтажної організації повинно:

- забезпечити вивчення ПВР особами, відповідальними за виконання робіт;
- ознайомитися на місці з майбутніми умовами роботи, звернувши особливу увагу на можливість виникнення виробничої небезпеки і за її наявності видати відповідальному виконавцю робіт наряд-допуск на виконання робіт підвищеної небезпеки.

Переміщення вантажів над перекриттями, під якими розташовані виробничі, житлові і службові приміщення, де знаходяться люди, допускається у виняткових випадках після розробки заходів, що забезпечують безпечне виконання цих робіт. Такі роботи повинні виконуватися під безпосереднім керівництвом особи, відповідальної за безпечне виконання монтажу і переміщення вантажів кранами.

Підйом і переміщення вантажу декількома кранами допускається в окремих випадках і повинне виконуватися по ПВР, розробленому проектною спеціалізованою організацією, виключаючи при цьому можливість перевантаження кожного з цих кранів.

Виконання будь-яких робіт з головних балок мостового крана допускається здійснювати за наявності ПВР чи технологічної записки, а також наряду-допуску, оформленого у встановленому порядку, із указівкою всіх заходів безпеки, що виконуються замовником і підрядчиком.

Місця виконання робіт по підйому і переміщенню вантажів у темний час доби повинні бути освітлені відповідно з діючими нормативами. Освітлювати їх допускається з використанням переставних інвентарних прожекторних щогл, а також електроприладів освітлення, установлюваних на металеві конструкції вантажопідіймальних кранів. На електричну частину вищевказаних способів освітлення необхідно розробляти спецпроект.

Підйом, переміщення і установку в проектне положення вантажів, що мають значну довжину, об'єм і масу (див. п.3.1), а також вантажів, підйом яких здійснюється декількома кранами, необхідно виконувати під безпосереднім керівництвом осіб, відповідальних за безпечне виконання робіт по переміщенню вантажів кранами, чи спеціально призначеного ІТП.

Підйом вантажів, що мають значну довжину, об'єм чи масу (металеві рулони, бункери, колони, укрупнені блоки веж і труб, з горизонтального положення у вертикальне з використанням вантажопідіймальних кранів повинні виконуватися відповідно до ПВР, у якому необхідно відобразити послідовність виконання операцій (синхронного переміщення вантажу і роботи крана), способи стропування, а також застосовані при цьому монтажні пристосування (шарніри, кантователі, розчальювання, відтягнення і ін.) і заходи безпеки.

Усі монтажні пристрої і пристосування, а також альпіністське оснащення необхідно піддавати профілактичному огляду відповідно до графіка проведення цих робіт. Результати огляду оформляють у спеціальному журналі.

При виконанні робіт по виконанню з'єднань на дубелях слід дотримуватися інструкції з експлуатації порохових монтажних інструментів, що регламентують порядок введення їх в експлуатацію, правил експлуатації, технічного обслуговування, вимог безпеки, збереження, обліку і контролю пістолетів і монтажних патронів до них.

Зварювальні роботи слід виконувати по затвердженому проекту виконання зварювальних робіт (ПВЗР) чи іншої технологічної документації.

Для зниження обсягу верхолазних робіт доцільно монтаж будівельних конструкцій виконувати укрупненими блоками, а установку блоків покриття в

проектне положення здійснювати методом насувів із застосуванням спеціальних засобів механізації (установників, вантажних візків і т.п.).

Металеві конструкції, що поставляються на монтажну площадку, повинні бути пофарбовані. Після їх установки в проектне положення фарбування чи антикорозійний захист виконують тільки в місцях стиків або з'єднань конструкцій.

До виконання з'єднань на високоміцних болтах з контрольованим натягом можуть бути допущені працівники, що пройшли спеціальне навчання. Усі роботи з натягу і контролю натягу слід реєструвати в журналі виконання з'єднань на болтах з контрольованим натягом.

## **4.2 Безпека в надзвичайних ситуаціях**

### **4.2.1 Основні причини аварій будівель і споруд**

Статистика показує, що 80 % випадків аварій, що трапляються на будівництві з обваленням несучих конструкцій об'єкта, виникають у наслідок людських помилок, що допускаються при проектуванні, зведенні та експлуатації будівлі чи споруди. Ці помилки формують внутрішній (об'єктний) ризик аварій, від величини якого залежить тривалість експлуатації (ресурс) споруди. Крім техногенних факторів (вибухи, пожежі, транспортні аварії, падіння кранів, локальні перевантаження конструкцій, помилки проєктантів, недбалість будівельників та ін.), існують також і природні фактори (сейсміка, виникнення карстових провалів в основах будівель, зсуви, урагани і т. д.), через вплив яких можливе виникнення часткової або повної руйнації будівлі.

