

КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

на здобуття освітнього ступеня

Магістр

(назва освітнього ступеня)

на тему: Проект тривірвневого паркінгу із дослідженням несучих
залізобетонних конструкцій

Виконав: студент IV курсу, групи МБм-61
спеціальності _____

192. Будівництво та цивільна інженерія

(шифр і назва спеціальності)

Студент

Теслюк Р.В.
(підпис) (прізвище та ініціали)

Керівник

Биків Н.З.
(підпис) (прізвище та ініціали)

Нормоконтроль

Мищерякова О.М.
(підпис) (прізвище та ініціали)

Завідувач кафедри

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

Рецензент

Качка О.І.
(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

Володимир ЯСНІЙ

(підпис)

(ім'я прізвище)

« »

2024 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 Теслюк Роман Васильович

(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема роботи Проект тривірневого паркінгу із дослідженням несучих
залізобетонних конструкцій

Керівник роботи Биків Назарій Зіновійович, доктор філософії

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

Затверджені наказом ректора від « 12 » листопада 2024 року № 4/7-1091

2. Термін подання студентом роботи 20 грудня 2024 року

3. Вихідні дані до роботи Розробити проект тривірневого наземного паркінгу із висотою
поверху 3 м та площею 80x40 м²; каркас будівлі – залізобетонний монолітний, крок прольотів
10x10 м; наявність ліфтів та сходових кліток, пандуси в'їзду та виїзду; стоянка для легкових
автомобілів.

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

Підібрати архітектурні, проектні та конструктивні рішення; підібрати розміри та армування
плит, балок, колон та фундаментів відповідно до статичних та динамічних навантажень; у
науковій частині порівняти властивості несучої конструкції із застосуванням сплавів із
пам'яттю форми.

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

Загальний план будівлі; План першого поверху; План типового поверху; План покрівлі; Фасади;
Розріз 1-1, Схема улаштування монолітних фундаментів, Схема улаштування вертикальних
елементів першого поверху; Схема влаштування монолітної плити та балок перекриття.

6. Консультанти розділів роботи

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

7. Дата видачі завдання 12.11.2024

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

[illegible]

Студент

(підпис)

Роман ТЕСЛЮК

(ім'я та прізвище)

Керівник роботи

(підпис)

Назарій БИЖІВ

(ім'я та прізвище)

ЗМІСТ

ВСТУП	5
РОЗДІЛ 2 АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ РОЗДІЛ	7
2.1. Вихідні дані.....	7
2.2. Рішення генплану	10
2.3. Об'ємно-планувальні рішення.....	12
2.4. Архітектурно-конструктивні рішення	14
2.5. Протипожежні заходи.....	18
РОЗДІЛ 3 РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ	20
3.1. Опис конструктивної схеми трирівневого паркінгу.....	20
3.2. Збір навантаження.....	21
3.3. Створення розрахункової схеми.....	23
3.4. Аналіз результатів розрахункової схеми.....	32
3.5. Розрахунок монолітної колони	35
3.6. Розрахунок монолітного перекриття та балок	39
3.7. Розрахунок і конструювання фундаментів.....	45
3.7.1. Визначення глибини закладання фундаментів	45
3.7.2. Визначення розрахункових зусиль на фундаменти	46
3.7.3. Визначення розмірів підшви фундаментів	47
3.7.4. Конструювання фундаментів	52
РОЗДІЛ 4 НАУКОВО-ДОСЛІДНИЙ РОЗДІЛ.....	56
4.1. Постановка задачі дослідження.....	56
4.2. Методика дослідження	58
4.3. Аналіз переміщень і деформацій.....	62
4.4. Аналіз напруженого стану	64
РОЗДІЛ 5 ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА В НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ	67

5.1. Правила безпеки при роботі на сервогідравлічній випробувальній машині СТМ-100	67
5.2. Оцінка стійкості об'єкта будівництва до впливу ударної хвилі ядерного вибуху і заходи щодо підвищення стійкості	69
ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ	73
БІБЛІОГРАФІЯ	74
ДОДАТОК А.....	76
ДОДАТОК Б	78

ВСТУП

Зважаючи на динамічний розвиток центральної частини Полтави, проблема нестачі місць для паркування стає дедалі гострішою для мешканців житлових кварталів і відвідувачів численних ділових та культурних закладів. Існуючі території вже не здатні забезпечити необхідну кількість паркомісць, що призводить до хаотичного паркування на вулицях, обмеження пропускної спроможності доріг і значного ускладнення руху транспорту в години пік. У таких умовах проєктування триповерхового багаторівневого паркінгу в центрі міста, розташованого у житловому кварталі, стає актуальним і необхідним рішенням для поліпшення міської інфраструктури.

Будівництво такого паркінгу дозволить оптимально використовувати обмежену територію, забезпечуючи значну кількість паркомісць. Це створить організований і безпечний простір для зберігання автомобілів, що значно покращить умови життя мешканців прилеглих будинків. Зникне потреба у паркуванні транспортних засобів у дворах та на вузьких вулицях, що не лише підвищить рівень комфорту, але й покращить загальний вигляд території.

Крім цього, створення багаторівневого паркінгу допоможе зменшити транспортне навантаження на центральні вулиці міста. Завдяки централізації паркувального простору водії витратимуть менше часу на пошук місць для стоянки, що, у свою чергу, зменшить кількість викидів від автомобільних двигунів і позитивно вплине на стан навколишнього середовища.

Таким чином, будівництво триповерхового залізобетонного паркінгу є необхідним кроком для створення сучасного, функціонального й комфортного міського простору, який відповідатиме потребам мешканців і сприятиме покращенню дорожньо-транспортної ситуації у місті.

Метою дипломної роботи є створення проєкту трирівневого паркінгу із розробкою конструктивних рішень, котрі забезпечать міцність та стійкість конструкції впродовж експлуатації.

Об'єктом дослідження є монолітна залізобетонна балка з NiTi-вставками.

Предметом дослідження є напружено-деформований стан залізобетонної балки з NiTi-вставками.

Метод дослідження полягає у моделюванні напружено-деформованого стану залізобетонної балки методом скінчених елементів у програмному комплексі ANSYS 2024 R1

Наукова новизна отриманих результатів полягає у вдосконаленій методиці дослідження напружено-деформованого стану несучої залізобетонної конструкції із застосуванням сплавів із пам'яттю форми у напрямку підсилення залізобетонних конструкцій. Отримані дані відкривають перспективу у точнішому прогнозуванні поведінки залізобетонних конструкцій із СПФ-стержнями для подальших досліджень, змінюючи геометрію та конструктивні рішення.

Апробація результатів магістерської роботи. Виконана на XIII Міжнародна науково-технічна конференція молодих учених та студентів «Актуальні задачі сучасних технологій» (Тернопільський національний технічний університет імені Івана Пулюя, 11-12 грудня 2024 року).

Публікація результатів магістерської роботи здійснена у збірнику тез вищезазначеної конференції.

Робота виконана згідно з тематикою науково-дослідних робіт кафедри будівельної механіки ТНТУ та державними програмами надійності і економічності будівельних виборів, матеріалів і конструкцій.

Ключові слова: багаторівневий паркінг, залізобетон, сплави з пам'яттю форми, псевдопружності, метод скінчених елементів, залізобетонна балка, напружено-деформований стан.

РОЗДІЛ 1

АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНИЙ РОЗДІЛ

1.1. Вихідні дані

Для міста Полтава, розроблено проєкт трирівневого паркінгу. Будівля розташована у центральній частині міста, на території що призначена під житлову забудову.

Відповідно до норм «Будівельна кліматологія» [1], проєктування споруди виконано із врахуванням таких природно-кліматичних умов:

Місто Полтава перебуває у кліматичному районі – I;

Середня температура за січень – від -5 до -8 °C;

Абсолютний мінімум – від -37 до -40 °C;

Середня температура за липень – від 18 до 20 °C;

Абсолютний максимум – від 37 до 40 °C;

Кількість опадів за рік – від 500 до 700 мм;

Відносна вологість у липні – від 65 до 75 %;

Середня швидкість вітру у січні – від 3 до 4 м/с.

Характеристичні значення навантажень і впливів для міста Полтава [2]:

вітрове навантаження, W_0 – 470 Па;

снігове навантаження, S_0 – 1450 Па;

товщина стінки ожеледі, B – 19 мм;

вітрове навантаження при ожеледі, W_B – 250 Па.

Сейсмічність району не перевищує 6 балів.

Глибина промерзання ґрунту – 0,9 м.

Для даної ділянки було проведено інженерно-геологічні вишукування (Таблиця 1.1).

Таблиця 1.1 – Фізико-механічні характеристики ґрунтів

№ ПЕ	Найменування ґрунтів	Потужність шару, м	Питома вага	Вологість	Питома вага частинок ґрунту	Питома вага сухого ґрунту	Коефіцієнт пористості	Ступінь вологості	Вологість на межі текучості	Вологість на межі пластичності	Число пластичності	Показник текучості	Питоме зчеплення	Кут внутрішнього тертя	Модуль деформації
			γ , кН/м ³	w	γ_s , кН/м ³	γ_d , кН/м ³	e	S_r	w_L	w_P	I_P	I_L	c, кПа	ϕ , град.	E, МПа
1	Ґрунтово-рослинний шар	0,3	16,8	Для природної основи фундаментів не рекомендується											
2	Суглинок напівтвердий, важкий, бурий, гумусований, просідаючий. Наявні орган.рештки	1,2-1,5	17,5	0,21	26,9	14,4	0,89	0,65	0,33	0,19	0,16	0,26	13	15	7
3	Суглинок напівтвердий, просідаючий жовтий з карбонатними солями	1,3-1,6	17,8	0,20	26,8	14,9	0,81	0,61	0,26	0,18	0,09	0,20	14	17	7
4	Суглинок напівтвердий, важкий бурий з карбонатними солями, з прошарком напівтвердої глини	2,8-3,1	18,7	0,19	27,0	15,4	0,74	0,67	0,31	0,17	0,14	0,16	16	19	10
5	Суглинок напівтвердий, жовто-сірий	-	18,9	0,18	26,8	15,5	0,73	0,65	0,29	0,18	0,12	0,30	15	17	11

Ґрунтово-рослинний шар, що має потужність 0,3 м, складається переважно з органічного матеріалу, що робить його непридатним для закладання фундаменту. Через низьку несучу здатність і нестабільність цей шар слід повністю видалити перед початком будівельних робіт. Другий шар представлений важким, бурим, напівтвердим суглинком із включеннями органічних речовин та просідними властивостями. Попри відносно добру щільність і несучу здатність, наявність просідних властивостей робить його непридатним для використання як основи під фундамент через високий ризик нерівномірних деформацій.

Третій шар складається з напівтвердого жовтого суглинку з карбонатними солями, проте має просадочні властивості. Це вимагає спеціальних заходів з усунення просідання, таких як ущільнення основи чи використання конструкцій, що здатні компенсувати нерівномірні деформації.

Четвертий шар представлений важким, напівтвердим бурим суглинком із карбонатними солями та прошарком напівтвердої глини. Завдяки достатній щільності, низькому показнику текучості та відсутності просадочності цей шар може бути використаний для закладання фундаменту без необхідності додаткових заходів.

Найкращі характеристики має п'ятий шар, що складається з напівтвердого жовто-сірого суглинку. Він відзначається стабільністю, високою щільністю, низьким показником текучості та достатньою несучою здатністю, що дозволяє розглядати його як оптимальну основу для закладання фундаменту. З огляду на глибину промерзання ґрунту в 0,9 м, доцільно заглибити фундамент до рівня четвертого або п'ятого шару, які забезпечать стійкість конструкції та мінімізують ризик нерівномірних деформацій.

Клас наслідків (відповідальності) будівлі визначено згідно стандарту [3]:

Кількість людей постійного перебування – 2 особи (CC1);

Кількість людей періодичного перебування – до 100 осіб (CC1);

Кількість людей, що перебувають ззовні – до 50 тисяч осіб (CC2);

Можливий економічний збиток – до 50 тисяч м.р.з.п. (CC2);

Припинення функціонування лінійних об'єктів інженерно-транспортної інфраструктури, об'єктів комунікації, зв'язку, енергетики та інженерних мереж – Об'єктовий рівень (СС1).

де м.р.з.п. – мінімальний розмір заробітної плати (станом на 2024 рік від квітня встановлений у Державному бюджеті України на рівні 8000 грн).

Отже, клас наслідків (відповідальності) даної споруди – СС2.

Ступінь вогнестійкості проєкту: II [4].

Клас вогнестійкості будівельної конструкції визначено у залежності від нормованих граничних станів та меж вогнестійкості [5].

1.2. Рішення генплану

Генплан ділянки розроблений з прив'язкою до плану забудови житлового масиву мікрорайону. Споруда розташована в орієнтації по сторонам світу.

Відповідно до рішень генерального плану м. Полтава, проектна ділянка споруди розташована на території житлового кварталу із будинків висотою до 9-и поверхів включно. Згідно будівельних норм [6] на кожні 100 квартир з двома кімнатами та більше нормовано 100 місць в паркінгу для будинків в центрі міста.

Ділянка має спокійний рельєф із схилами, орієнтованими у південно-західному напрямку. Форма території прямокутна, а абсолютні відмітки коливаються від 271,36 до 272,28 м.

Генеральним планом передбачено організацію сучасного благоустрою території з урахуванням функціональних потреб, естетичних вимог і санітарно-гігієнічних норм. Зокрема, заплановано облаштування в'їзду та виїзду до наземного трирівневого паркінгу зі сторони вулиці, що забезпечить зручність доступу для автомобілів. Паркінг розташований у центральній частині ділянки, при цьому його головний фасад гармонійно інтегрований у загальну архітектурну композицію і звернений до основної вулиці, що покращує його функціональне використання та візуальне сприйняття.

Для забезпечення комфортного переміщення територією передбачено асфальтування проїздів та вкладання хідників бруківкою. На майданчиках благоустрою використовуються покращені типи покриття, які мають високу зносостійкість і естетичний вигляд. На окремих ділянках, таких як зони відпочинку та пішохідні зони, заплановано використання тротуарної плитки, що підвищує зносостійкість покриття та у поєднанні із низькорослою рослинністю створює затишну атмосферу.

Генплан враховує необхідність гармонійного поєднання нової будівлі з існуючою забудовою. Об'ємно-просторова композиція нового проєкту забезпечує узгодженість архітектурних форм, масштабності та стилю. Це дозволяє інтегрувати новий об'єкт у контекст навколишнього середовища, не порушуючи його цілісності.

Розміщення будівель і споруд на ділянці виконане з дотриманням чинних санітарних [7] і протипожежних [5] норм.

Рельєф ділянки вирішується методом проєктних горизонталей, які адаптовані до природних умов місцевості. Це дозволяє уникнути надмірних земляних робіт і зберегти природний баланс території. Для забезпечення ефективного водовідведення заплановано влаштування системи стоку поверхневих вод, що включає ухили проїздів, тротуарів та дренажні системи.

Усі показники зведено у таблицю (Таблиця 1.2).

Таблиця 1.2 – Показники до генплану

№ п.п.	Назва показника	Одиниці виміру	Кількість
1	Площа ділянки	м ²	5047,0
2	Площа забудови	м ²	3708,0
3	Щільність забудови	%	73,5
4	Площа доріг, проїздів	м ²	156,0
5	Площа тротуарів	м ²	256,0
6	Площа озеленення	м ²	927,0
7	Процент озеленення	%	18,4

Окрім функціональних рішень, генеральний план враховує озеленення території, що включає висадку декоративних дерев, кущів і газонів. Озеленення сприяє поліпшенню мікроклімату, зниженню рівня шуму та створенню комфортних умов для мешканців і відвідувачів. Також передбачено облаштування освітлення, зокрема вздовж проїздів і тротуарів, для забезпечення безпеки у вечірній час.

1.3. Об'ємно-планувальні рішення

Призначення паркінгу полягає у зберіганні транспортних засобів – від автомобілів особливо малого класу до мікроавтобусів, а також джипів [9]. Простір гаража розподілений на дві основні функціональні зони: «громадську», що включає парковку відкритого типу для легкових автомобілів, та «технічну», до складу якої входять приміщення для зберігання протипожежного інвентарю, насосного обладнання системи автоматичного пожежогасіння та приміщення для обслуговуючого персоналу.

У будівлі ці зони організовані наступним чином:

- на першому поверсі, на позначці 0.000, розміщені опалювані приміщення для персоналу, технічні приміщення для зберігання протипожежного інвентарю та насосного обладнання, а також зона паркування, обладнана окремими заїздами і виїздами. Тут передбачені місця для транспорту людей з інвалідністю;
- другий поверх, на позначці +3.000, повністю відведено під зберігання автомобілів;
- третій поверх, на позначці +6.000, також використовується для паркування транспортних засобів;
- дах, на позначці +9.000, є плоским, але не пристосований для зберігання автомобілів.

Другий і третій поверхи з'єднані з рівнем землі відкритими круговими рампами з одностороннім рухом і ухилом 10%. Усі рівні об'єднані двома

розосередженими сходовими клітками та ліфтовими шахтами. Евакуаційні сходові клітки відповідають вимогам II ступеня вогнестійкості.

Зовнішні огорожувальні конструкції виконані з газоблоків підвищеної щільності класу D500, що забезпечують стійкість до вітрових навантажень. Висота огороження та парапету складає 0,9 м.

Архітектурна форма будівлі відповідає її функціональному призначенню. Гараж має просту прямокутну форму з двома круговими рампами. Паркінг виконаний у манежному стилі з розташуванням автомобілів під кутом 90°. Схема руху транспорту всередині будівлі організована за принципом кільцевого одностороннього руху. У зоні в'їзду знаходиться контрольно-пропускний пункт, який включає служби охорони для забезпечення безпеки.

Споруда обладнана чотирма пасажирськими ліфтами серії DL.MR (CO) з дверима центрального відчинення та верхнім машинним приміщенням від компанії ПП «ДОКА». Вантажопідйомність даної моделі становить 630 кг, швидкість руху – 2 м/с з номінальною місткістю вісім пасажирів.

Поруч із секцією ліфтів, спроектовано сходові марші шириною 1,8 м, що виготовлені із монолітного бетону. Марш складається із двох секцій по 10 сходинок (15×30 см), що розділяється монолітною площадкою 1,8×1 м. Сама площадка консольно защемлена у діафрагму жорсткості.

Таблиця 1.2 – Техніко-економічні показники

№ п.п.	Показники	Кількість
1	Загальна кількість паркомісць:	318
2	Загальна площа паркомісць	4 372,5 м ²
3	Площа одного паркомісця	2,5×5,3 м ²
4	Площа одного паркомісця для водіїв з інвалідністю	3,5×5,3 м ²
4	Площа забудови	3708,0 м ²
5	Площа допоміжних приміщень	18,72 м ²
6	Будівельний об'єм	51541,2 м ³
7	Поверховість	3 поверхи

1.4. Архітектурно-конструктивні рішення

Архітектурно-конструктивні рішення для трирівневого паркінгу з монолітного залізобетону, із кладкою з газобетону по периметру кожного рівня, потребують ретельного підходу для забезпечення довговічності, безпеки та відповідності будівельним нормам. Кладка з газобетону завтовшки 100 мм і висотою 900 мм, для підвищення міцності до вітрових навантажень, виконується із газобетону підвищеної щільності – класу D500. Крім того, для захисту від негативного впливу вологи передбачено нанесення штукатурного шару з гідрофобними властивостями.

Підлога на кожному поверсі виконана із додатковим покриттям монолітної плити за системою CONIPROOF PES (Parking Epoxy System). Дана система – це жорстке епоксидне покриття для підземних паркінгів, що підходить для середніх та важких механічних навантажень відповідно до EN1504-2 та сертифіковано за класом OS 8 за німецьким стандартом.

З метою забезпечення надійного з'єднання кладки з основним каркасом використовується анкерування за допомогою металевих пластин або гнучких стрижнів, що розташовуються з кроком 1,5–2 метри. Додаткове горизонтальне армування сталевими сітками чи арматурними прутами Ø6 мм кожні 2–3 ряди дозволяє уникнути тріщиноутворення та покращує жорсткість конструкції.

Особлива увага приділяється ліфтовим шахтам (Рисунок 1.1), які виконані із залізобетону та мають приямки на глибину (H_{pit}) 2400 мм. Гідроізоляція приямків реалізується багатошаровим методом, де основою виступає рулонна бітумна мембрана, укладена в кілька шарів на попередньо підготовлену основу із праймером. Для захисту від проникнення ґрунтових вод додатково наноситься обмазувальна ізоляція на полімерцементній основі. Зниження ризику капілярного підйому вологи забезпечується горизонтальним шаром гідроізоляції між основою та стінами шахти. Підлога приямків виконується за технологією, що передбачає дренажний шар зі щебню, шар бетонної підготовки і захисну обмазувальну ізоляцію. Крім того, для вентиляції шахт передбачається встановлення витяжних

вентиляторів у верхній частині відповідно до висоти верхнього поверху (НН), які сприяють запобіганню накопиченню вологи чи утворенню конденсату.

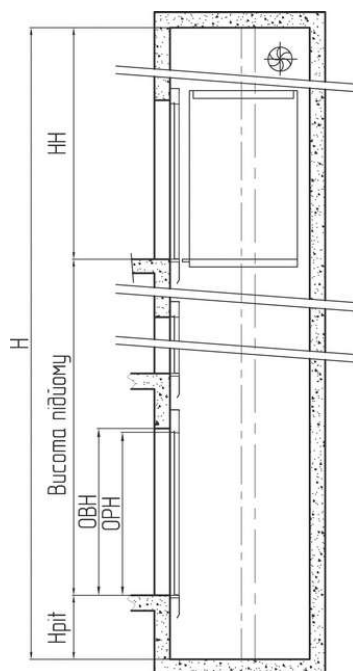


Рисунок 1.1 – Внутрішні розміри шахт ліфтів по вертикалі

Розміри ліфтової шахти та кабіни у розрізі (Рисунок 1.2): ширина (НВ) 1850 мм; глибина (НД) 1750 мм; ширина (СВ) 1100 мм; глибина (СД) 1400 мм; висота (СН) 2200 мм. Конструктивні рішення та нормативний контроль, щодо їх виконання, передбачено бригадою спеціалістів від компанії ПП «ДОКА».