Зношення та пошкодження несучих конструкцій чи їх зв'язків і, як наслідок, зміна міцності, жорсткості елементів розрахункових схем призводять до зниження конструктивної безпеки споруди. При найгіршому поєднанні негативних обставин вони призводять до раптової відмови та прогресуючого обвалення.

Також відомо, що врахування та дотримання всіх вимог нормативних документів не забезпечує необхідний рівень надійності будівлі. Норми встановлюють лише мінімальний рівень безпечної експлуатації та довговічності конструкцій, використовуючи комплекс коефіцієнтів, що до теперішнього часу залишаються емпіричними. Фактично ці коефіцієнти забезпечують на стадії проектування конструкцій їх експлуатаційний ресурс. Настання аварійного стану будівлі чи споруди передбачає наявність зовнішньої причини техногенного (вибуху, пожежі, тощо) або природно-кліматичного характеру (землетрусу, урагану, цунамі, зсуву, селі тощо). Зовнішні причини при невігідному сполученні з внутрішніми причинами (дефект проектування і будівництва, деградації або не якісних матеріалів і т.д.) призводить до обвалення несучих конструкцій будівель і споруд. Діючі в даний час норми не передбачають «захист» у вигляді відповідних коефіцієнтів запасу і надійності, а в ід факторів ризику, пов'язаних з комбінованими аварійним впливами такого «захисту» не передбачено.

#### **4.2.2 Небезпека руйнування несучих конструкцій**

Втрата окремими будівельними конструкціями своїх експлуатаційних якостей може приводити до появи і розвитку так званого ефекту «доміно» – послідовного залучення до розвитку процесу руйнування нових груп будівельних конструкцій аж до повного руйнування об'єкта (рис. 4.1). Таке явище прогресуючого обвалення об'єктів при аварійних відмовах будівельних конструкцій розвивається в результаті комбінованої особливої дії на них робочого навантаження і додаткового навантаження від конструкцій, що втратили свої експлуатаційні якості.





Рисунок 4.1 – Аварії несучих конструкцій

Аварії будівельних конструкцій будівель і споруд створюють загрозу виникнення масштабних гуманітарних і екологічних катастроф. Проблема запобігання катастрофічним аваріям будівельних конструкцій в даний час актуальна і носить фундаментальний характер. Для України ця проблема має особливе значення, у зв'язку із значним зносом будівельних конструкцій основних фондів промислових і цивільних об'єктів.

#### 4.2.3 Попередження руйнуванню досліджуваних конструкцій

Аварії будівельних конструкцій рідко відбуваються раптово. Зазвичай можна спостерігати ряд передвісників аварії. Якщо своєчасно відмітити ознаки аварії, що наближається, то можна вчасно прийняти профілактичні заходи: вивести людей з небезпечної зони, виробити розвантаження аварійної конструкції, встановити тимчасові кріплення і тому подібне.

Для попередження руйнування металевого каркасу слід дотримуватися таких рекомендацій:

1. Періодично обстежувати несучі конструкції для виявлення локальних пошкоджень та усунення їх.
2. Не допускати перевантаження технологічного обладнання яке впливає на несучі конструкції будівлі чи споруди
3. Періодично очищати покрівлю від снігового покриву та снігових мішків..
4. Дотримуватися правил протипожежного захисту.
5. Та інших рекомендацій по експлуатування промислових будівель

## ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

1. На основі Всеукраїнського студентського архітектурного конкурсу STEEL FREEDOM, що проходив в 2020 році, розроблена концепція спортивно-навчального комплексу згідно наданого завдання.
2. Виконано проектний розрахунок металевого каркасу будівлі з використанням існуючих інженерних методик.
3. Визначено параметри НДС металевого каркасу споруди разом із досліджуваними сходовими клітками.
4. Визначено параметри НДС сходової клітки окремо від основного каркасу будівлі.
5. Досліджено вплив деформацій основного каркасу будівлі на окремі її елементи, а саме на сходові клітки.