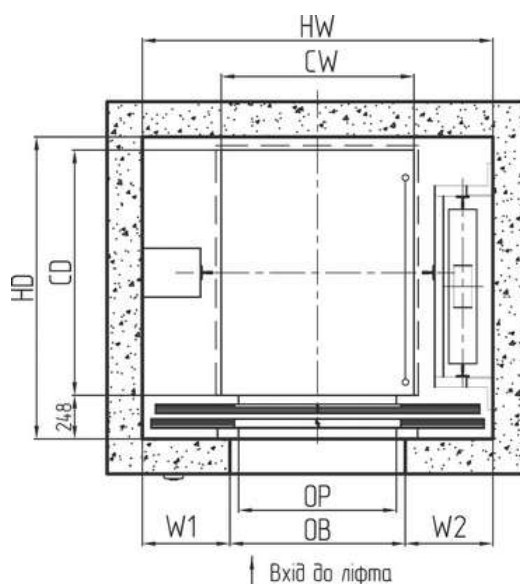


Рисунок 1.2 – Внутрішні розміри шахти та кабінки ліфту

Евакуаційні проходи у зоні ліфтових шахт спроектовані з урахуванням безпеки та мають ширину 1,8 м, обладнані світловими покажчиками. Для підвищення довговічності конструкцій зовнішні поверхні бетону захищаються антикорозійними та полімерними покриттями, а шум від роботи ліфтів мінімізується завдяки встановленню звукопоглинальних матеріалів у шахтах.

Ефективне водовідведення реалізується через щілинні дренажні системи серії Mini slot від компанії Vodalend (Рисунок 1.3), інтегровані у конструкцію паркінгу. У внутрішній частині паркінгу монтуються щілинні дренажні канали з ґратами та вертикальні водостічні труби.

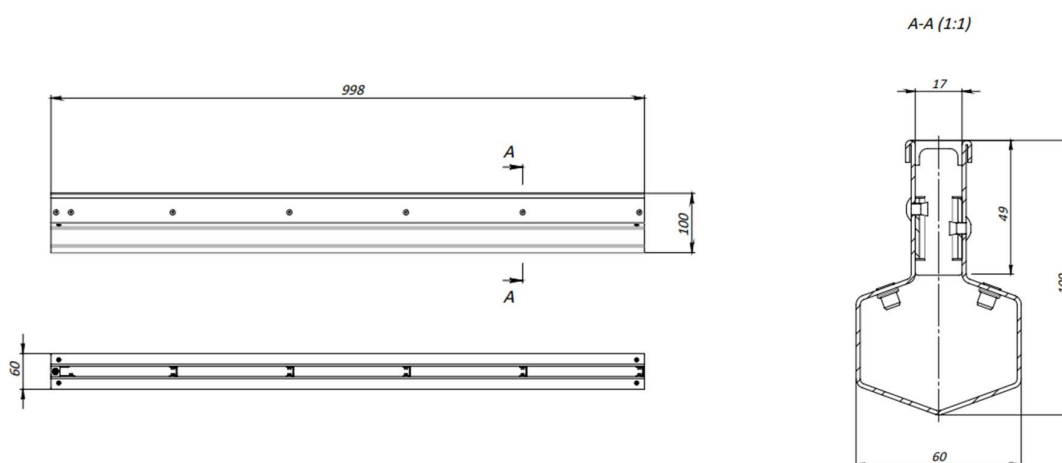


Рисунок 1.3 – Схема лотка водовідвідного серії Mini slot

У прямках шахт встановлюються дренажні колодязі з насосами для автоматичного видалення накопиченої води. Для забезпечення герметичності гідроізоляційних стиків виконуються гідрравлічні випробування, а стан кладки та ізоляції регулярно перевіряється, особливо після зими.

Для забезпечення зручного та безпечного використання трирівневого паркінгу проєктом передбачене нанесення вертикальної та горизонтальної розмітки (Рисунок 1.4) за-для організації рух транспорту, виділення паркувальних місць, а також для покращення орієнтації водіїв у межах багаторівневої конструкції. Горизонтальна розмітка наноситься на проїзну частину та включає стрілки, напрямки руху, лінії виділення паркомісць і спеціальні зони. Вертикальна розмітка передбачає нанесення номерів зон і паркомісць, а також позначення на колонах для покращення видимості.

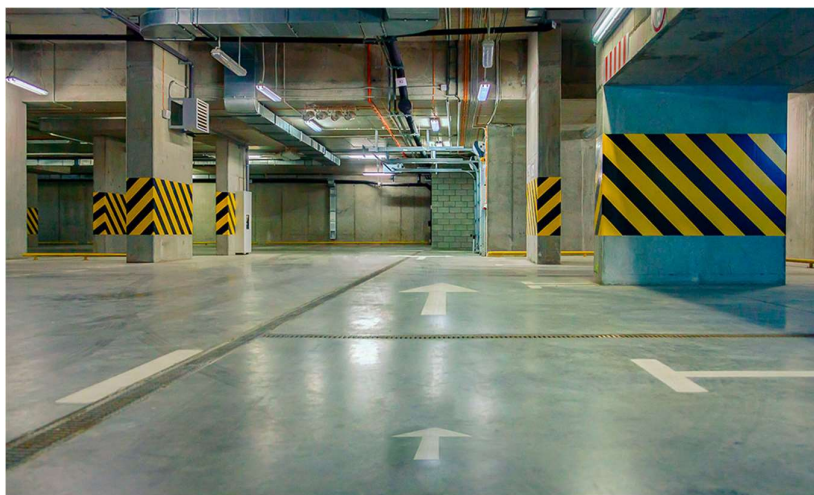


Рисунок 1.4 – Вертикальні та горизонтальні розмітки

Розмітка проїзної частини виконується з використанням зносостійкого матеріалу акрилові фарби АК-501 від Київського лакофарбного заводу зі світловідбивними частками, що забезпечує довговічність у складних умовах експлуатації (вологість, хімічні реагенти, контакт із автомобільними шинами). Колони маркуються акриловою фарбою АК-501 від Київського лакофарбного заводу, що наноситься смугами чорного та жовтого кольорів, із додаванням світловідбивних елементів для покращення видимості в умовах слабого освітлення. Перед нанесенням розмітки поверхня підготовлюється: очищається та обробляється ґрунтовкою для забезпечення адгезії.

Горизонтальна розмітка передбачає стрілки напрямків руху, пішохідні переходи в зонах ліфтів і сходів, а також виділені паркомісця, включаючи спеціальні зони, такі як місця для людей з інвалідністю, які мають ширину 3,5 м, становлять 10% від загальної кількості місць та позначаються відповідною розміткою згідно з ДСТУ 2587:2021. Також передбачено резервні зони для пожежних служб, які маркуються відповідно до того ж стандарту.

Для забезпечення видимості розмітки застосовуються контрастні кольори: білий і жовтий для підлоги, чорний і жовтий для колон. У нічний час або за слабого освітлення видимість гарантується завдяки світловідбивним елементам. Вертикальна розмітка на колонах передбачає нанесення номерів паркомісць. Основне маркування наноситься на висоті 1,2 м від підлоги, а жовто-чорні смуги у

нижній частині колон виконуються акриловою фарбою АК-501, яка містить світловідбивні частки для покращення видимості.

Розмітка виконується з розрахунком на витримування впливу вологи, тиску автомобільних шин і руху важкого транспорту. Після завершення робіт здійснюється перевірка якості – рівності ліній, яскравості фарби та відповідності проекту. Горизонтальна розмітка передбачає оновлення кожні 3–5 років залежно від інтенсивності руху, а вертикальна, зокрема на колонах, має більший строк служби.

1.5. Протипожежні заходи

Трирівневий паркінг відкритого типу з монолітним залізобетонним каркасом вимагає ретельно продуманих протипожежних заходів, спрямованих на забезпечення безпеки людей, захист майна та мінімізацію наслідків у разі пожежі. Основним матеріалом для конструкцій споруди є монолітний залізобетон, який має високу вогнестійкість, здатну витримувати вплив вогню не менше 120 хвилин, що відповідає II-му ступеню вогнестійкості [4]. Завдяки своїм характеристикам залізобетон запобігає швидкому руйнуванню конструкції, що є критично важливим для безпеки. Конструкція паркінгу відповідає відкритому типу – не менше 50% зовнішньої площі кожного рівня залишається незамкненою, що дозволяє ефективно видаляти дим та знижувати концентрацію токсичних речовин.

Для локалізації можливих пожеж передбачено використання спринклерної системи, яка автоматично реагує на займання в зонах підвищеного ризику, зокрема там, де спостерігається висока щільність автомобілів. Додатково на кожному рівні встановлено вогнегасники типу порошкових або вуглекислотних, що розташовуються через кожні 30 метрів, забезпечуючи швидкий доступ до засобів гасіння.

Особливу увагу приділено безпеці евакуації. У паркінгу передбачено два евакуаційних виходи на кожному рівні, які забезпечують безпечний вихід людей до зовнішніх зон. Шляхи евакуації облаштовані з урахуванням необхідної ширини,

що складає не менше 1,2 метра (1,8 метра для даного проєкту), а також забезпечені протиковзким покриттям для уникнення травм. Зовнішні проїзди для автомобілів проєктуються шириною щонайменше шість метрів, що дозволяє вільний доступ пожежної техніки у разі потреби.

Система пожежного обладнання включає внутрішні пожежні гідранти, які розташовані таким чином, щоб струмінь води міг досягати будь-якої точки паркінгу на відстані до 40 метрів. Зовнішні пожежні гідранти розміщуються не далі ніж 100 метрів від будівлі, що відповідає встановленим нормам.

Для раннього виявлення пожежі паркінг оснащується датчиками тепла та диму, що встановлюються на всій його площі. Ці датчики підключені до автоматичної системи оповіщення, яка подає звукові та світлові сигнали у разі займання, сприяючи оперативній евакуації.

Окрему увагу приділено організаційним заходам. Система контролю доступу до паркінгу та відеоспостереження із камер безпеки на кожному рівні запобігає проникненню сторонніх осіб. Регулярні інструктажі персоналу з пожежної безпеки дозволяють швидко реагувати на будь-які надзвичайні ситуації. Усі системи пожежогасіння, вентиляції та оповіщення підлягають регулярній перевірці: щоквартально проводиться технічний огляд, а раз на рік здійснюється тестування автоматичних систем.

На території паркінгу суворо заборонено паління та використання відкритого вогню. Легкозаймисті матеріали також не допускаються до зберігання, за винятком палива в баках автомобілів. Для забезпечення безперервної роботи систем у разі аварійного відключення електроенергії передбачено резервні джерела живлення, які підтримують функціонування освітлення, вентиляції та аварійного оповіщення.

РОЗДІЛ 2

РОЗРАХУНКОВО-КОНСТРУКТИВНИЙ РОЗДІЛ

2.1. Опис конструктивної схеми трирівневого паркінгу

Загальні параметри:

Трирівневий паркінг розміром у плані 80х40 м має монолітний залізобетонний каркас, що забезпечує високу жорсткість і надійність будівлі. Конструкція включає три поверхи з висотою кожного 3 м та дах, загальна висота каркасу становить 9 м. В основі споруди закладені міцні конструктивні елементи для витримування експлуатаційних навантажень.

Конструктивні елементи каркасу:

1. Колони:

- Розміри: 50х50 см.
- Глибина закладення: колони заглиблені на 3 м нижче першого поверху, як орієнтовна глибина закладання фундаменту.

2. Балки:

- Розміри: 50х85 см.
- Балки забезпечують передачу навантаження від плит перекриття на колони.

3. Плити перекриття:

- Прольоти: 10х10 м.
- Товщина плити: 400 мм.
- Плити перекриття першого поверху спираються на ґрунт, що зменшує навантаження на конструктивну систему будівлі.

Стійкість і жорсткість конструкції:

Стійкість і просторова жорсткість триповерхового паркінгу забезпечується раціональною роботою рамного каркаса. Несучі колони, що надійно защемлені у фундаментах, разом із балками перекриття формують систему, здатну витримувати проєктні навантаження та забезпечувати стабільність споруди у межах цифрових і літерних осей.

Отвори для інженерних мереж:

Передбачено спеціальні отвори в плитах перекриття для пропуску інженерних комунікацій, що забезпечує зручність прокладання систем освітлення, вентиляції, пожежогасіння тощо.

Зовнішні пандуси:

Кожен із трьох рівнів паркінгу поєднаний зовнішніми круговими пандусами для зручності руху автомобілів:

1. В'їзний пандус і виїзний пандус виконані з монолітного залізобетону.

2. Параметри пандуса:

- Плита: ширина 3,5 м, товщина 300 мм.
- Внутрішній радіус: 5,5 м, зовнішній радіус: 9 м.
- Балка: розміри 40х80 см, довжина 3,5 м.
- Колони: переріз 40х40 см.

Матеріали:

1. Бетон: клас міцності С30/35, що забезпечує необхідну несучу здатність і довговічність конструкції, відповідно до [10].
2. Арматура: клас 500С, відповідно до ДСТУ 3760:2019.

Особливості використання:

Дах паркінгу не передбачений для руху автотранспорту, що дозволяє уникнути надмірних навантажень на верхній рівень. Усі елементи каркасу оптимізовані для забезпечення тривалої експлуатації та зручності користування.

2.2. Збір навантаження

Для визначення впливів на конструкцію трирівневого паркінгу здійснюється розрахунок навантажень, які діють на споруду в процесі її експлуатації. Всі навантаження класифікуються на постійні, тимчасові (змінні) та особливі. Основними факторами, які враховуються при зборі навантаження, є власна вага конструкцій, вагові характеристики матеріалів, динамічні впливи від транспорту, кліматичні навантаження (вітрові та снігові), а також специфіка функціонального

призначення будівлі. Збір навантаження та визначення коефіцієнту надійності за навантаженням γ_{fm} виконано відповідно до вимог [2].

Постійні навантаження:

- Власна вага: визначається та прикладається програмним комплексом автоматично;
- Вага шару покриття: CONIPROOF PES товщиною 2 мм становить $0,03 \text{ кН/м}^2$;
- Вага кладки: із газоблоків D500, висотою 0,9 м, товщиною 0,1 м становить $0,45 \text{ кН/м}$.

Змінні навантаження:

- Довготривалі: вага від тимчасових перегородок $0,65 \text{ кН/м}^2$; вага від обладнання та комунікацій $0,26 \text{ кН/м}^2$;
- Короткотривалі: корисні навантаження від службових приміщень $2,4 \text{ кН/м}^2$; динамічні навантаження від авто $5,04 \text{ кН/м}^2$ (найбільше характеристичне навантаження від легкового автомобіля $3,5 \text{ кПа}$ переведено у динамічний вплив відповідно до норм [2, 12]);

Сніг (з додатковим врахуванням навантаження біля парапетів):

– Граничне:

$$S_m = \gamma_{fm} S_0 C = \gamma_{fm} S_0 \mu C_e C_{alt} = 1,04 \times 1,45 \times 1 \times 1 = 1,508 \text{ кН/м}^2;$$

– Біля парапету (Схема 10 [2]):

$$1,872 \leq S_m \leq 1,508 \text{ кН/м}^2;$$

Вітер:

Будівля відповідає схемі 1 [2].

– Вітряна сторона:

до 5 м надземної частини каркасу:

$$W = \gamma_{fm} W_0 C = 1,04 \times 470 \times 0,48 = 0,235 \text{ кН/м}^2;$$

$$C = C_{aer} C_h C_{alt} C_{rel} C_{dir} C_d = 0,8 \times 0,6 = 0,48;$$

вище 5 м:

$$W = 1,04 \times 470 \times 0,8 = 0,391 \text{ кН/м}^2;$$

$$C=0,8 \times 1=0,8;$$

– Протилежна сторона:

до 5 м надземної частини каркасу:

$$W=0,176 \text{ кН/м}^2;$$

$$C=0,6 \times 0,6=0,36;$$

вище 5 м:

$$W=0,293 \text{ кН/м}^2;$$

$$C=0,6 \times 1=0,6;$$

Старший період коливань конструкції визначений емпірично:

$$T_1 = C_t \cdot H^{\frac{3}{4}} = 0,075 \cdot 9,9^{\frac{3}{4}} \approx 0,42 \text{ сек}$$

де H – загальна висота будівлі, м; C_t – емпіричний коефіцієнт, який залежить від типу конструкції: для залізобетонних конструкцій: $C_t = 0.075$.

Сейсміка:

– Сейсмічність району, де розташований об'єкт, не перевищує 6 балів за шкалою MSK-64.

2.3. Створення розрахункової схеми

Для створення розрахункової схеми трирівневого паркінгу, було обрано програмний комплекс Robot Structural Analysis Professional 2025 від компанії Autodesk. Ліцензія на користування отримана на правах Autodesk Education, терміном на 1 рік.

Після запуску та екрану завантаження, відкривається вікно програмного комплексу із початковим меню (Рисунок 2.1), що розділене на три секції: новий проєкт (New Project), попередні проєкти (Recent Project) та сповіщення (Notification).

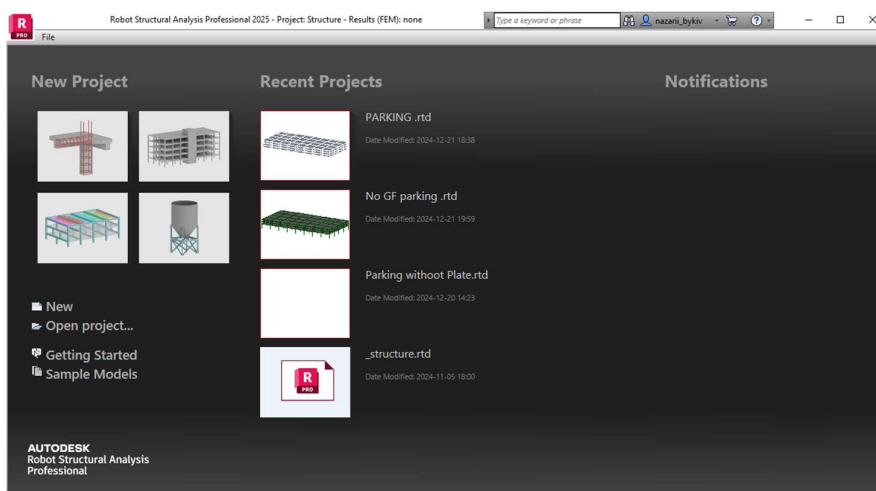


Рисунок 2.1 – Початкове меню програмного комплексу

При створенні нового проєкту, відкривається додаткове вікно із вибором початкових розрахункових умов (Рисунок 2.2). Для трирівневого паркінгу обрано тип тривимірних залізобетонних споруд.

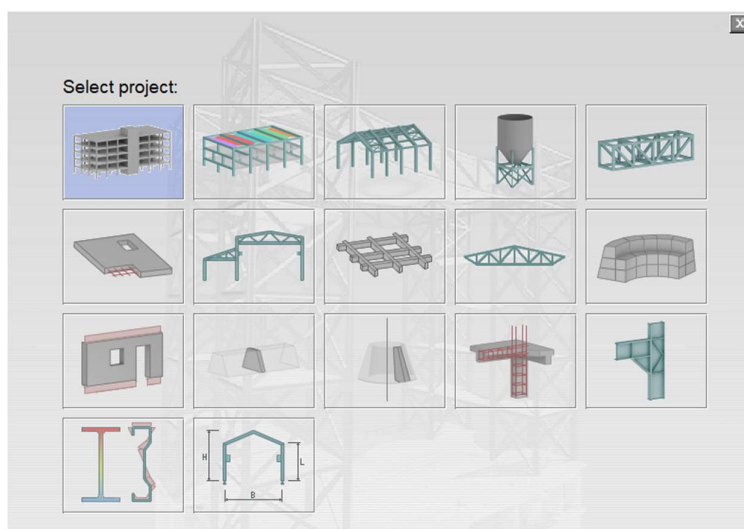


Рисунок 2.2 – Вікно вибору типу розрахунку

У робочому просторі, інструментом конструкційних осей (Рисунок 2.3) створено будівельну сітку у діапазонах 1-8 та А-Е. Для спрощення розрахунків, обрана сітка, що відповідає основній частині каркасу паркінгу, без врахування каркасів в'їзних та виїзних рамп.

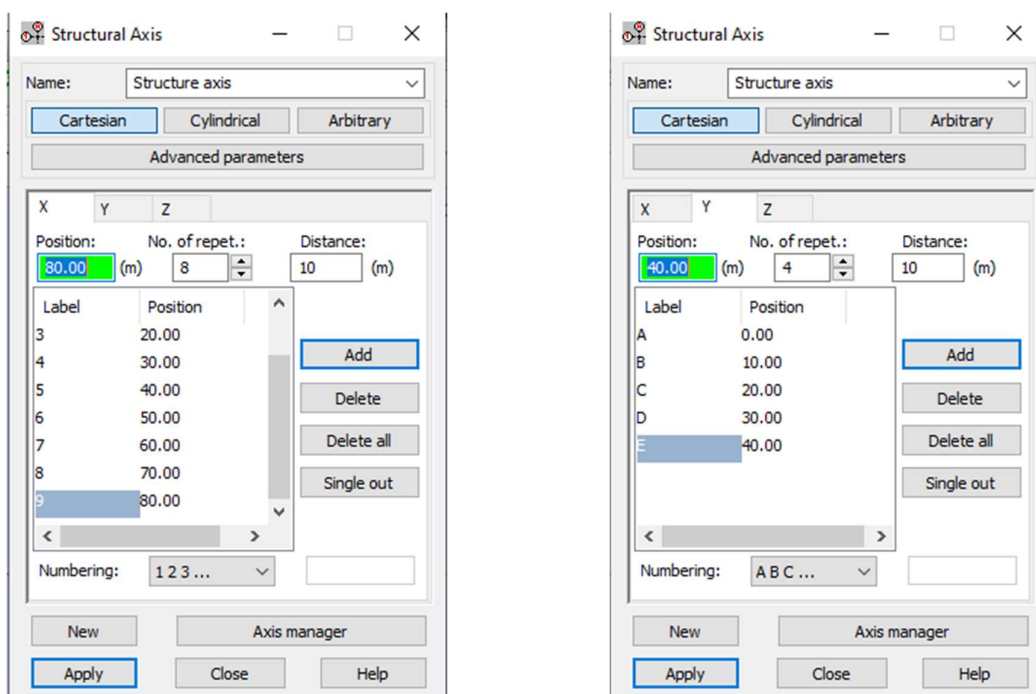


Рисунок 2.3 – Інструмент створення будівельної сітки

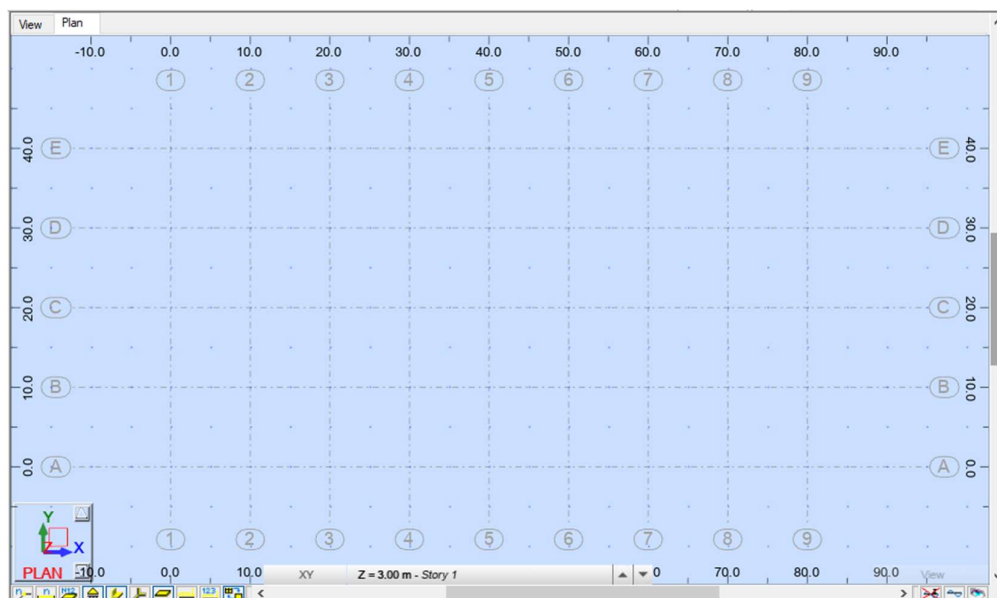


Рисунок 2.4 – Будівельна сітка в плані

Інструментом Stories створено рівні: GF – відмітка плити перекриття, що спирається на ґрунт або ж нульова відмітка першого поверху; G+1 – відмітка плити перекриття другого поверху; G+2 – відмітка плити перекриття третього поверху; Roof – відмітка плити покриття або ж рівень даху (Рисунок 2.5). Таким чином створено об’ємну будівельну сітку, із необхідними рівнями (Рисунок 2.6).

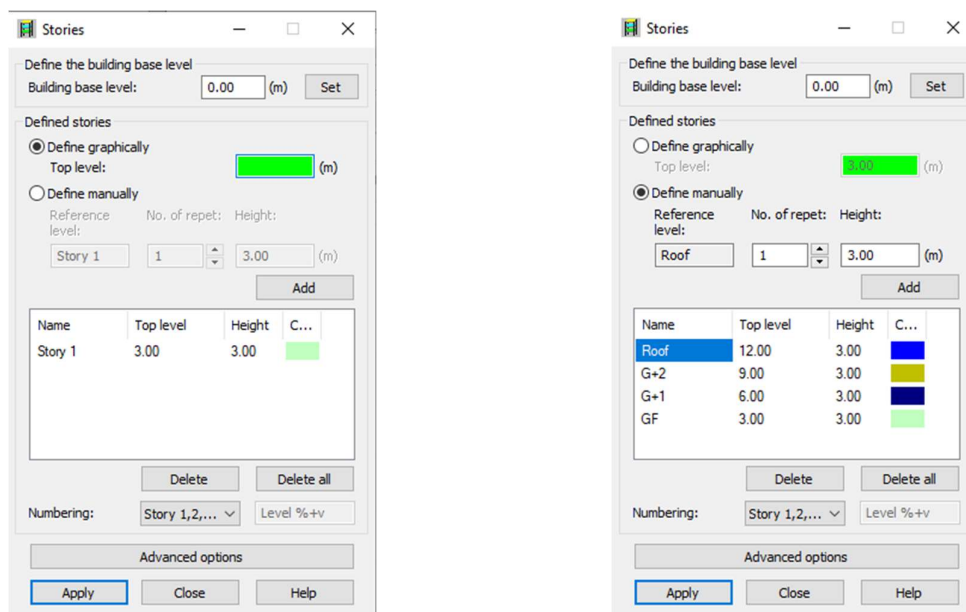


Рисунок 2.5 – Інструмент створення рівнів

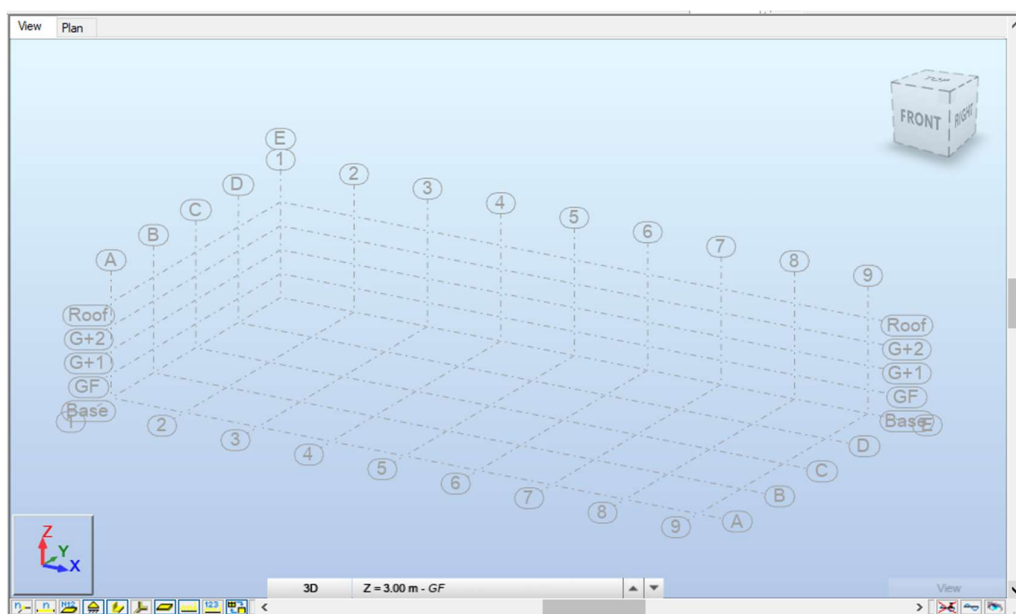


Рисунок 2.6 – Об'ємна будівельна сітка

У конструктивному редакторі, створено січення колон та балок з розмірами 50×50 см та 50×85 см відповідно. Задано матеріал для обох конструктивних елементів бетон класу С30/37 (Рисунок 2.7). У редакторі Floor створено плиту перекриття із бетону С30/37 товщиною 40 см (Рисунок 2.8).

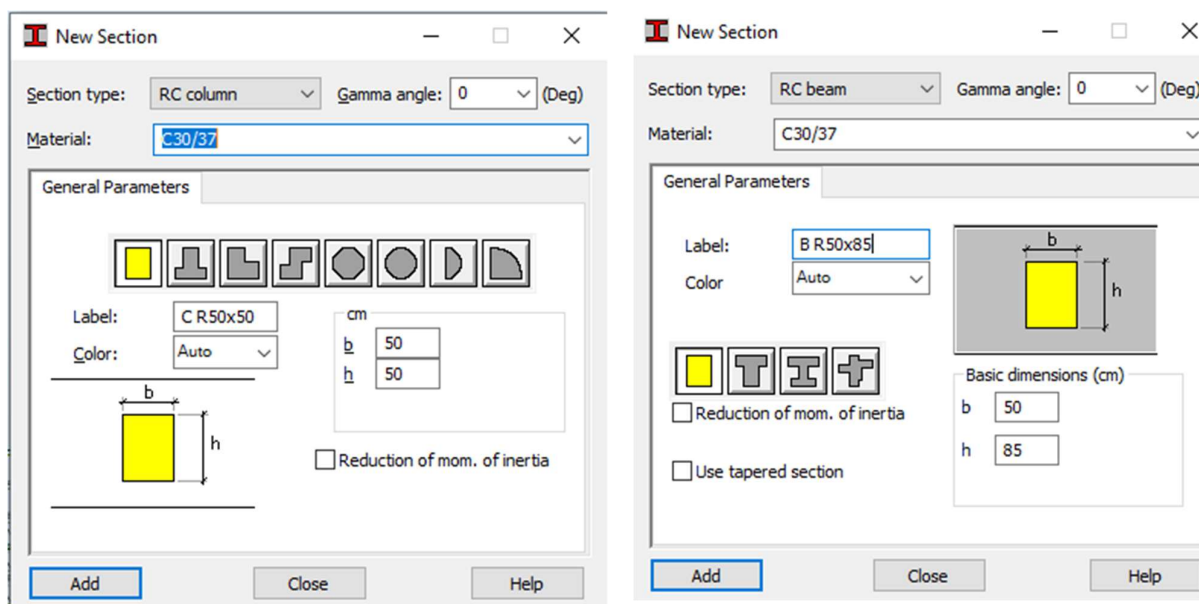


Рисунок 2.7 – Створення поперечних перерізів колони та балки

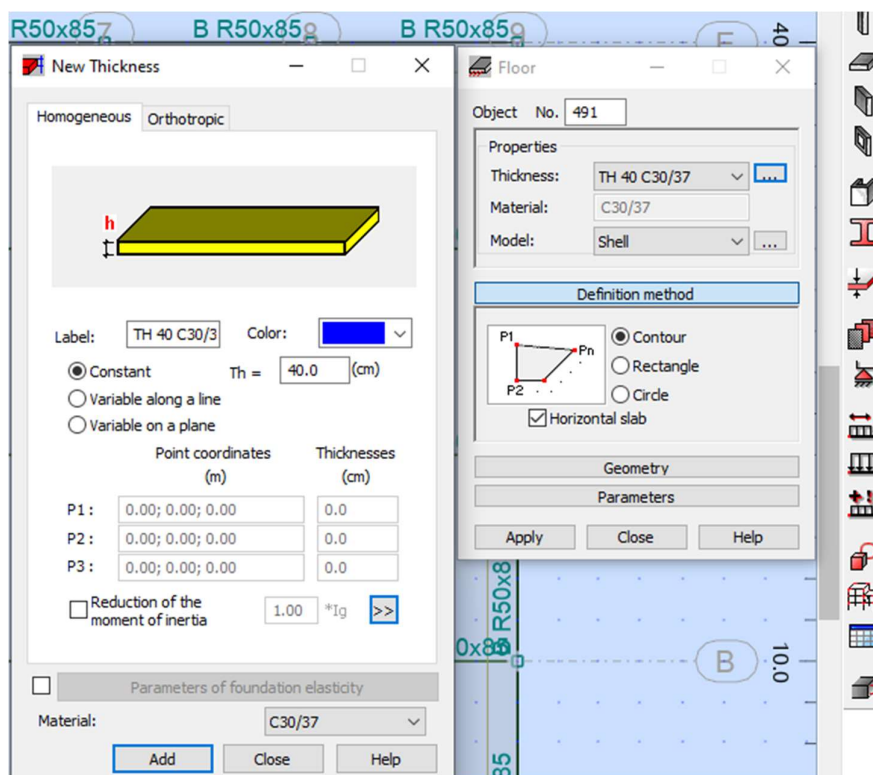


Рисунок 2.8 – Створення плити перекрыття

Із створених конструктивних елементів було сформовано об'ємний каркас залізобетонного паркінгу (Рисунок 2.9). По крайніх нижніх вузлах колон задано жорстке заземлення опор.

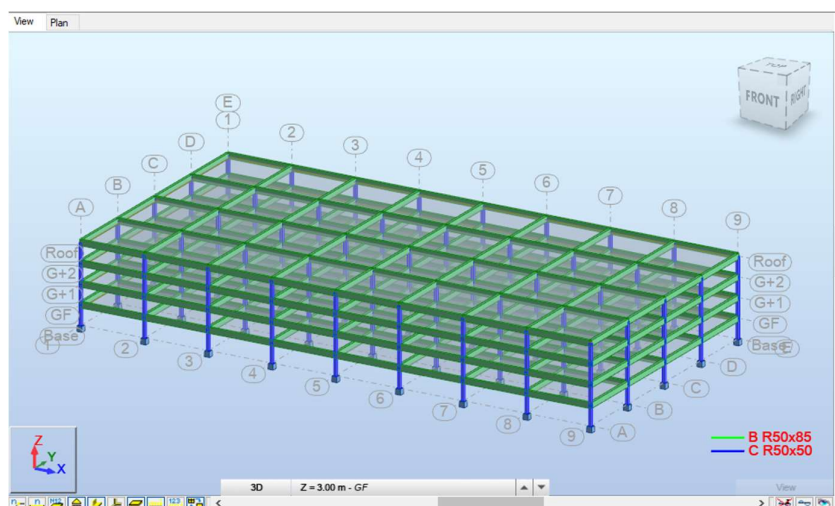


Рисунок 2.9 – Ізометричний вигляд об’ємного залізобетонного каркаса із жорстким заземленням опор

Наступним етапом, було створено 9 визначених випадків для задання постійних, змінних, снігових, вітряних та сейсмічних навантажень та впливів (Рисунок 2.10).

List of defined cases:			
No.	Case name	Nature	Analysis Type
1	SW	Structural	Static - Linear
2	DL	Structural	Static - Linear
3	Long-term	Category F	Static - Linear
4	Short-term	Category F	Static - Linear
5	Snow	Snow H<10...	Static - Linear
6	Wx	wind	Static - Linear
7	Wy	wind	Static - Linear
8	EQx	seismic	Static - Linear
9	EQy	seismic	Static - Linear

Buttons: Delete, Delete all, Close, Help

Рисунок 2.10 – Список визначених випадків навантажень та впливів

Постійні навантаження розділені на два випадки: власна вага конструкції (SW, рис.Рисунок 2.11) та інші постійні навантаження (DL, Рисунок 2.12). При розрахунку враховуються одночасно.

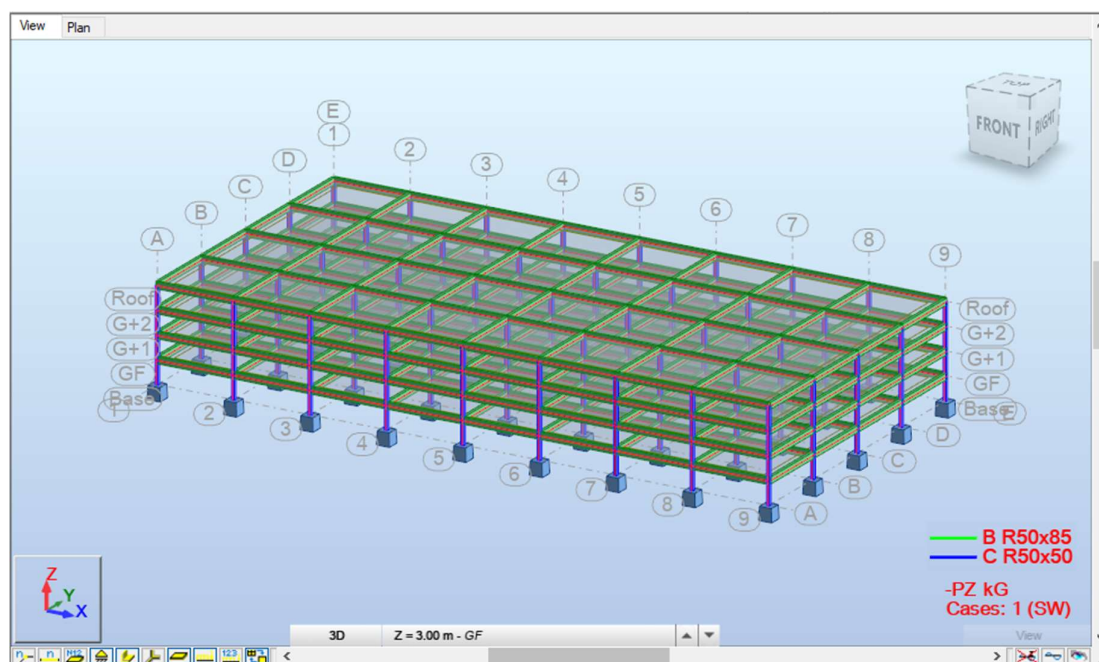


Рисунок 2.11 – Автоматичне врахування власної ваги конструкції

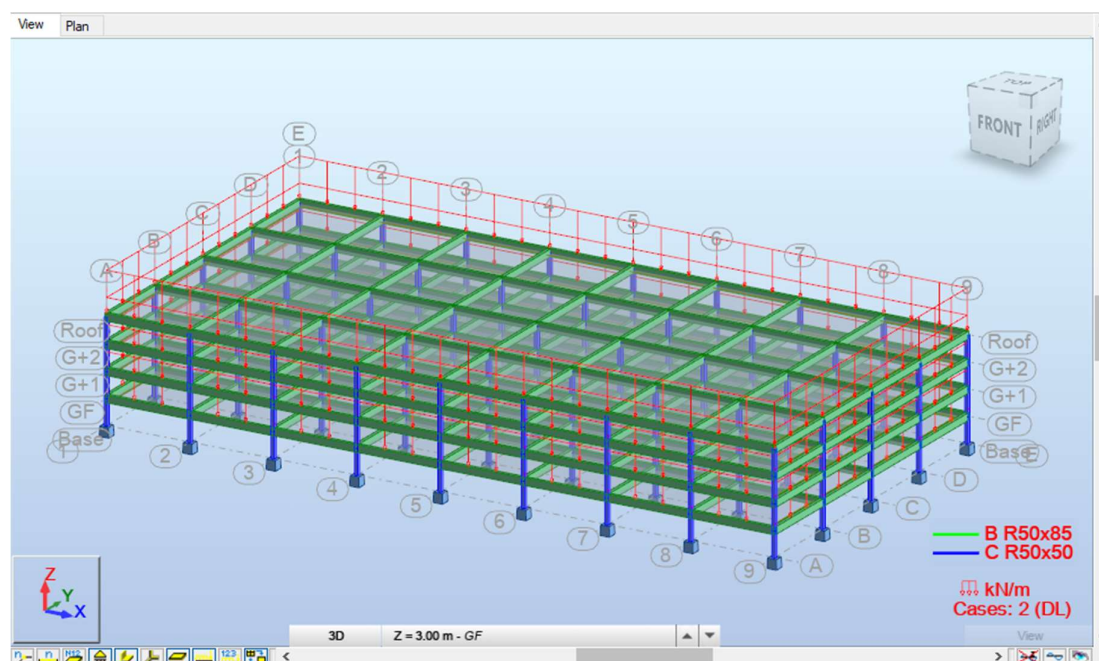


Рисунок 2.12 – Задання навантаження від парапету по зовнішніх балках

Змінні навантаження також представлені двома випадками: довготривалі (Long-term, Рисунок 2.13) та короткотривалі (Short-term, Рисунок 2.14). Категорія F – позначає, що розрахунок виконується для паркінгу легкових автомобілів.