## БІБЛІОГРАФІЯ:

1. ДБН В.1.2-14-2009. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ: – К.: Укрархбудінформ, 2009. – 37 с.
2. ДБН В-2.6-163:2010 Конструкції будівель і споруд. Сталеві конструкції. Норми проектування, виготовлення і монтажу: – К.: Укрархбудінформ, 2009. – 206 с.
3. ДБН В.2.6-198:2014 Сталеві конструкції. Норми проектування, : К., Мінрегіон України, – 2014, 128 с.
4. ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1:2010 Єврокод 3. Проектування сталевих конструкцій. Частина 1-1. Загальні правила і правила для споруд (EN 1993-1-1:2005, IDT);
5. ДСТУ-Н Б EN 1993-1-2:2010 Єврокод 3. Проектування сталевих конструкцій. Частина 1-2. Загальні положення. Розрахунок конструкцій на вогнестійкість (EN 1993-1-2:2005, IDT)
6. ДСТУ-Н Б EN 1993-1-5:2010 Єврокод 3. Проектування сталевих конструкцій. Частина 1-5. Пластинчасті конструктивні елементи (EN 1993-1-5:2006, IDT);
7. ДСТУ-Н Б EN 1991-1-1:2010 Єврокод 1. Дії на конструкції. Частина 1-1. Загальні дії. Питома вага, власна вага, експлуатаційні навантаження для споруд (EN 1991-1-1:2002, IDT);
8. ДСТУ-Н Б EN 1991-1-2:2010 Єврокод 1. Дії на конструкції. Частина 1-2. Загальні дії. Дії на конструкції під час пожежі (EN 1991-1-2:2002, IDT);
9. ДСТУ-Н Б EN 1991-1-3:2010 Єврокод 1. Дії на конструкції. Частина 1-3. Загальні дії. Снігові навантаження (EN 1991-1-3:2003, IDT);
10. ДСТУ-Н Б EN 1991-1-4:2010 Єврокод 1. Дії на конструкції. Частина 1-1. Загальні дії. Вітрові навантаження (EN 1991-1-4:2005, IDT);
11. ДСТУ-Н Б EN 1991-1-7:2010 "Єврокод 1. Дії на конструкції. Частина 1-1. Загальні дії. Особливі динамічні впливи (EN 1991-1-7:2006, IDT);

12. Металеві конструкції: підруч. [для студ. вищ. навч. закл.] / [Нілов О. О., Пермяков В. О., Шимановський О. В. та ін.]. – К.: Вид-во “Сталь”, 2010. – 869 с.
13. Баженов В. А., Іванченко Г. М., Шишов О. В. Будівельна механіка. Розрахункові праворуч. Задачі. Комп'ютерне тестування. - К.: "Каравела", 2006. - 344 с.
14. Баженов В. А., Гранат С. Я., Шишов О. В. Будівельна механіка. Комп'ютерний курс. - К.: Вища школа, 1999. - 540 с.
15. Баженов В. А. Будівельна механіка. - К.: Вища школа, 2000. - 670 с.
16. Баженов В. А., Дащенко А. Ф., Коломієць Л. В., Оробей В. Ф. Будівельна механіка. Спеціальний курс. Застосування методу граничних елементів. - Одеса: "Астропринт", 2001. - 580 с.
17. Городецкий, А.С. Компьютерные модели конструкций [Текст] /А.С. Городецкий, И.Д. Евзеров. – К.: Факт, 2007. – 394 с.
18. Барабаш, М.С. Современные технологии расчета и проектирования металлических и деревянных конструкций [Текст] / М.С. Барабаш, М.В. Лазнюк, М.Л. Мартынова, Н.И. Пресняков. – М.: Из-во Ассоциации строительных вузов, 2008. – 328 с.
19. Перельмутер, А.В. Расчетные модели сооружений и возможность их анализа [Текст] / А.В. Перельмутер, В.И. Сливкер. – К.: Из-во "Сталь", 2002. – 600 с.
20. Программный комплекс ЛИРА-САПР 2013: Учебное пособие [Текст] / Д.А. Городецкий, М.С. Барабаш, Р.Ю. Водопьянов, В.П. Титок, А.Е. Артамонова / Под ред. академика РААСН Городецкого А.С. – К.–М.: Электронное издание, 2013. – 376 с.
21. Зенкевич, О. Метод конечных элементов в технике [Текст] / О. Зенкевич; пер. с англ. Б.Е. Победри. – М.: Мир, 1975. – 542 с.
22. Колесниченко С.В., Миронов А.Н. Определение теоретического коэффициента концентрации напряжений в сварных бесфасоночных узлах плоских стержневых конструкций с использованием широкополочных двутавров и гнутосварных замкнутых профилей // Вісник Придніпровської

державної академії будівництва та архітектури. – № 10-11, 2003 (70-71) - С. 62-69

23. Зинькова В.А. Методика експериментальних досліджень узлових соединений трубчатых елементов фермы // Вестник БГТУ ім. В.Г. Шухова. - 2012. - № 1. - С. 50-52.