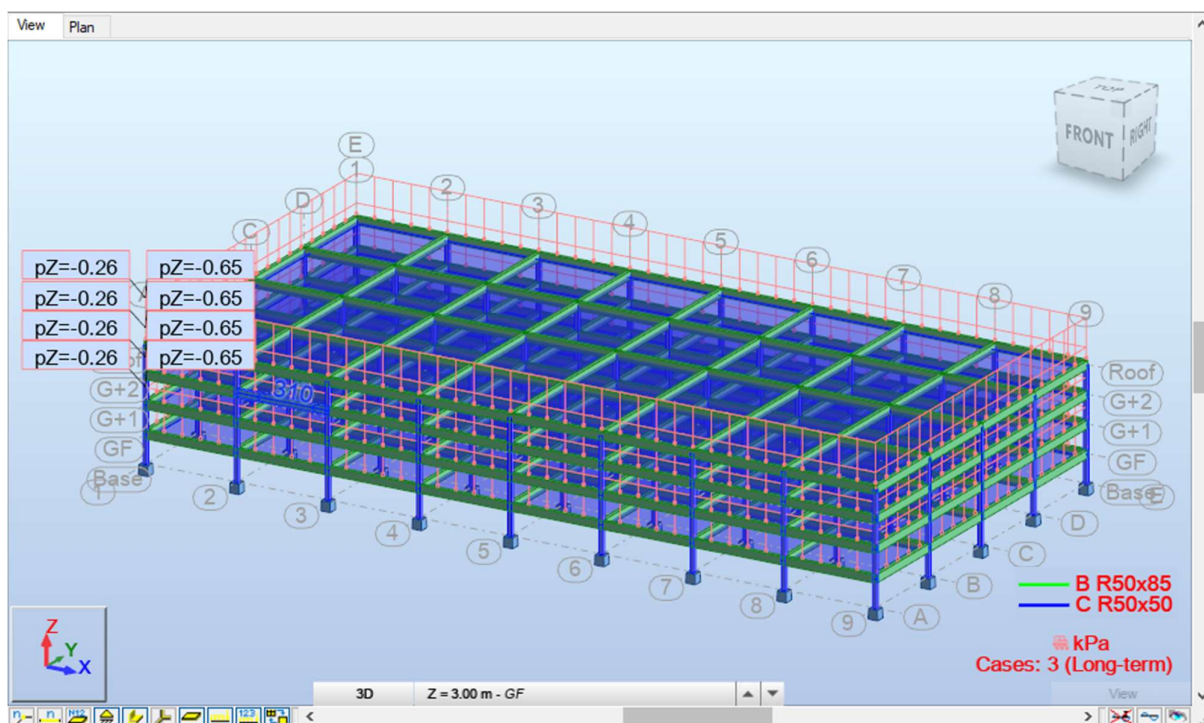


Рисунок 2.13 – Задання довготривалих навантажень

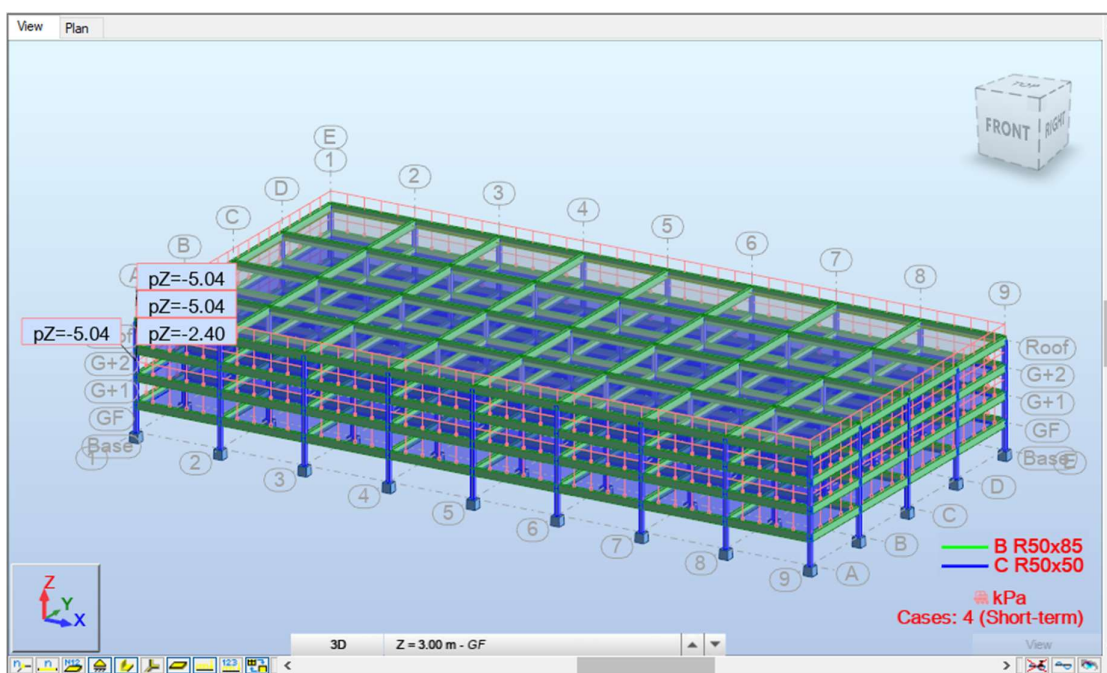


Рисунок 2.14 – Задання короткотривалих навантажень

Снігове навантаження задано одним випадком, як розподілене навантаження по площі плити перекриття (Рисунок 2.15). Додатково враховано навантаження від скупчення снігу біля парапету.

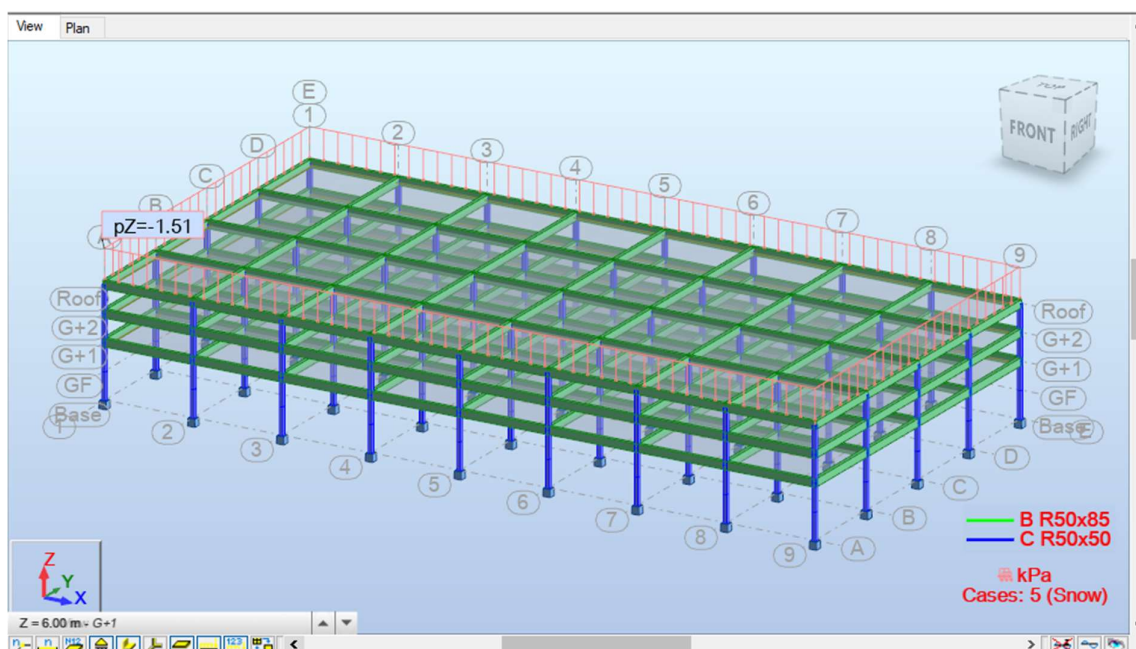


Рисунок 2.15 – Задання снігового навантаження

Вітрові навантаження задавалися у двох розрахункових напрямках: вздовж глобальної осі OX (випадок W_x , Рисунок 2.10) та глобальної осі OY (випадок W_y , Рисунок 2.10). Кожен із випадків задавався окремо по зовнішніх колонах каркасу будівлі, починаючи з рівня GF (Рисунок 2.16, Рисунок 2.17).

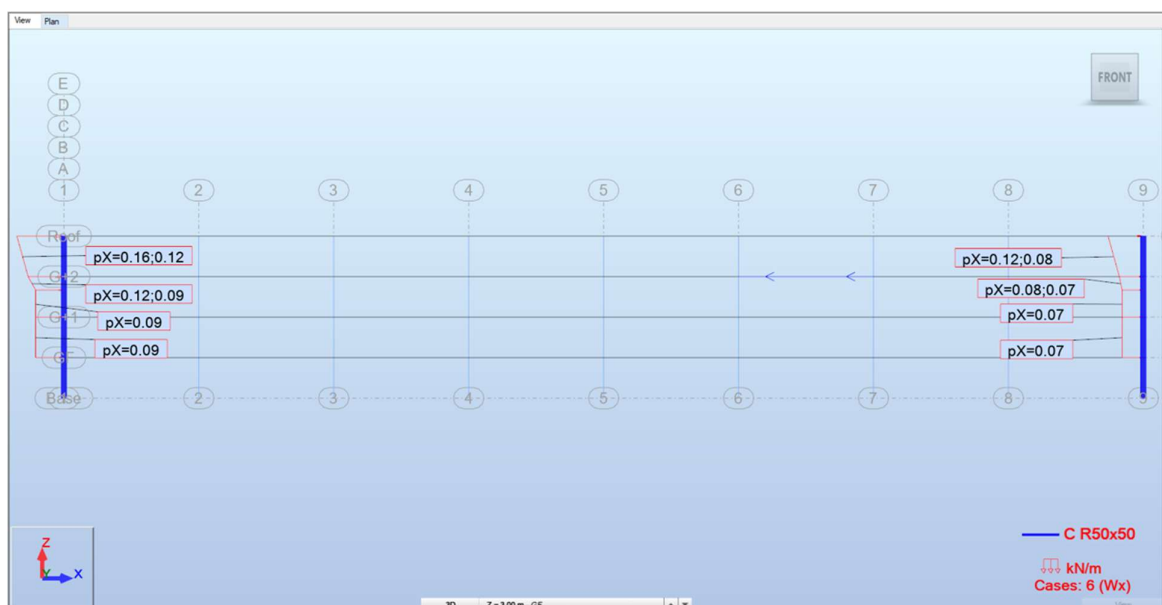


Рисунок 2.16 – Задання тиску вітру в напрямку OX

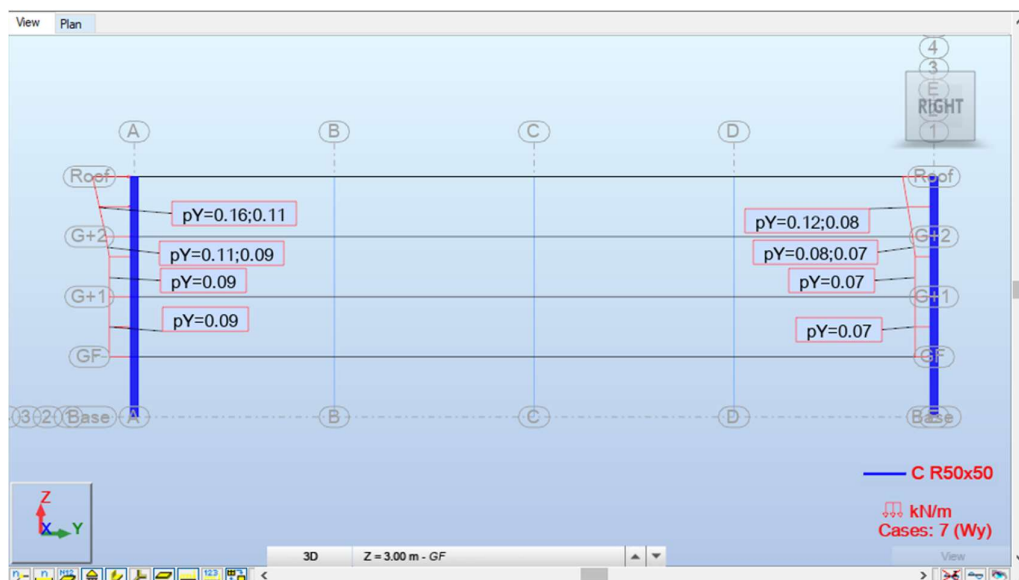


Рисунок 2.17 – Задання вітрового тиску в напрямку OY

2.4. Аналіз результатів розрахункової схеми

Усі результати розрахунку представлені із врахуванням типу комбінації за граничним станом міцності USL (Рисунок 2.18 – Рисунок 2.23), що створений програмним комплексом автоматично та відповідає першій групі граничних станів. Реакції, що виникли у консольних опорах (Рисунок 2.18, Рисунок 2.19), вважаються таким, що діятимуть на підшву фундаменту.

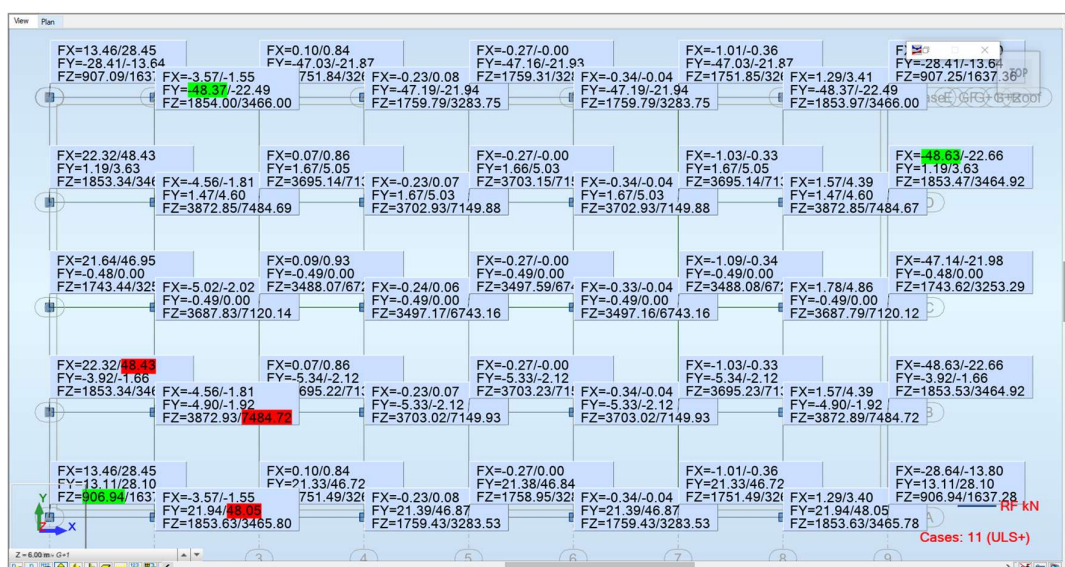
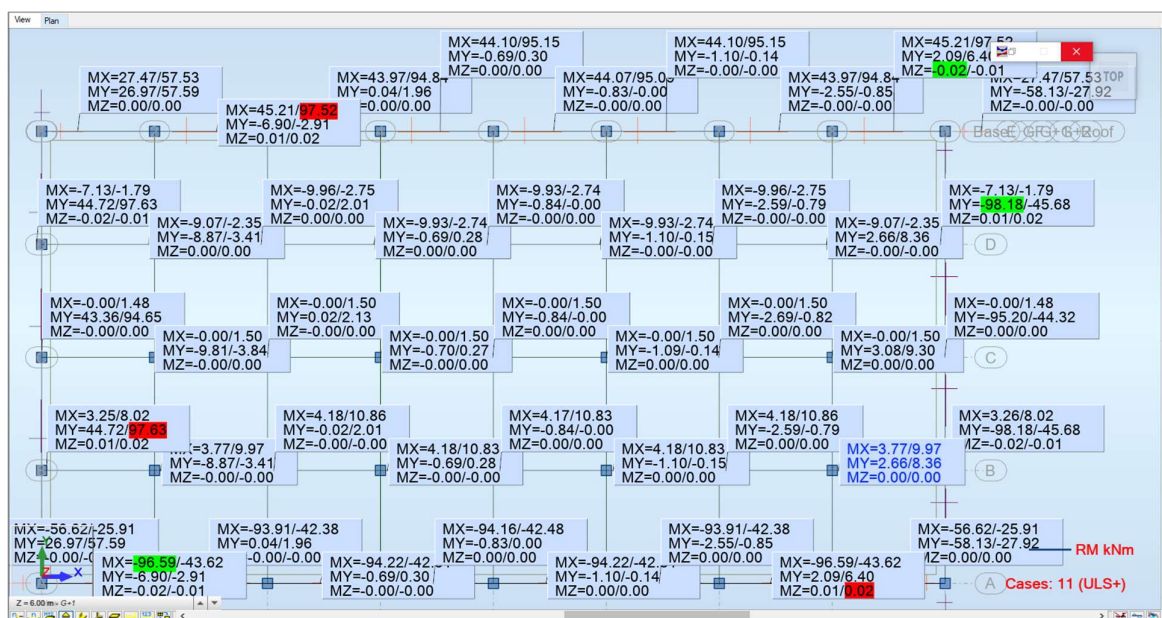
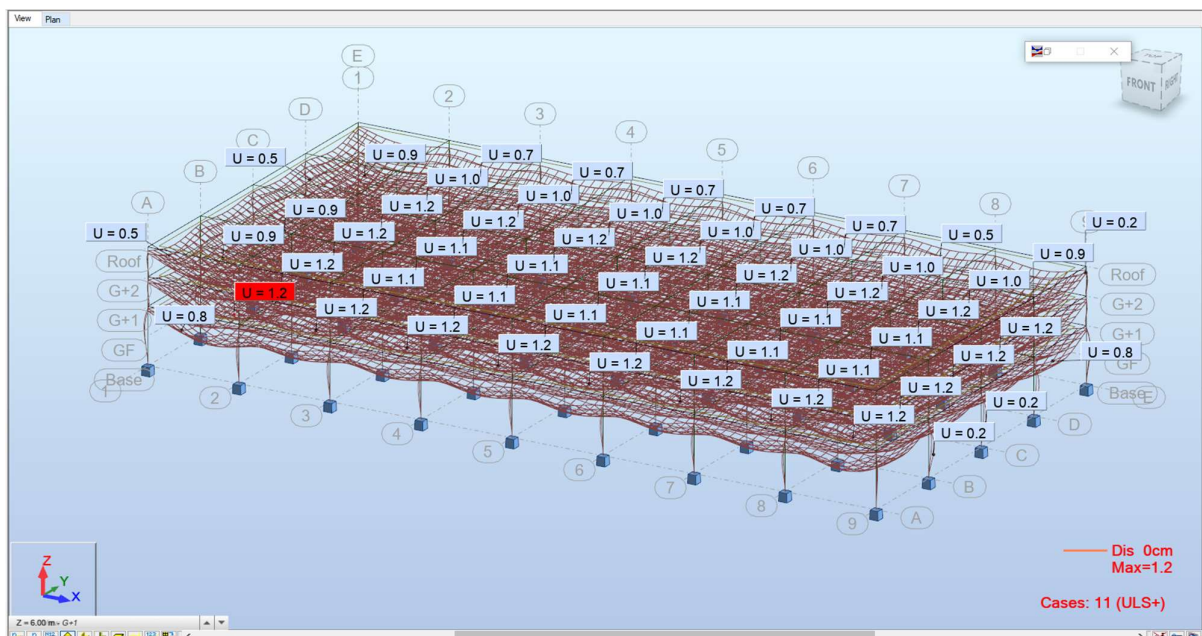


Рисунок 2.18 – Силіві реакції у вузлах защемлення



Також отримані результати переміщень (Рисунок 2.20), повздовжніх та поперечних сил (Рисунок 2.21), моментів згину та кручення (Рисунок 2.22) та нормальних напружень (Рисунок 2.23).



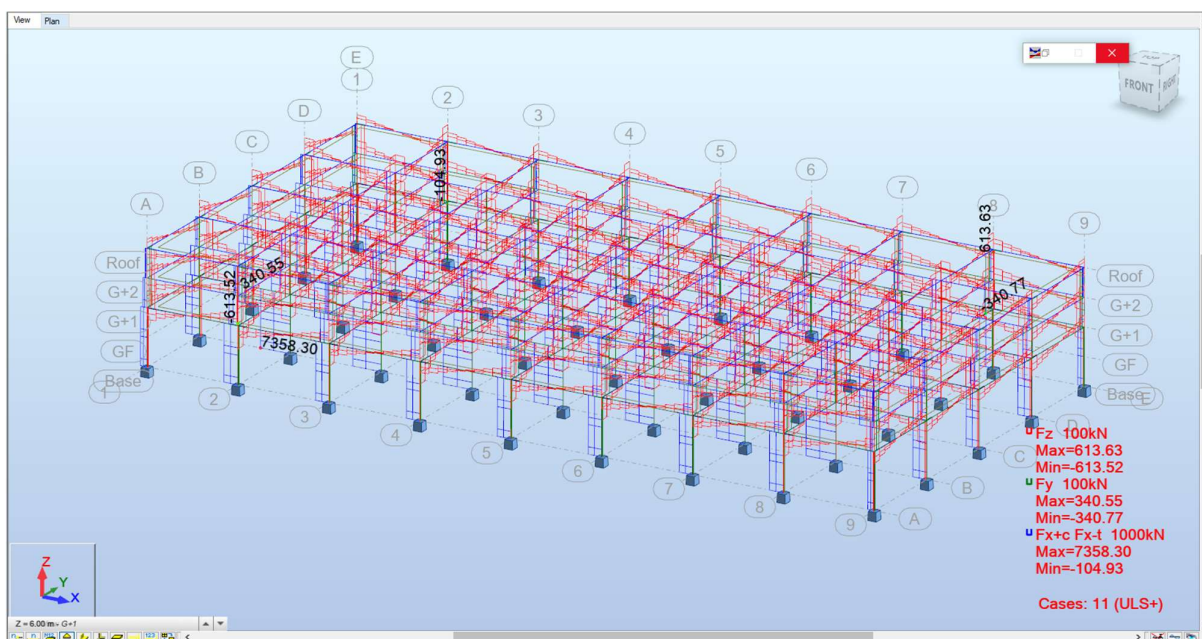


Рисунок 2.21 – Результуюча схема силових факторів у каркасі

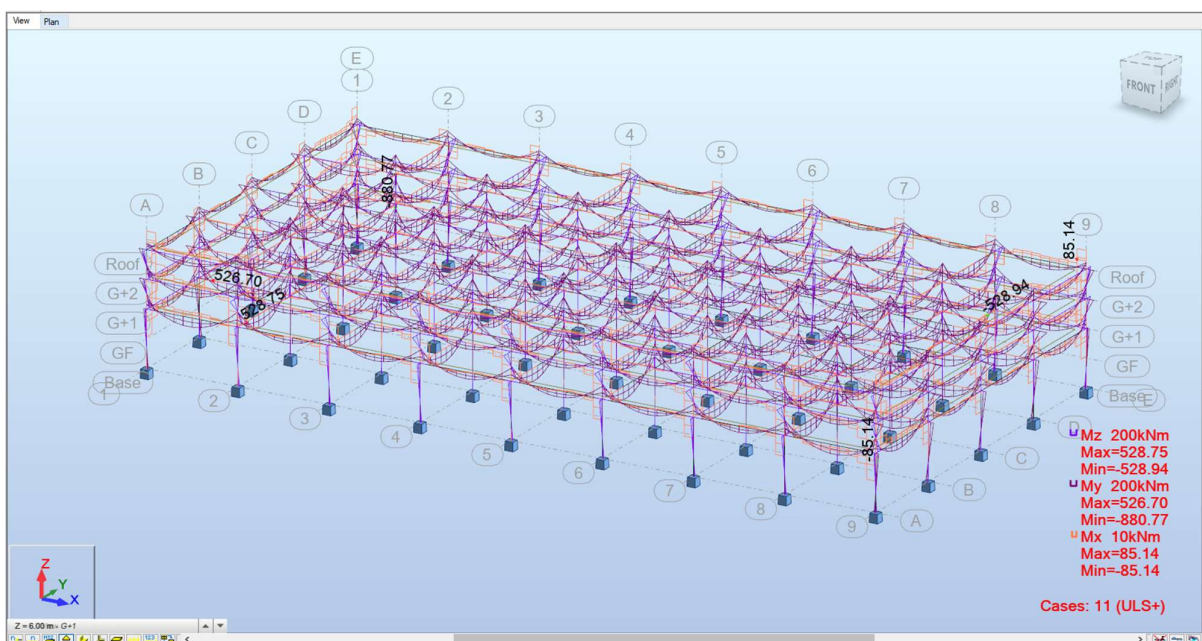


Рисунок 2.22 – Результуюча схема моментних факторів у каркасі

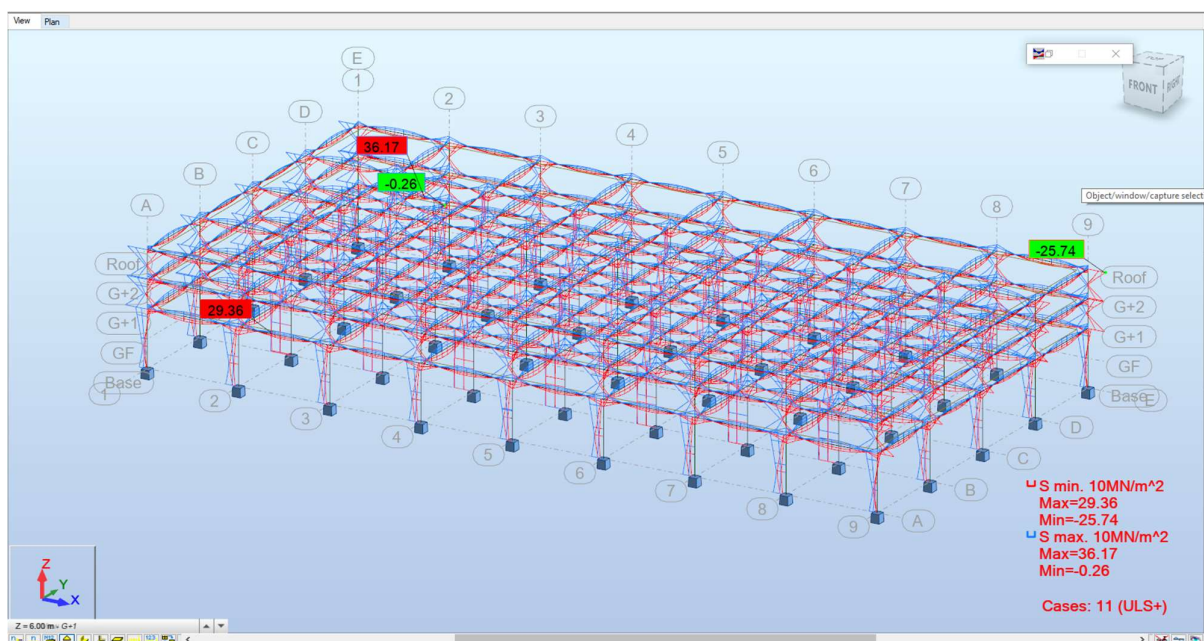


Рисунок 2.23 – Результуюча схема нормальних напружень у каркасі

Із аналізу отриманих результатів, можна зробити висновок, що центральна частина каркасу забезпечує необхідну жорсткість конструкції, та сприймає основне навантаження. Попри це, кутові частини каркасу зазнають значніших крутних моментів, що варто врахувати при розрахунку фундаменту.

2.5. Розрахунок монолітної колони

Для оптимізації та полегшення виконання будівельних робіт, виконано уніфікацію залізобетонних колон монолітного каркасу до трьох типів: центральні колони (Км-1), що сприймають найбільші зусилля; бокові колони (Км-2), що зазнають великих деформацій M_z або M_y ; кутові колони (Км-3), що зазнають великих деформацій від M_z та M_y одночасно. Усі три типи колон, нижче рівня GF мають однакову геометрію (Рисунок 2.24). Для кожної із типів колон виконано підбір армування у програмному комплексі Robot Structural Analysis Professional.

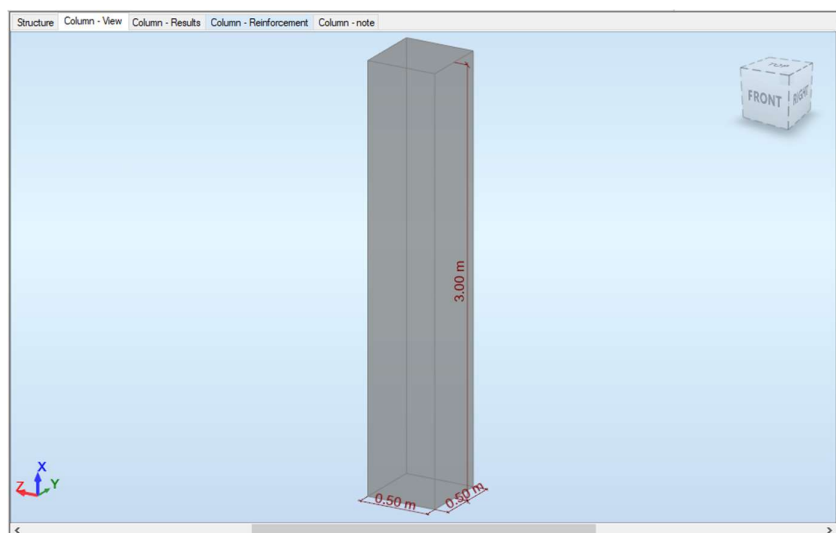


Рисунок 2.24 – Типова геометрія колони нижче рівня GF

Відповідно до отриманих результатів із Robot Structural Analysis Professional для Км-1-1 (Рисунок 2.25), максимальна нормальна сила, яку вона сприймає, становить $N = 6725,22$ кН. Максимальні значення моментів у площинах M_y і M_z – $134,50$ кНм. Усі коефіцієнти безпеки (R_d/S_d , M_{Rd}/M_{Sd} , N_{Rd}/N_{Sd}) перевищують 1,00, що свідчить про задовільний стан конструкції при заданих навантаженнях. Діаграми взаємодії вказує на те, що зусилля в колоні не перевищують меж міцності.

Колона симетрично армована 14-ма поздовжніми стержнями із сталі B500C діаметром 25 мм та поперечним армуванням 54-ма стержнями діаметром 10 мм (Рисунок 2.26).

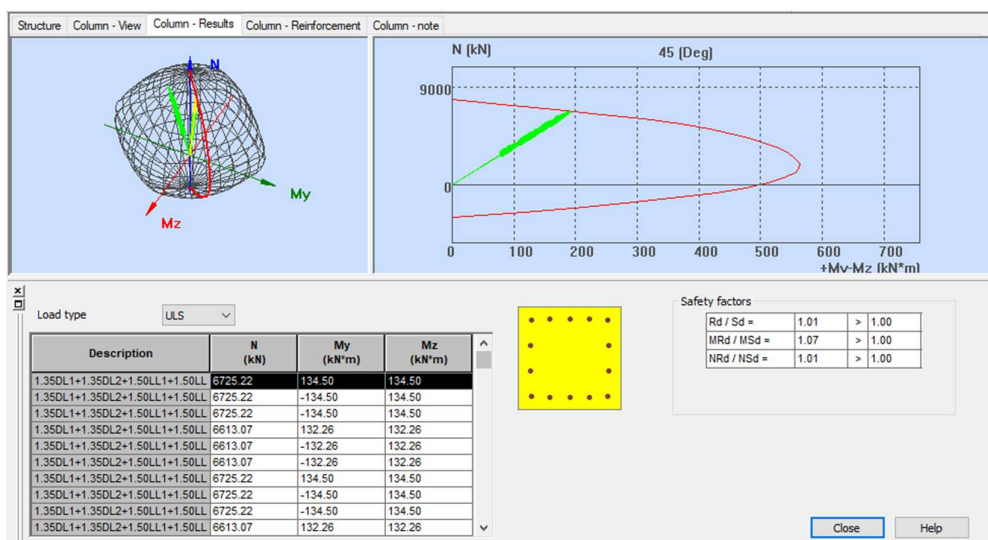


Рисунок 2.25 – Результати міцності колони Км-1-1

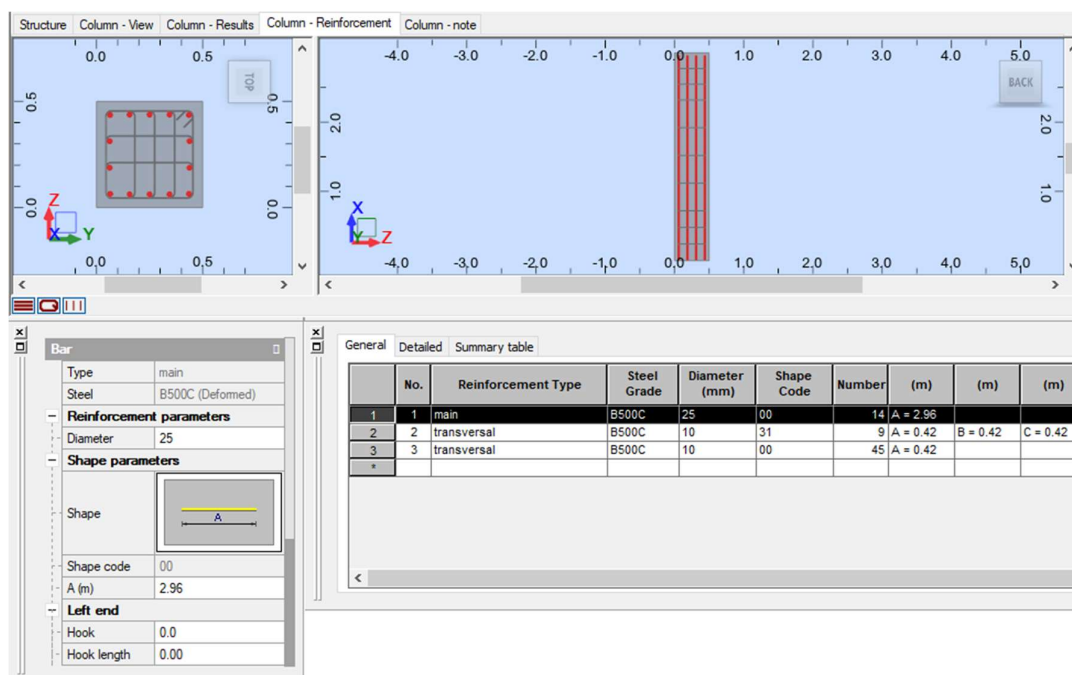


Рисунок 2.26 – Результати підбору армування колони Км-1-1

Із результатів для Км-2-1 (Рисунок 2.27), максимальна нормальна сила становить $N = 3253,18$ кН. Максимальні значення моментів у площині M_y – 119,05 кНм, у площині M_z – 65,06 кНм. Усі коефіцієнти безпеки перевищують 1,00 і зусилля в колоні не перевищують меж міцності.

Колона симетрично армована 4-ма поздовжніми стержнями діаметром 14 мм та поперечним армуванням 14-ма стержнями діаметром 6 мм (Рисунок 2.28).

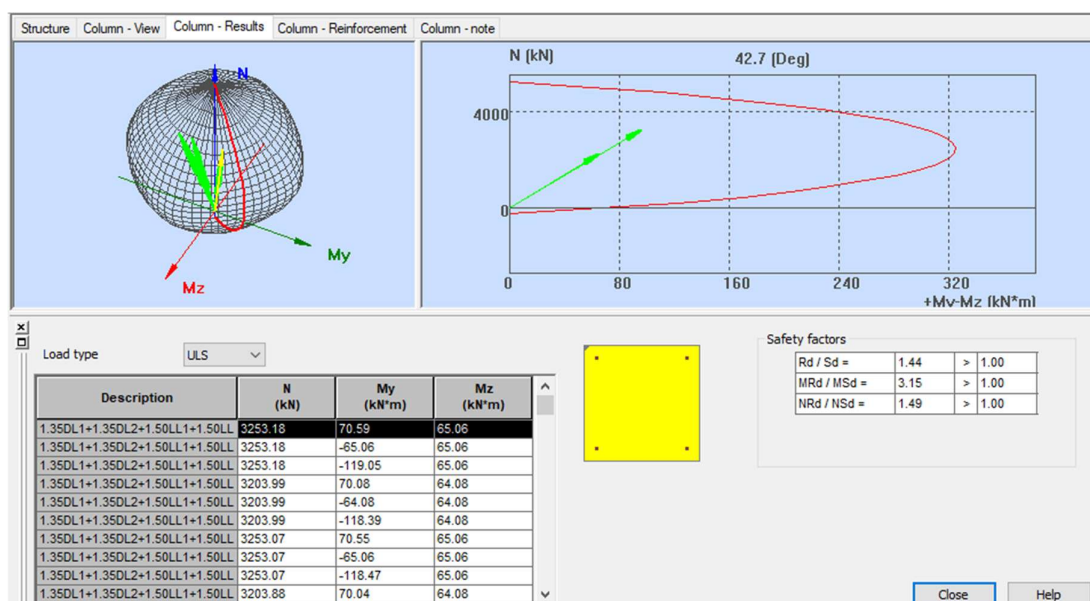


Рисунок 2.27 – Результати міцності колони Км-2-1

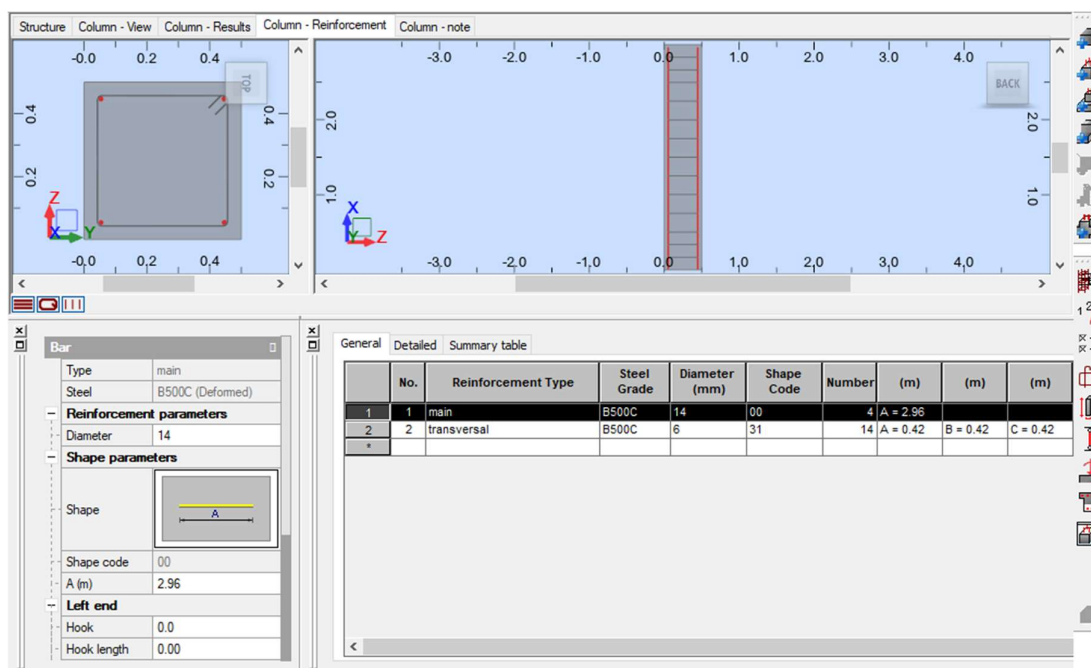


Рисунок 2.28 – Результати підбору армування колони Км-2-1

У колоні типу К-3-1 найбільші N – 1637,18 кН, M_y – 69,86 кНм, M_z – 56,62 кНм (Рисунок 2.29). Параметри міцності та безпеки забезпечені. Повздовжнє армування підбрано симетрично із арматури B500C 4Ø14 мм, а поперечне із B500C 14Ø6 мм.

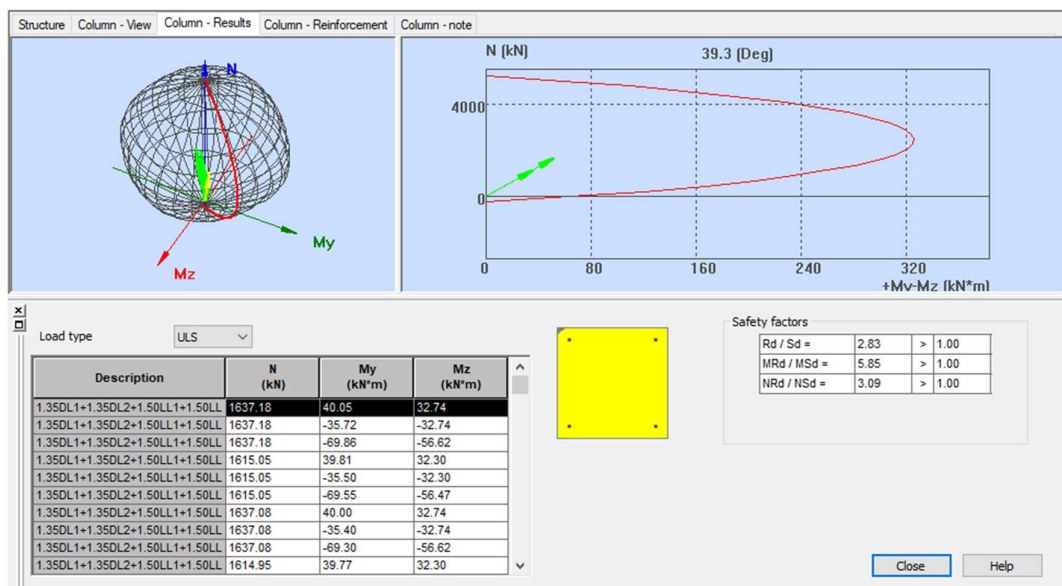


Рисунок 2.29 – Результати міцності колони Км-3-1

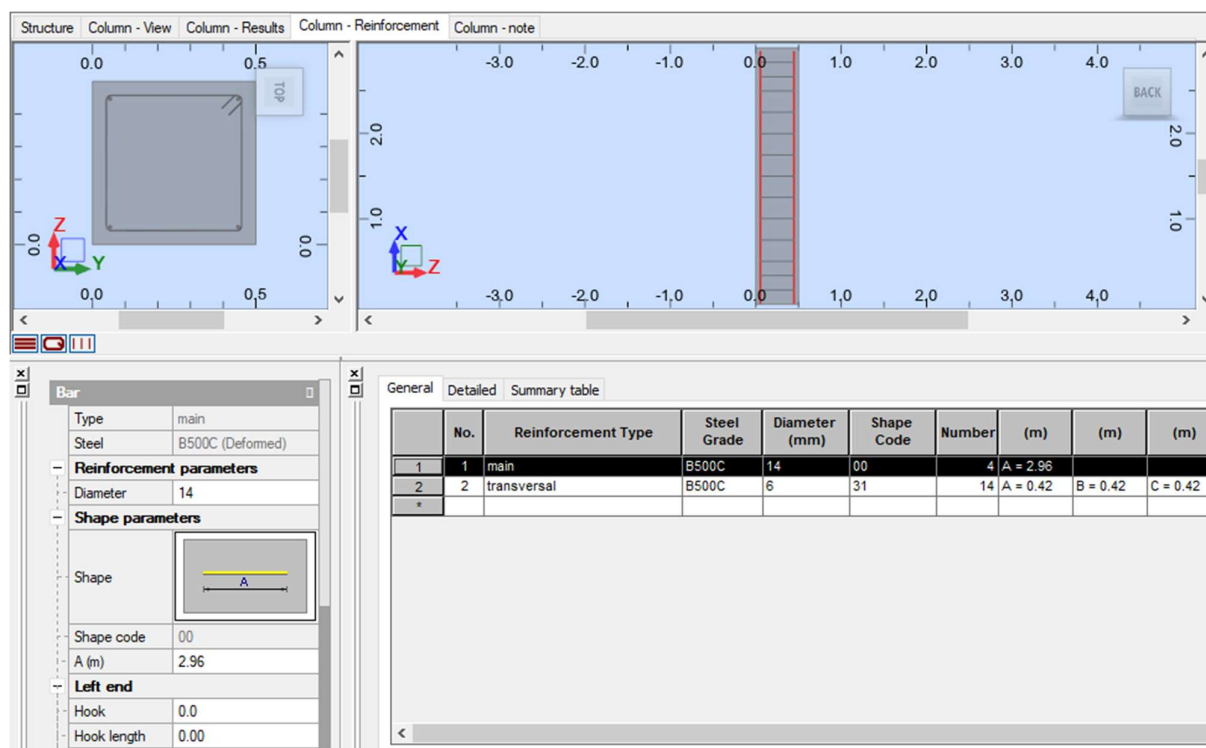


Рисунок 2.30 – Результати підбору армування колони Км-3-1

Починаючи із рівня G+1, армування для центральних колон Км-1-2 Robot Structural Analysis Professional зменшує до 6-ти поздовжніх стержнів діаметром 14 мм. На рівні G+2 – армування центральної колони Км-1-3 виконується 4-ма стержнями діаметром 14 мм. Для інших колон армування залишається незмінним. Клас бетону для виготовлення колон прийнято C30/35.