24. Bruno, R. J. Identification of Nonlinear Joints in a Truss Structure [Текст] / R. J. Bruno // Proceedings of the American Institute of Aeronautics and Astronautics (AIAA) / American Society of Mechanical Engineers (ASME) Adaptive Structures Forum, Hilton Head, SC. – Washington, 1994. – P. 402–410.

25. Khdeir A. A. Thermal effects on the response of crossply laminated shallow shells. Int. J. Solids and Struct. –1992. – 29, No5. – P. 653-667.

26. Lin T.J, Huang C.W, and Yang, Y.B . "Inelastic Thermal Analysis of Preloaded Steel Trusses Undergoing Heating and Cooling Stages." J. Eng. Mech. – 2012. – 138(5). – P468–477.

27. Chen L.-W. ,Chen L.-Y. .Thermal deformation and stress analysis of composite laminated plates by finite element method. .Comput. and Struct. – 1990. – 35, No 1. – p.41.

28. Rand O., Givoli D. «Thermal analysis of space trusses including three-dimensional», International Journal of Numerical Methods for Heat & Fluid Flow, Vol. 2 Iss: 2. – P.115 – 125..

29. Проблеми протидії конструкцій прогресуючому обваленню будівель та споруд : монографія / В. М. Першаков, М. С. Барабаш, А. О. Белятинський, К. М. Лисницька. – К. : НАУ, 2015. – 456 с.

30. ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 «Будівельна кліматологія» – К.: Міністерство регіонального розвитку і будівництва України, 2011. – 127 с

31. ДБН 360-92\*\*. Містобудування. Планування і забудова населених пунктів. – Київ: Державний комітет будівництва, архітектури та житлової політики, 2002. – 145с.

32. ДБН Б.2.2-5-2011 «Благоустрій територій» - К.: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства, 2012. – 61с.

33. ДБН Б.2.2-12-2019. «Планування і забудова територій» - К.: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства, 2019. – 183с.

34. ДБН В.1.1-7-2016 «Пожежна безпека об'єктів будівництва» - К.: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства, 2017. – 38с.

35. ДБН В.2.2-3-2018 «Заклади освіти» К.: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства, 2018. – 61с.

36. ДБН В.2.2-9-2018 «Будинки і споруди. Громадські» - К.: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства, 2019. – 47с.

37. ДБН В.2.2-13-2003 «Спортивні та фізкультурно-оздоровчі споруди» - К.: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства, 2003. – 115с.

38. ДБН В.2.2-15-2019 «Житлові будинки» - К.: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства, 2019. – 42с.

39. ДБН В.2.2-25-2009 «Будинки і споруди. Підприємства харчування» - К.: Міністерство регіонального розвитку і будівництва України, 2010. – 87 с

40. ДБН В.2.2-28-2010 «Будинки і споруди. Будинки адміністративного та побутового призначення» - К.: Міністерство регіонального розвитку і будівництва України, 2011. – 31 с

41. ДБН В.2.2-40-2018 «Інклюзивність будівель і споруд» - К.: Міністерство регіонального розвитку і будівництва України, 2018. – 68 с

42. ДБН В.2.3-15~2007. «Споруди транспорту. Автостоянки» - К.: Міністерство регіонального розвитку і будівництва України, 2007. – 80 с

43. ДБН А.3.2-2-2009 «Охорона праці і промислова безпека в будівництві»  
- К.: Міністерство регіонального розвитку і будівництва України, 2012. – 122 с
44. Bykiv N., Yasniy P., Iasnii V. Modeling of mechanical behavior of reinforced concrete beam reinforced by the shape memory alloy insertion using finite elements method. Modern technologies and methods of calculations in construction. 2020. Vol. 13. P. 24–34.