2.6. Розрахунок монолітного перекриття та балок

У програмному комплексі виконано розрахунок монолітного перекриття на рівні G+1. Результати представлено картами розподілу верхнього та нижнього армування вздовж осей X та Y (Рисунок 2.31 – Рисунок 2.34).

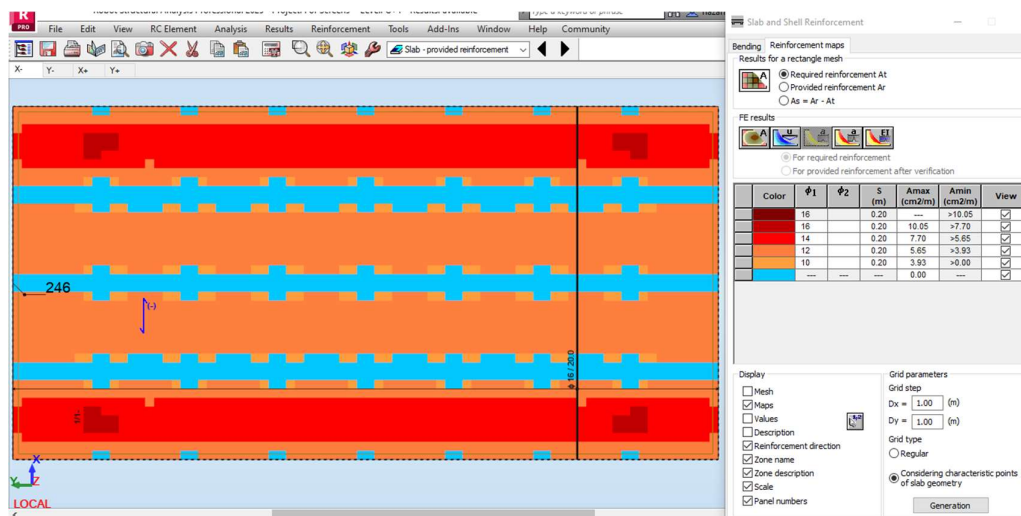


Рисунок 2.31 – Розподіл нижнього армування вздовж осі X

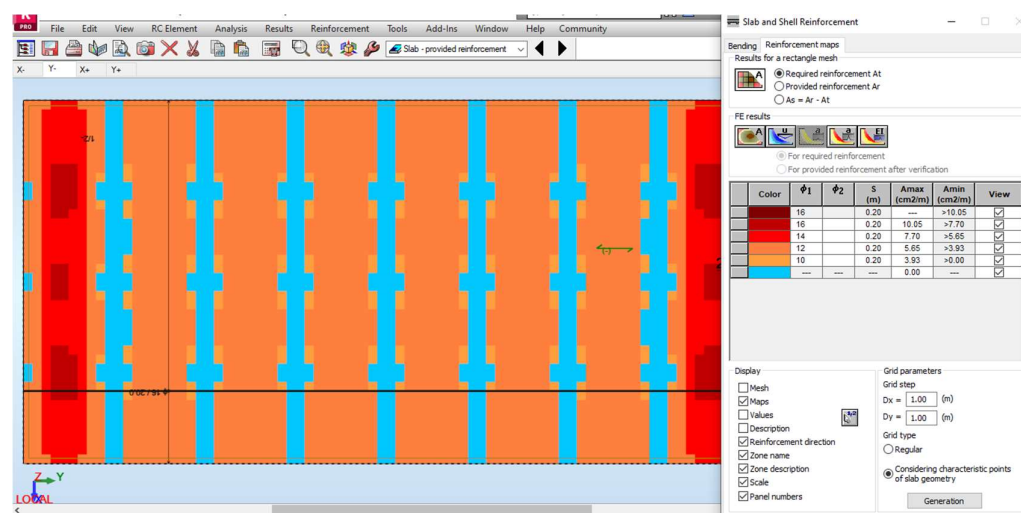


Рисунок 2.32 – Розподіл нижнього армування вздовж осі Y

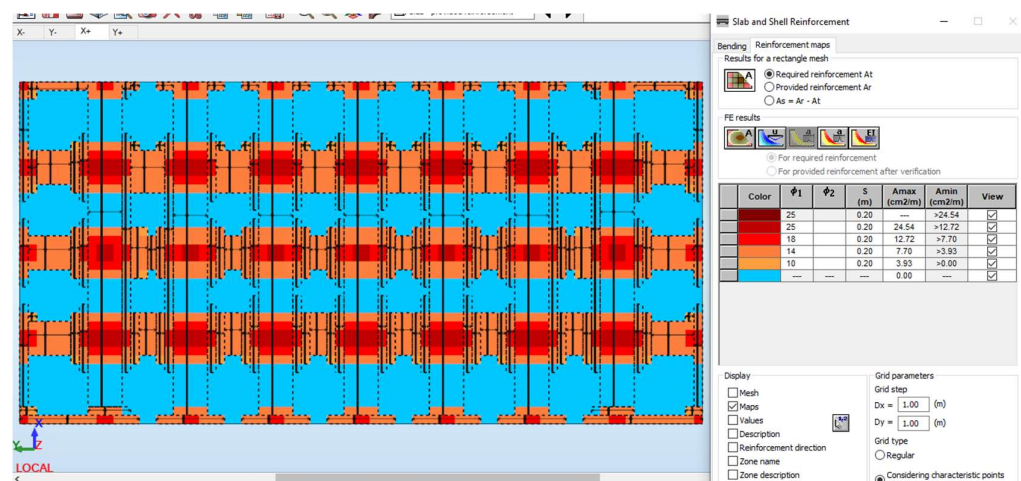


Рисунок 2.33 – Розподіл верхнього армування вздовж осі X

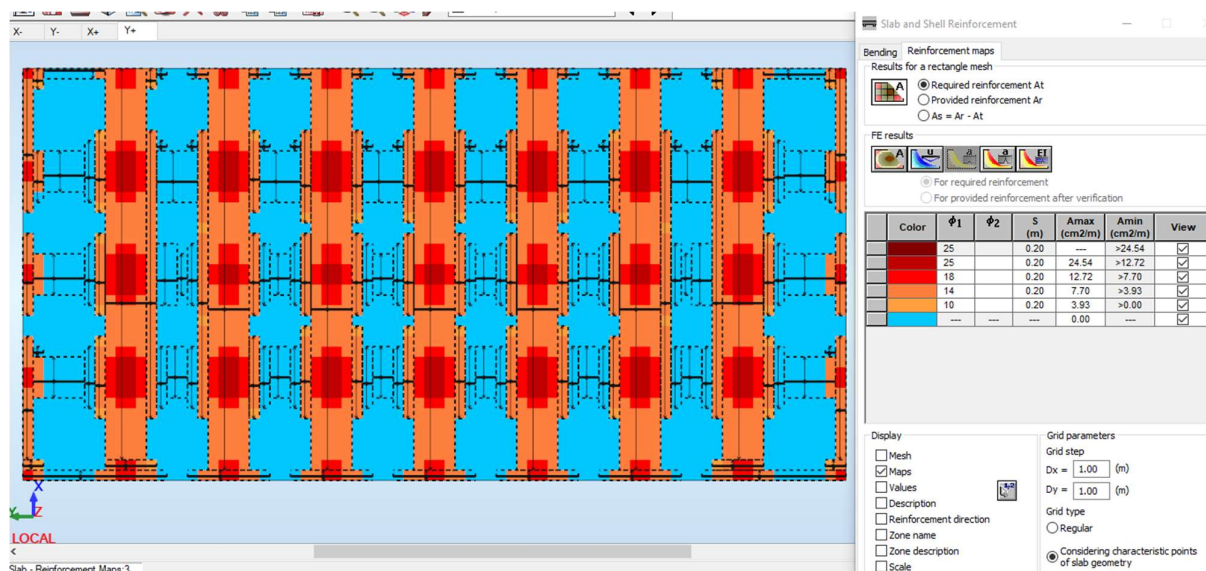


Рисунок 2.34 – Розподіл верхнього армування вздовж осі Y

Із отриманих результатів помітно потребу нарощувати армування у верхній частині плити довкола колон, стержнями Ø25 мм та кроком 20 см. Додатково виокремлено зони та вказано напрямки армування у них.

Отже, армування монолітної плити нижнього шару виконується в обох напрямках X та Y стержнями A500C Ø12, кроком 200 мм та загальною довжиною 33600 м.п. Армування верхнього шару в обох напрямках стержнями A500C Ø14, кроком 200 мм та загальною довжиною 33600 м.п. Додатково армуються місця довкола колон стержнями Ø20 мм з кроком 200 мм. Матеріал для виготовлення плит перекриття обрано бетон класу C30/35.

Навантаження із плит перекриття 2-го, 3-го поверхів та даху, передаються на монолітну залізобетонну балку. Враховуючи специфіку конструкції, виокремлено три типи балок: Бм-1 – центральні балки, Бм-2 – крайні балки, перпендикулярні до контуру будівлі, Бм-3 – крайні балки вздовж контуру будівлі. Балки з'єднані з колонами жорстким защемленням (Рисунок 2.35).

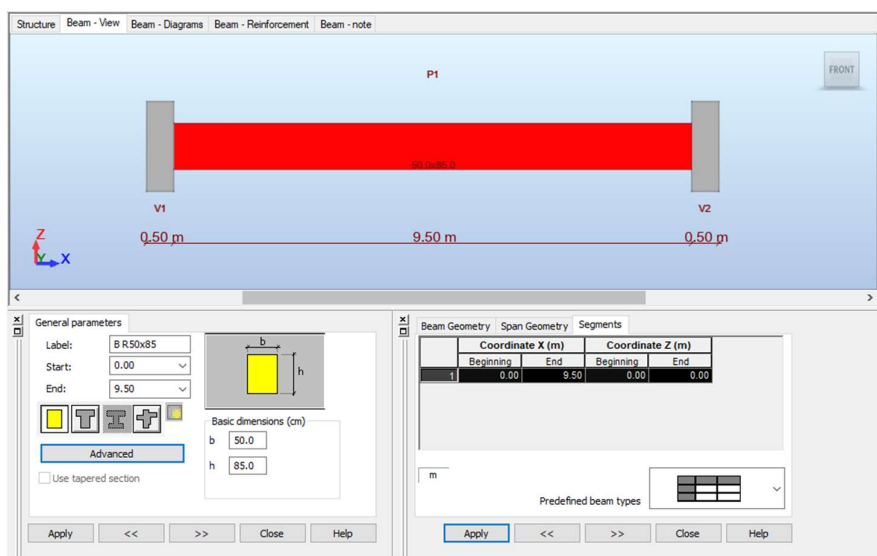


Рисунок 2.35 – Геометричні параметри монолітної балки

Програмний комплекс Robot Structural Analysis Professional виконав розрахунок, побудував епюри та спроектував відповідне армування для трьох типів балок: Бм-1 (Рисунок 2.36, Рисунок 2.37), Бм-2 (Рисунок 2.38, Рисунок 2.39) та Бм-3 (Рисунок 2.40, Рисунок 2.41). Так, для центральних балок Бм-1 підібрано армування із стержнів B500C: 6Ø16 – нижня робоча арматура та 6Ø16 – верхня робоча арматура, довжинами 11100 мм; 12Ø16 – верхня робоча арматура довжиною 2600 мм; 2Ø16 – верхня монтажна арматура довжиною 11100 мм; 68Ø10 – поперечних хомутів довжиною 2080 мм.

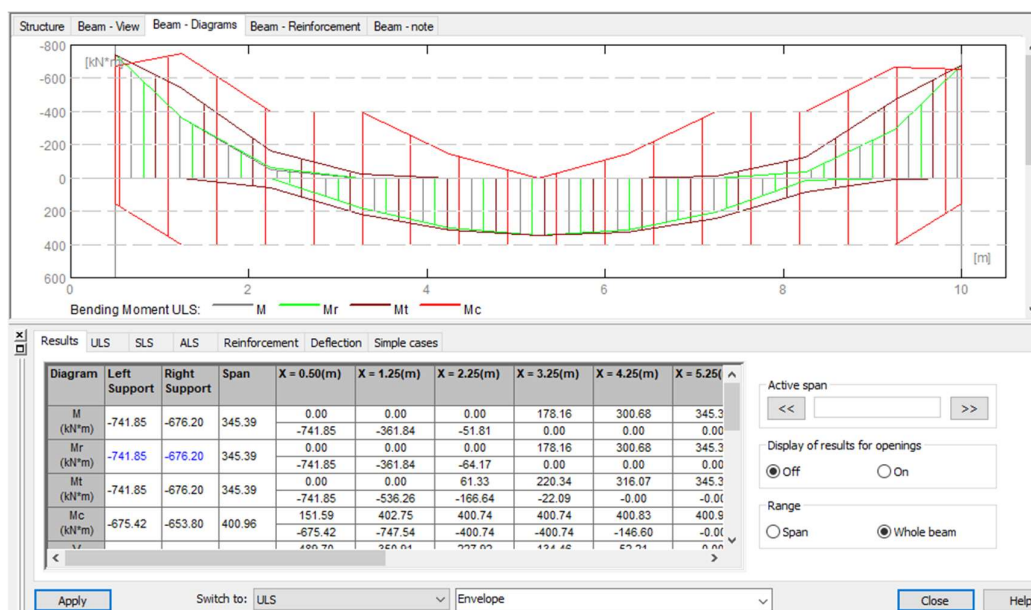


Рисунок 2.36 – Епюра моментів Бм-1

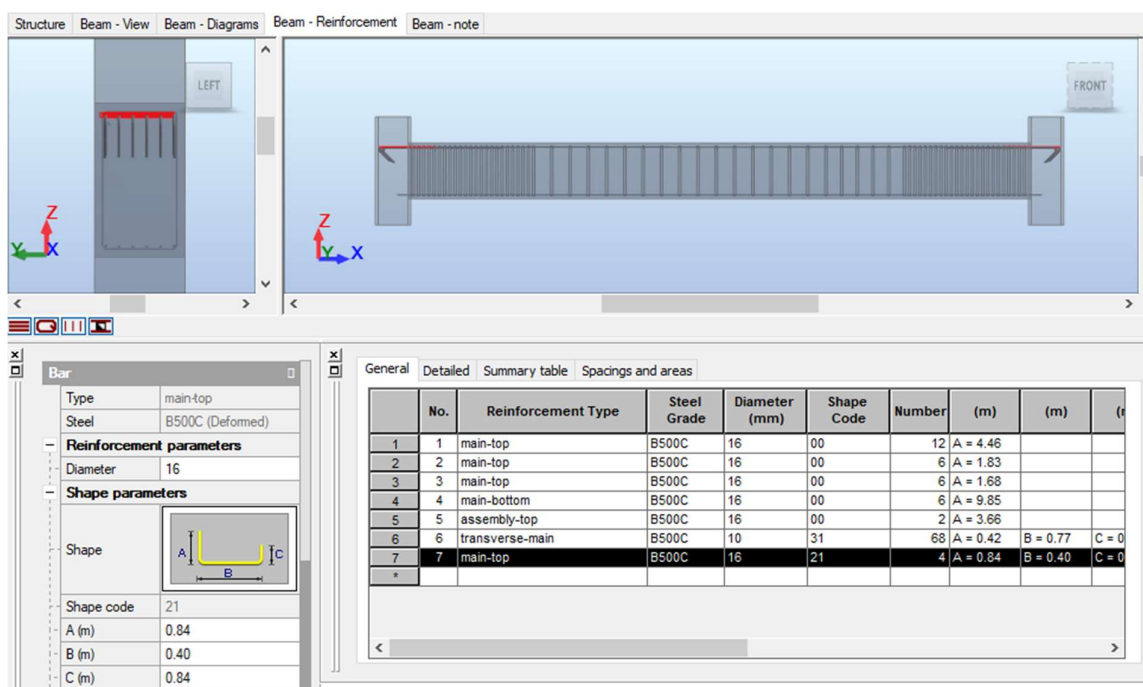


Рисунок 2.37 – Армування балки Бм-1

Для балок Бм-2 підібрано армування із стержнів B500C: 8Ø16 – нижня робоча арматура та 6Ø16, 8Ø25 – верхня робоча арматура; 5Ø16 – верхня монтажна арматура; 111Ø10 – поперечних хомутів довжиною 770 мм.

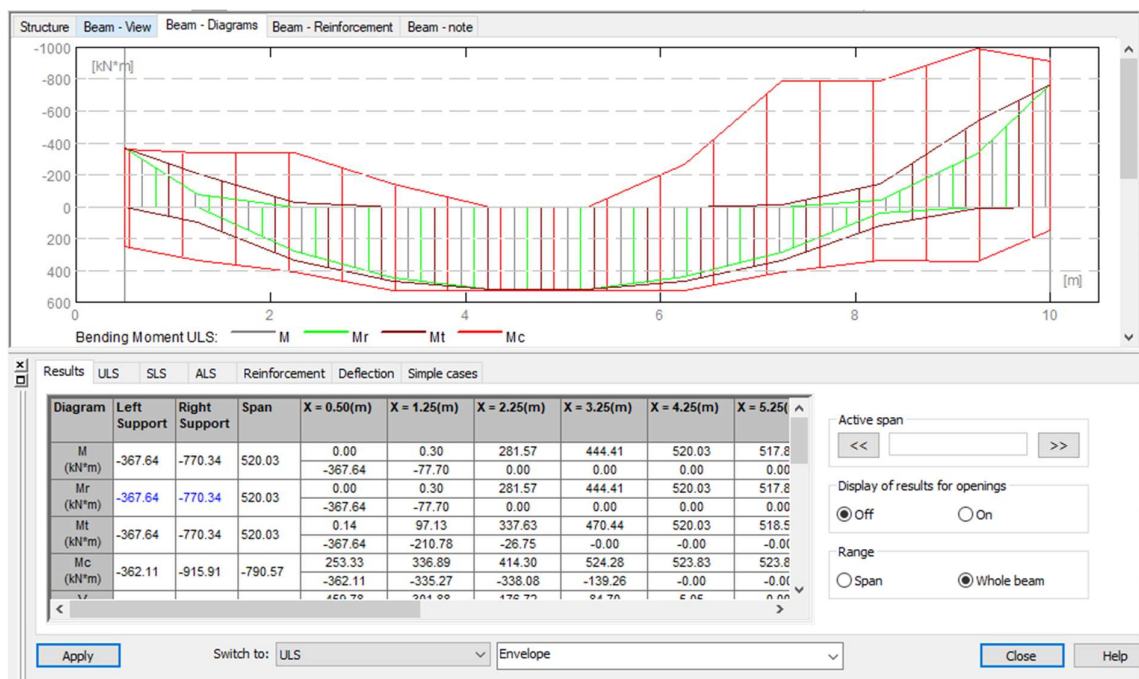


Рисунок 2.38 – Еюра моментів Бм-2

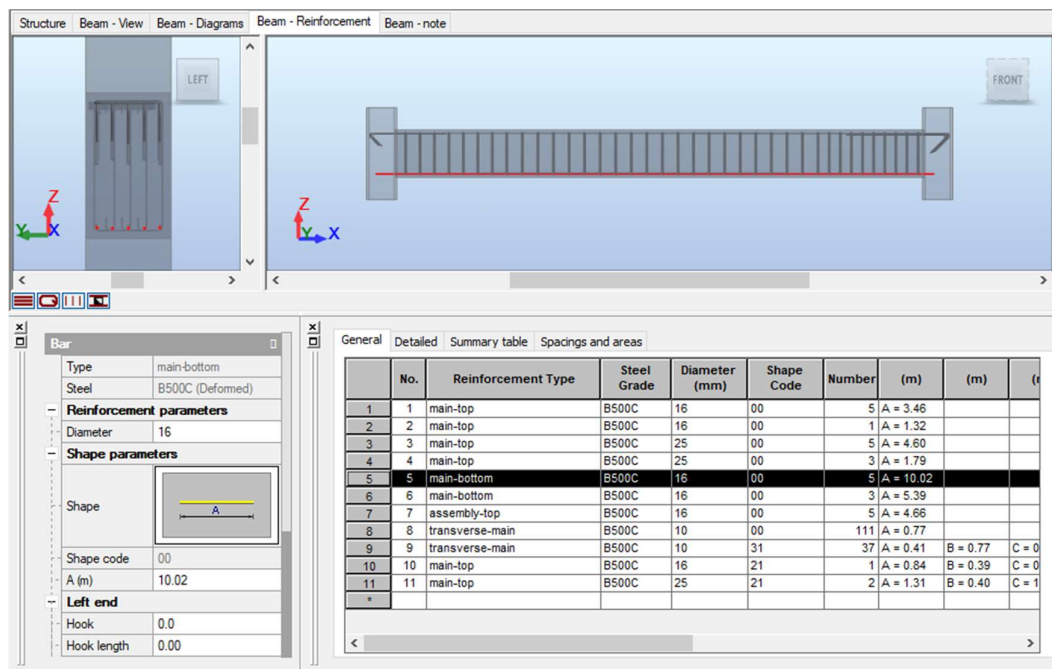


Рисунок 2.39 – Армування балки Бм-2

Для балок Бм-3 підбірано армування із стержнів B500C: нижня основна 5Ø16 мм; верхня основна 10Ø16 мм, 2Ø16 мм, 2Ø16 мм; монтажна 2Ø16 мм; поперечна (хомути) 41Ø10 мм.

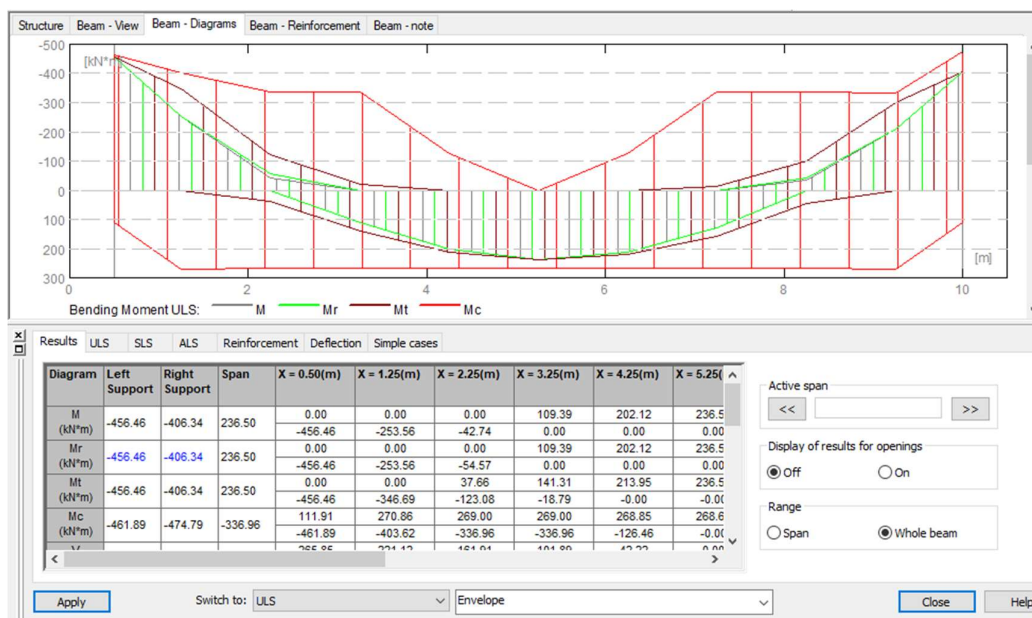


Рисунок 2.40 – Епюра моментів Бм-3

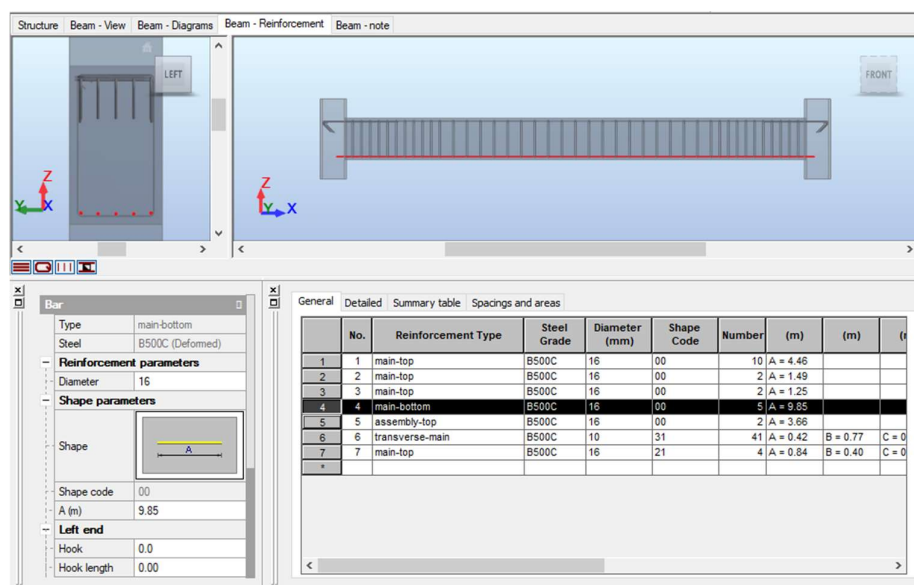


Рисунок 2.41 – Армування балки Бм-3

Матеріал для виготовлення кожного із типів балок обрано бетон класу С30/35. Балка виконується монолітно у дерев'яній опалубці

2.7. Розрахунок і конструювання фундаментів

2.7.1. Визначення глибини закладання фундаментів

Відповідно до умов на будівельному майданчику, його особливостей і інженерно-геологічним вишукуванням прийнято рішення щодо заглиблення фундаментів.

Одним з перших показників, який визначає глибину закладання – це глибина промерзання. Для міста Полтава, розрахункове значення промерзання ґрунту визначається відповідно до п.7.5.3 [14] і становить 1,14 м. Отже, мінімальна глибина закладання, відповідно до кліматологічних умов, становить 1,14 м.

У місцях виконання свердловин, ґрунтові води – незустріті. Отже, відповідно до гідрологічних умов, глибина закладання не обмежується.

Також, відповідно до інженерно-геологічного вишукування, деякі ґрунти проявляють просідні властивості, влаштування підшви на таку рівні є небажаним.

Відповідно до вище визначених умов, і для забезпечення розрахункових характеристик основ, прийнято глибину закладання фундаменту – 4 м.

2.7.2. Визначення розрахункових зусиль на фундаменти

Для сприймання навантажень з колон і передачі їх на основу, прийнято стовпчикові монолітні фундаменти під кожен стовп. Для даної споруди було виокремлено три типи фундаментів: 1 – центральні фундаменти, в них переважають максимальні повздовжні зусилля, а згинальні і поперечні є мінімальними; 2 – крайні бокові фундаменти, в них переважають згинальні і поперечні зусилля в одному напрямку, а повздовжні зусилля мають в два рази менше значення, ніж в центральних; 3 – крайні кутові фундаменти, в них переважають згинальні та поперечні зусилля як в одному, так і в другому напрямку одночасно, що призводить до збільшення кутового тиску, а повздовжні зусилля мають в чотири рази менше значення, ніж в центральних.

Фундаменти і основи під ними обчислено на розрахункові сполучення навантажень за граничними значеннями. Відповідно до результуючих реакцій опор в попередніх пунктах (рис. Рисунок 2.18, Рисунок 2.19) визначено зусилля, що діють на три розрахункових типи фундаментів.

При розрахунку фундаментів, підібрано понижуючий коефіцієнт, який враховує розмір вантажної площі та кількість поверхів, прикладання корисних і тимчасових навантажень. Наступні значення зусиль визначено з врахуванням даного коефіцієнту.

Максимальні зусилля, що діють в центральних фундаментах Фм-1:

- повздовжнє – $N = 6\,400$ кН;
- поперечні – $Q_X = 3,7$ кН, $Q_Y = 4$ кН;
- згинальні – $M_X = 8,1$ кН·м, $M_Y = 7,2$ кН·м.

Максимальні зусилля, що діють в крайніх бокових фундаментах Фм-2:

- повздовжнє – $N = 2\,982$ кН;
- поперечні – $Q_X = 3$ кН, $Q_Y = 40,2$ кН;
- згинальні – $M_X = 80,7$ кН·м, $M_Y = 5,7$ кН·м.

Максимальні зусилля, що діють в крайніх кутових фундаментах Фм-3:

- повздовжнє – $N = 1\,418$ кН;
- поперечні – $Q_X = 23,9$ кН, $Q_Y = 23,6$ кН;
- згинальні – $M_X = 47,4$ кН·м, $M_Y = 48,4$ кН·м.

Відповідно до визначених зусиль виконано розрахунок фундаментів і основ з врахуванням неуступних умов: згинальні і поперечні зусилля в фундаменті Фм-1 є мінімальними, відносно повздовжніх, тому розрахунок виконується як для центрально-стиснутого фундаменту; для Фм-2 розрахунок ведеться, як для позацентрово-стиснутого фундаменту із згинальним моментом в одному напрямку; для Фм-3 – як для позацентрово-стиснутого фундаменту із згинальними моментами в двох напрямках.

2.7.3. Визначення розмірів підшви фундаментів

Розміри підшви фундаментів визначають з деформаційних характеристик основ під ними, і повинні бути такими, щоб середній тиск під ними був менший від розрахункового опору основи під фундаментом.

Для позацентрово-стиснутих фундаментів, в одному напрямку згину, дозволяється виконання умови, коли максимальний тиск з одного краю підшви в 1,2 рази більший від розрахункового опору, при тому середнє значення цього тиску повинно бути меншим від нього.

Тоді як для позацентрово-стиснутих фундаментів, в двох напрямках згину, дозволяється виконання умови коли максимальний крайовий тиск в куті підшви в 1,5 рази більший від розрахункового опору, при тому середнє значення цього тиску повинно бути меншим від нього.

Було призначено попередні розміри підшви фундаменту Фм-1. Площа фундаментів визначається за формулою (2.1).

$$A_0 = \frac{N}{R_0 - \gamma_0 \cdot d} \quad (2.1)$$

де, N – повздовжнє навантаження на фундамент;

R_0 – умовний розрахунковий опір ґрунту (Додаток Е [14]);

γ_0 – середнє питоме значення ваги фундаменту та ґрунту на уступах;

d – глибина закладання фундаменту.

Умовний розрахунковий опір для даних ґрунтів становить $R_0 = 230$ кПа.

Визначаємо необхідні початкові площі фундаментів. Для центрального Фм-1 значення площі його підшви буде становити 42,6 м², форму центральних фундаментів приймаємо квадратною, оскільки в них переважають повздовжні зусилля, тоді розмір сторони підшви становить 6 м.

Визначимо додаткові зусилля, які передаються на фундамент Фм-1, а саме власну вагу фундаменту, вагу ґрунту, що знаходиться на фундаменті, вагу підлоги по ґрунту та зусилля які з неї передаються.

Відповідно до попереднього розрахунку габарити плити фундаменту приймаємо 6х6 м, товщиною 0,3 м і трьома сходинками, розміри підколонника 0,6х0,6 м висотою 3,1 м. Тоді об'єм даного фундаменту становить 24,3 м³, а

навантаження від нього – 669 кН, при питомій вазі бетону 25 кН/м^3 і коефіцієнті надійності 1,1.

Об'єм ґрунту, що знаходиться на фундаменті становить $112,5 \text{ м}^3$, а навантаження від нього – 2 215 кН, при середній питомій вазі ґрунту $17,9 \text{ кН/м}^3$ і коефіцієнті надійності 1,1.

Об'єм підлоги по ґрунту, що знаходиться над підпошкою фундаменту становить $7,2 \text{ м}^3$, а навантаження від нього – 198 кН, при питомій вазі бетону 25 кН/м^3 і коефіцієнті надійності 1,1.

Короткотривалі зусилля, що передаються на фундамент через підлогу від експлуатації споруди становлять 180 кН.

Отже, сумарні повздовжні зусилля на фундамент становлять:

$$N = 6\,400 + 669 + 2\,215 + 198 + 180 = 9\,662 \text{ кН.}$$

Визначимо розрахунковий опір основи під підпошкою фундаменту Фм-1, відповідно до вказівок п.7.6-7.7 [14] за формулою (2.2).

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} [M_y k_z b \gamma_{11} + M_q d_1 \gamma'_{11} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{11} + M_c c_{11}], \quad (2.2)$$

Характеристики і розрахункові параметри основи, від яких залежать коефіцієнти в формулі (2.2) визначаємо в (Таблиця 2.1).

Таблиця 2.1 – Значення коефіцієнтів для обчислення розрахункового опору

Коефіцієнт	Значення	Коефіцієнт	Значення	Коефіцієнт	Значення
γ_{c1}	1,25	d_1	4	C_{11}	18
γ_{c2}	1	d_b	0	M_y	0,47
k	1,1	γ_{11}	18,8	M_q	2,89
k_z	1	γ'_{11}	17,9	M_c	5,48
b	6	φ_{11}	19		

Звідси, розрахунковий опір становить:

$$R = \frac{1,25 \cdot 1}{1,1} \cdot [0,47 \cdot 1 \cdot 6 \cdot 18,8 + 2,89 \cdot 4 \cdot 17,9 + 5,48 \cdot 18] = 407,5 \text{ кПа}$$

Середній тиск під підпошкою фундаменту Фм-1:

$$P_{\text{ср}} = \frac{N}{A} = \frac{9\,662}{36} = 268,4 \text{ кПа} < R = 407,5 \text{ кПа}$$

Значення середнього тиску під подошвою в рази менше від розрахункового опору основи, зменшимо розміри подошви фундаменту. Приймаємо квадратну подошву з розміром 4,6 м. Виконуємо перерахунок.

Навантаження від власної ваги фундаменту – 430 кН, від ваги ґрунту – 1 270 кН, від ваги підлоги – 116 кН, корисне з підлоги – 106 кН. Загальне повздовжнє зусилля становить – 8 322 кН.

Розрахунковий опір ґрунту становить $R = 393,4 \text{ кПа}$.

Тоді середнє значення тиску під подошвою Фм-1 становить – $P = 393,2 \text{ кПа}$, що менше від $R = 393,4 \text{ кПа}$.

Отже, умова виконується, ширина подошви Фм-1 підібрана правильно.

Визначаємо попередні розміри фундаменту Фм-2. Його площа повинна становити $19,88 \text{ м}^2$, оскільки фундамент сприймає згинальні зусилля, то призначаємо йому прямокутну форму, довшою стороною в напрямку дії більшого згинального моменту. Приймаємо прямокутну подошву $5 \times 4 \text{ м}$.

Тоді додаткові навантаження від власної ваги фундаменту – 424 кН, від ваги ґрунту – 1 192 кН, від ваги підлоги – 110 кН, корисне з підлоги – 100 кН, навантаження з каркасу – 2 982 кН. Загальне повздовжнє зусилля становить – 4 808 кН.

Згинальне зусилля, яке передається на подошву фундаменту визначається, як сума моменту та поперечної сили помноженої на плече, і становить:

$$M_f = (M + Q \cdot h) / 1,15 = (80,7 + 40,2 \cdot 4) / 1,15 = 210 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Момент опору фундаментної плити в сторону дії більшого моменту становить:

$$W_f = b \cdot a^2 / 6 = 4 \cdot 5^2 / 6 = 16,667 \text{ м}^3.$$

Розрахунковий опір ґрунту становить $R = 392,1 \text{ кПа}$.

Максимальний і мінімальний тиск під подошвою визначається за формулою (2.3):

$$p_{\min}^{\max} = \frac{N}{A_f} \pm \frac{M_f}{W_f} \quad (2.3)$$

Тоді

$$p_{\max} = \frac{4808}{20} + \frac{210}{16,667} = 252,9 \text{ кПа} < 1,2 \cdot R_0 = 470,5 \text{ кПа}$$

$$p_{\min} = \frac{4808}{20} - \frac{210}{16,667} = 227,8 \text{ кПа}$$

$$p_{\text{сеп}} = \frac{252,9 + 227,8}{2} = 240,3 \text{ кПа} < R_0 = 392,1 \text{ кПа}$$

Значення середнього і максимального тиску під подошвою в рази менше від розрахункового опору основи, зменшимо розміри подошви фундаменту. Приймаємо прямокутну подошву з розміром 4х3 м. Виконуємо перерахунок.

Загальне повздовжнє зусилля становить – 4 076 кН.

Момент опору фундаментної плити: $W_f = 3 \cdot 4^2 / 6 = 8 \text{ м}^3$.

Розрахунковий опір ґрунту становить $R = 382,1 \text{ кПа}$.

Тоді

$$p_{\max} = \frac{4076}{12} + \frac{210}{8} = 365,9 \text{ кПа} < 1,2 \cdot R_0 = 458,5 \text{ кПа}$$

$$p_{\min} = \frac{4076}{12} - \frac{210}{8} = 313,4 \text{ кПа}$$

$$p_{\text{сеп}} = \frac{365,9 + 313,4}{2} = 339,6 \text{ кПа} < R_0 = 382,1 \text{ кПа}$$

Отже, умова виконується, ширина подошви Фм-2 підібрана правильно.

Визначаємо попередні розміри фундаменту Фм-3. Оскільки згинальні моменти діють в обох напрямках, то подошву приймаємо квадратної форми. Приймаємо подошву з розміром 2,4 м.

Загальне повздовжнє зусилля становить – 1 948 кН.

Момент опору фундаментної плити в обох напрямках:

$$W_{fxy} = 2,4^3 / 6 = 2,304 \text{ м}^3.$$

Розрахунковий опір ґрунту становить $R = 371,3 \text{ кПа}$.

Згинальне зусилля, яке передається на подошву в напрямку Х:

$$M_{fx} = (47,4 + 23,6 \cdot 4) / 1,15 = 123,3 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Згинальне зусилля, яке передається на підшву в напрямку Y:

$$M_{fy} = (48,4 + 23,9 \cdot 4) / 1,15 = 125,2 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Тоді

$$p_{\max,x} = \frac{1948}{5,76} + \frac{123,3}{2,304} = 391,7 \text{ кПа} < 1,2 \cdot R_0 = 445,5 \text{ кПа}$$

$$p_{\min,x} = \frac{1948}{5,76} - \frac{123,3}{2,304} = 284,6 \text{ кПа}$$

$$p_{\max,y} = \frac{1948}{5,76} + \frac{125,2}{2,304} = 392,5 \text{ кПа} < 1,2 \cdot R_0 = 445,5 \text{ кПа}$$

$$p_{\min,y} = \frac{1948}{5,76} - \frac{125,2}{2,304} = 283,8 \text{ кПа}$$

$$p_{\max,xy} = \sqrt{p_{\max,x}^2 + p_{\max,y}^2} = \sqrt{391,7^2 + 392,5^2} = 554,5 \text{ кПа} < 1,5 \cdot R_0 = 556,9 \text{ кПа}$$

$$p_{\text{ср}} = \frac{391,7 + 284,6 + 392,5 + 283,8}{4} = 338,15 \text{ кПа} < R_0 = 371,3 \text{ кПа}$$

Отже, умова виконується, ширина підшви ФМ-3 підібрана правильно.

Отже, розміри фундаментних плит наступні: центральні фундаменти ФМ-1 – 4,6х4,6 м; крайні бокові фундаменти ФМ-2 – 4х3 м; крайні кутові фундаменти ФМ-3 – 2,4х2,4 м, з глибиною закладання 4 м.

2.7.4. Конструювання фундаментів

Після визначення ширини підшви фундаментів, потрібно визначити їх товщину і підібрати армування. Матеріали фундаменту наступні – бетон класу С30/35 за міцністю на стиск, арматура А500С.

Товщина підшви фундаменту або його уступів підбирається відповідно до умови його продавлювання. В даному випадку всі три фундаменти запроектовані із трьома уступами.

Визначаємо міцність фундаменту Фм-1 на продавлювання. Спочатку перевіряємо нижній уступ. Середня ширина по грані продавлювання першого уступу – 400 см.

Визначаємо продавлюючу силу:

$$F = A \cdot p_{\max} = 4,6 \cdot 0,3 \cdot 393,2 = 542,6 \text{ кН}$$

Умова на продавлення визначається з наступної формули:

$$F \leq f_{\text{ctm}} \cdot u_m \cdot h_{\text{уст}}$$

$$f_{\text{ctm}} \cdot u_m \cdot h_{\text{уст}} = 2,8 \cdot 10^3 \cdot 4 \cdot 0,3 = 3\,360 \text{ кН} > F = 542,6 \text{ кН}$$

Вертикальна проекція площі продавлення другого уступу:

$$u \cdot h = (4,6 + 3,4) \cdot 0,3 / 2 + (3,4 + 2,2) \cdot 0,3 / 2 = 2,04 \text{ м}^2.$$

$$F = 4,6 \cdot 0,6 \cdot 393,2 = 1\,085,2 \text{ кН}$$

$$2,8 \cdot 10^3 \cdot 2,04 = 5\,712 \text{ кН} > F = 1\,085,2 \text{ кН}$$

Вертикальна проекція площі продавлення третього уступу:

$$u \cdot h = (4,6 + 3,4) \cdot 0,3 / 2 + (3,4 + 2,2) \cdot 0,3 / 2 + (2,2 + 0,6) \cdot 0,3 / 2 = 2,18 \text{ м}^2.$$

$$F = 4,6 \cdot 1,2 \cdot 393,2 = 2\,170,4 \text{ кН}$$

$$2,8 \cdot 10^3 \cdot 2,18 = 6\,104 \text{ кН} > F = 2\,170,4 \text{ кН}$$

Отже, міцність уступів Фм-1 забезпечені при їх товщині 0,3 м і ширині 0,6 м.

Таким самим методом перевіряємо міцність уступів і всіх інших фундаментів.

Умова продавлення для уступів Фм-2.

Перший уступ.

$$2,8 \cdot 10^3 \cdot 2,6 \cdot 0,3 = 2\,184 \text{ кН} > F = 329,3 \text{ кН}$$

Другий уступ.

$$2,8 \cdot 10^3 \cdot 1,32 = 3\,696 \text{ кН} > F = 658,6 \text{ кН}$$

Третій уступ.

$$2,8 \cdot 10^3 \cdot 1,62 = 4\,536 \text{ кН} > F = 1\,317,2 \text{ кН}$$

Умова продавлення виконується для фундаменту Фм-2 при товщині уступів 0,3 м.

Умова продавлення для уступів Фм-3.

Оскільки конфігурація фундаменту Фм-3 забезпечує кут по уступах 45° , то не виникає площу зрізу, тому розрахунок на продавлення не проводимо, вважається, що продавлення не відбувається.

Отже, товщина плити і уступів для фундаментів Фм-1, Фм-2 та Фм-3 підібрана правильно.

Підберемо арматуру для плити фундаментів.

Для фундаментів будемо підбирати арматуру у відповідних перерізах, а саме перед початком уступів.

Оскільки фундамент Фм-1 має квадратну форму, то арматуру підбираємо в одному напрямку, а в іншому призначаємо таку ж саму.

Визначаємо тиск у розрахункових перерізах. Оскільки в центральних фундаментах майже не виникають згинальні зусилля то опір ґрунту вважається рівномірним.

Тоді згинальні моменти в розрахункових перерізах.

$$M_1 = b \cdot L_1^2 \cdot \frac{2 \cdot p_{max} + p_1}{6} = 4,6 \cdot 0,6^2 \cdot \frac{2 \cdot 393,2 + 393,2}{6} = 325,5 \text{ кНм}$$

$$M_2 = 4,6 \cdot 1,2^2 \cdot \frac{2 \cdot 393,2 + 393,2}{6} = 1\,302,2 \text{ кНм}$$

$$M_3 = 4,6 \cdot 1,8^2 \cdot \frac{2 \cdot 393,2 + 393,2}{6} = 2\,930,1 \text{ кНм}$$

Визначаємо площу арматури в цих перерізах.

$$A_{s1} = \frac{M_1}{0,9 \cdot f_{yd} \cdot h_{01}} = \frac{32\,550}{0,9 \cdot 46 \cdot 23} = 34,18 \text{ см}^2$$

$$A_{s2} = \frac{130\,220}{0,9 \cdot 46 \cdot 53} = 59,34 \text{ см}^2$$

$$A_{s3} = \frac{293\,010}{0,9 \cdot 46 \cdot 83} = 85,27 \text{ см}^2$$

Приймаємо арматуру по найбільшому значенні, в даному випадку воно буде в перерізі 3 – $85,27 \text{ см}^2$. Ширина плити – 4,6 м, призначаємо крок арматури 200 мм, тоді на таку ширину потрібно 23 стержні. Отже, приймаємо 23 Ø22 А500С з кроком 200 мм і загальною площею $A = 87,42 \text{ см}^2$, що більше від розрахункової.

Так само визначаємо і армування для фундаментів Фм-2 та Фм-3.

Армування для ФМ-2.

$$p_1 = (p_{max} - p_{min}) \cdot \frac{l_1}{a} + p_{min} = (365,9 - 313,4) \cdot \frac{3,4}{4} + 313,4 = 358,02 \text{ кПа}$$

$$p_2 = (365,9 - 313,4) \cdot \frac{2,8}{4} + 313,4 = 350,15 \text{ кПа}$$

$$p_3 = (365,9 - 313,4) \cdot \frac{2,2}{4} + 313,4 = 342,27 \text{ кПа}$$

Тоді згинальні моменти в розрахункових перерізах.

$$M_1 = 3 \cdot 0,6^2 \cdot \frac{2 \cdot 365,9 + 358,0}{6} = 196,16 \text{ кНм}$$

$$M_2 = 3 \cdot 1,2^2 \cdot \frac{2 \cdot 365,9 + 350,2}{6} = 779,04 \text{ кНм}$$

$$M_3 = 3 \cdot 1,8^2 \cdot \frac{2 \cdot 365,9 + 342,3}{6} = 1\,740,04 \text{ кНм}$$

Визначаємо площу арматури в цих перерізах.

$$A_{s1} = \frac{19\,616}{0,9 \cdot 46 \cdot 23} = 20,60 \text{ см}^2$$

$$A_{s2} = \frac{77\,904}{0,9 \cdot 46 \cdot 53} = 35,50 \text{ см}^2$$

$$A_{s3} = \frac{174\,004}{0,9 \cdot 46 \cdot 83} = 50,63 \text{ см}^2$$

Приймаємо 15 Ø22 А500С з кроком 200 мм і загальною площею $A = 57,02 \text{ см}^2$, що більше від розрахункової.

Для ФМ-3, відповідно до розрахунку приймаємо 12 Ø14 А500С з кроком 200 мм і загальною площею $A = 18,47 \text{ см}^2$, що більше від розрахункової.

Отже, арматура в фундаментах підібрана правильно, що забезпечує міцність їх подушок та уступів.

РОЗДІЛ 3

НАУКОВО-ДОСЛІДНИЙ РОЗДІЛ

3.1. Постановка задачі дослідження

У регіонах з підвищеною сейсмічною активністю залізобетонні конструкції проектується таким чином, щоб у разі землетрусу вони могли витримувати серйозні пошкодження та постійні деформації, одночасно запобігаючи обваленню і втратам життя. Цей підхід зазвичай реалізується шляхом створення пластичних шарнірів у заздалегідь визначених місцях конструкції. Основною функцією таких шарнірів є контроль згинальних деформацій і запобігання крихкому руйнуванню. Проте навіть за умови виконання цієї функції конструкція може стати непридатною до експлуатації або взагалі не підлягати відновленню через значні пошкодження та постійні деформації, спричинені сейсмічними коливаннями. Для подолання цих недоліків у сучасному будівництві все частіше застосовуються сплави з пам'яттю форми (СПФ) [8].

СПФ були відкриті наприкінці 60-х років XX століття та знайшли застосування завдяки своїм унікальним властивостям, серед яких одно- і двосторонній ефект пам'яті форми (Shape Memory Effect, SME) та надпружність (Superelastic behavior, SE). Додатково, ці матеріали здатні розсіювати внутрішню енергію завдяки широкій петлі гістерезису, забезпечуючи підвищену міцність і деформативність конструкцій. Такі властивості роблять СПФ особливо доцільними для використання у середовищах із значними втомними навантаженнями та підвищеним ризиком корозії [11].

На структурному рівні СПФ знаходять застосування як у новому будівництві, так і під час модернізації існуючих конструкцій [13]. Зокрема, вони використовуються для армування конструктивних елементів, створення попередньо напружених або післянатяжних пасм, а також у спеціалізованих приладах для пасивного, напіваактивного або активного управління структурами. У сейсмічних регіонах СПФ розглядаються як ефективна альтернатива традиційному підсиленню залізобетонних конструкцій. Завдяки властивості надпружності ці

матеріали можуть відновлюватися після значних деформацій (у деяких випадках до 10%) під час розвантаження, де традиційна арматура зазнає залишкових деформацій [15].

Серед відомих СПФ найбільш ефективним за фізико-механічними властивостями вважається нітинол (Ni-Ti сплав). Цей матеріал демонструє складні фазові мартенситні перетворення, які найбільш виразно проявляються у пористих структурах. Для сплавів такого типу характерним є широкий гістерезис і температурний діапазон, що забезпечує їхню унікальну здатність до ефекту пам'яті форми та надпружності.

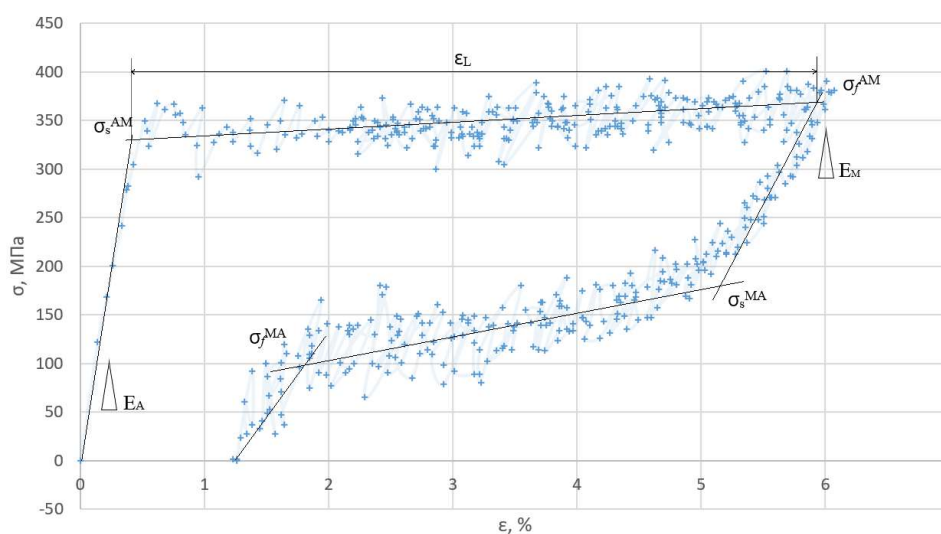


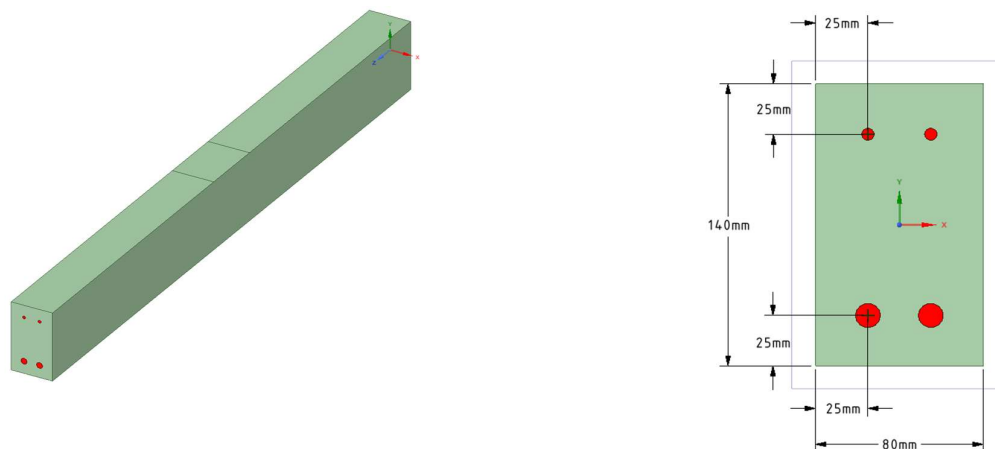
Рисунок 3.1 – Петля гістерезису NiTi-зразка [16]

Окрім нітинолу, мартенситні перетворення спостерігаються і в інших сплавах, таких як Pt-Ti, Pt-Ga та Pt-Al. Широкий спектр застосувань СПФ ґрунтується на температурних характеристиках фазових перетворень і їхніх механічних властивостях [15].

Мета даного дослідження – це проаналізувати ефективність використання NiTi-вставок у робочій арматурі основної несучої конструкції при статичному навантаженні та розвантаженні залізобетонної балки. Порівняти напружено-деформаційні стани залізобетонних балок: класичного армування та із NiTi-вставкою під дією двох циклів навантаження та розвантаження.

3.2. Методика дослідження

За допомогою ANSYS 2024 R1 створено об'ємну модель залізобетонної балки (рис.3.2) з розмірами: ширина $b = 80$ мм, висота $h = 140$ мм, довжина $L = 1200$ мм.; арматура A400C 2Ø12мм; монтажна арматура A240C 2Ø6мм.



а) б)
а) ізометричний вигляд балки; б) поперечний вигляд балки

Рисунок 3.2 – Об'ємна модель

Залізобетонній балці задавались фізико-механічні параметри: бетону класу C20/25 із нелінійною поведінкою; робочої 400С та монтажної 240С арматур із нелінійною поведінкою; NiTi-вставки із псевдопружністю (рис.3.3-3.6).

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

Рисунок 3.3 – Фізико-механічні параметри бетону класу C20/25

Properties of Outline Row 5: Арматура 400C					
	A	B	C	D	E
1	Property	Value	Unit		
2	Material Field Variables	Table			
3	Density	7850	kg m ⁻³		
4	Isotropic Secant Coefficient of Thermal Expansion				
5	Coefficient of Thermal Expansion	1.2E-05	C ⁻¹		
6	Isotropic Elasticity				
7	Derive from	Young's Modu...			
8	Young's Modulus	2.1E+05	MPa		
9	Poisson's Ratio	0.3			
10	Bulk Modulus	1.75E+11	Pa		
11	Shear Modulus	8.0769E+10	Pa		
12	Bilinear Isotropic Hardening				
13	Yield Strength	365	MPa		
14	Tangent Modulus	4000	MPa		

Рисунок 3.4 – Фізико-механічні параметри арматури 400C

Properties of Outline Row 4: Арматура 240C					
	A	B	C	D	E
1	Property	Value	Unit		
2	Material Field Variables	Table			
3	Density	7850	kg m ⁻³		
4	Isotropic Secant Coefficient of Thermal Expansion				
5	Coefficient of Thermal Expansion	1.2E-05	C ⁻¹		
6	Isotropic Elasticity				
7	Derive from	Young's Modu...			
8	Young's Modulus	2.1E+05	MPa		
9	Poisson's Ratio	0.3			
10	Bulk Modulus	1.75E+11	Pa		
11	Shear Modulus	8.0769E+10	Pa		
12	Bilinear Isotropic Hardening				
13	Yield Strength	225	MPa		
14	Tangent Modulus	2500	MPa		

Рисунок 3.5 – Фізико-механічні параметри арматури 240C

Нелінійну поведінку бетону задано параметром Uniaxial Compression Test Data. Цей параметр дозволяє задати мультилінійну залежність відносних деформацій ε від напруження, що виникає в матеріалі f . Саме така залежність використовується для опису нелінійної поведінки за моделлю, запропонованою Уільямом і Варнке (William & Warnke)[17].

Properties of Outline Row 3: Ni55,8% Ti44,2%				
	A	B	C	D E
1	Property	Value	Unit	
2	Material Field Variables	Table		
3	Density	6.45	g cm ⁻³	
4	Isotropic Secant Coefficient of Thermal Expansion			
5	Coefficient of Thermal Expansion	1.2E-05	C ⁻¹	
6	Isotropic Elasticity			
7	Derive from	Young's Modu...		
8	Young's Modulus	52700	MPa	
9	Poisson's Ratio	0.36		
10	Bulk Modulus	6.2738E+10	Pa	
11	Shear Modulus	1.9375E+10	Pa	
12	Superelasticity			
13	Sigma SAS	450	MPa	
14	Sigma FAS	460	MPa	
15	Sigma SSA	190	MPa	
16	Sigma FSA	100	MPa	
17	Epsilon	0.06	m m ⁻¹	
18	Alpha	0		

Рисунок 3.6 – Фізико-механічні параметри NiTi-вставки

Дана модель будується за відомими показниками механічних властивостей, котрі обчислюється за формулами (3.1 – 3.3):

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

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

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

де f – напруження, що виникає при довільному значенні ε ;

E_{cd} – початковий модуль пружності бетону, що становить 23 ГПа для бетону класу C20/25;

ε_D – деформація, що виникає при f_{cd} ;

f_{cd} – значення міцності бетону на стиск, що становить 14,5МПа для бетону класу C20/25.

У таблиці 3.1 представлено результат обрахунку нелінійної поведінки бетону на стиск. Відмітка 2 визначається при 30% ділянки пружності бетону, відмітки 3, 4, 5 – проміжні позиції при деформаціях 45%, 60%, 80%, та визначаються за

формулою (3.1), відмітка 6 – критична деформація ε_D . Дану поведінку бетону додано у ANSYS (рис.3.7).

Таблиця 3.1 – Значення нелінійного деформування бетону на стиск

№ відмітки	Деформація ε , мм/мм	Напруження f , МПа
1	0	0
2	0,00018913	4,35
3	0,000567391	10,85239085
4	0,000756522	12,79411765
5	0,001008696	14,14634146
6	0,00126087	14,5

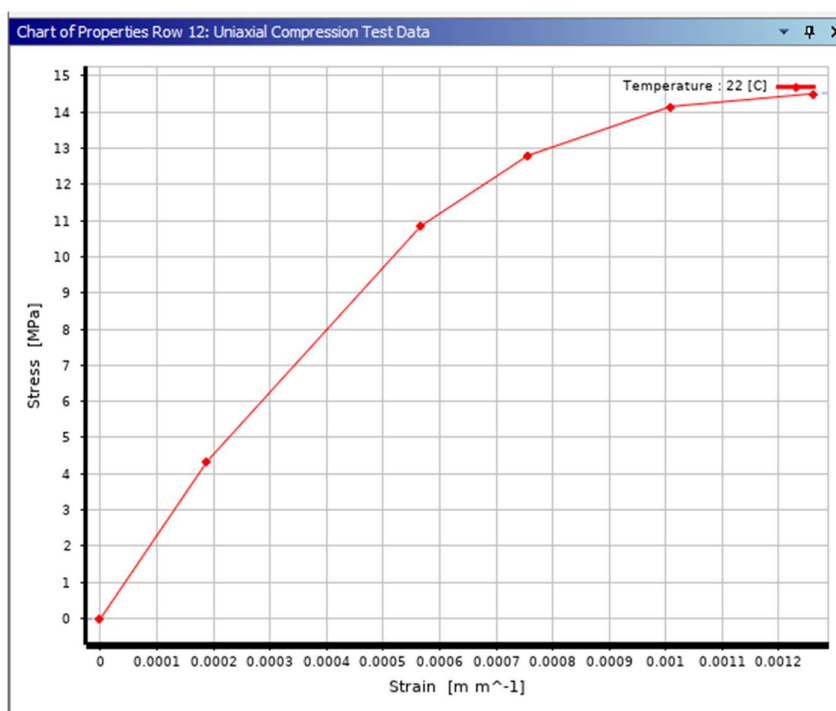


Рисунок 3.7 – Діаграма деформування бетону у ANSYS

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

Модель вільноопертої балки (рис.3.8) піддано навантаженню в 9 МПа (мітка D) та повному розвантаженню.

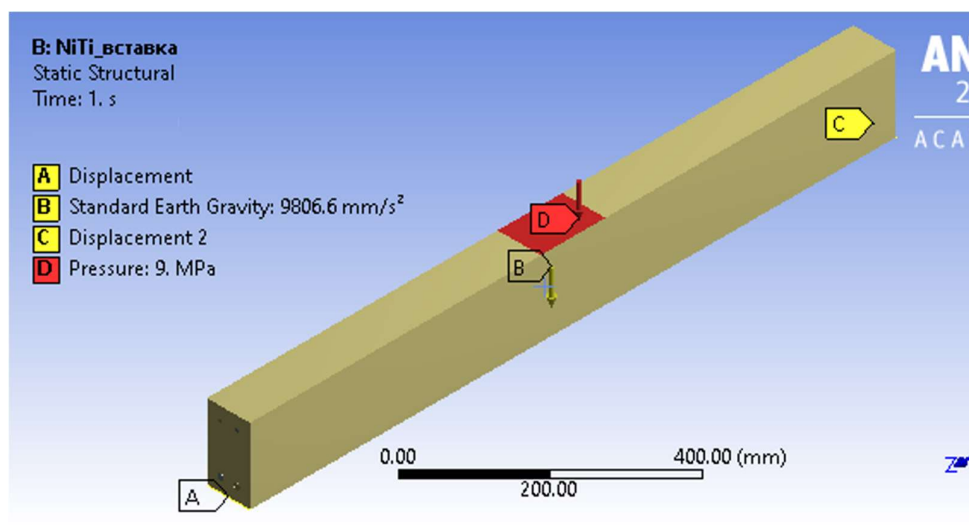


Рисунок 3.8 – Розрахункова схема досліджуваної моделі балки

3.3. Аналіз переміщень і деформацій

Із розподілу полів переміщень помітно, що балка з СПФ-вставкою (Рисунок 3.9) прогнулася на 9,1% більше ніж балка арматурою 400С (Рисунок 3.10). Це пов'язано із майже у 4 рази нижчим модулем пружності NiTi у порівнянні з арматурою 400С. Після розвантаження, залишкові прогини балки із СПФ (Рисунок 3.11) практично такі ж, що і з армуванням 400С (Рисунок 3.12).

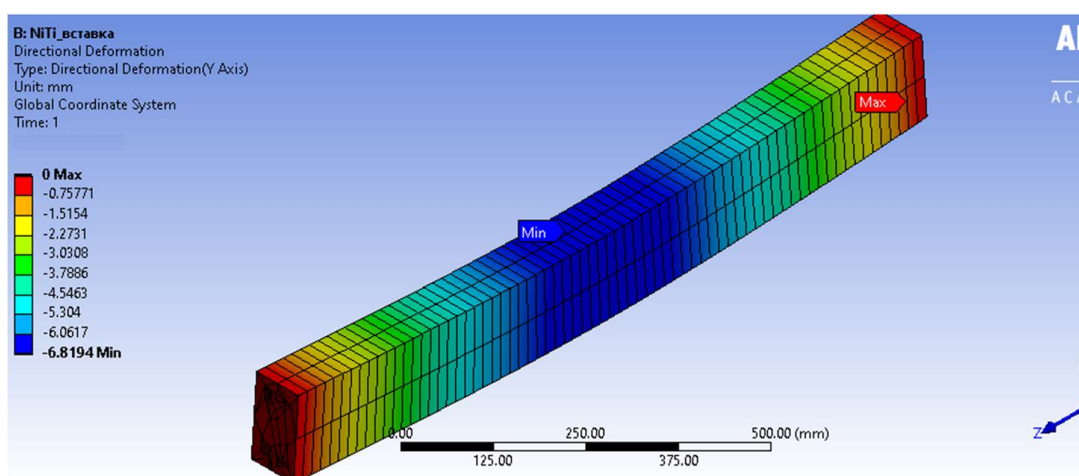


Рисунок 3.9 – Максимальний прогин балки з СПФ

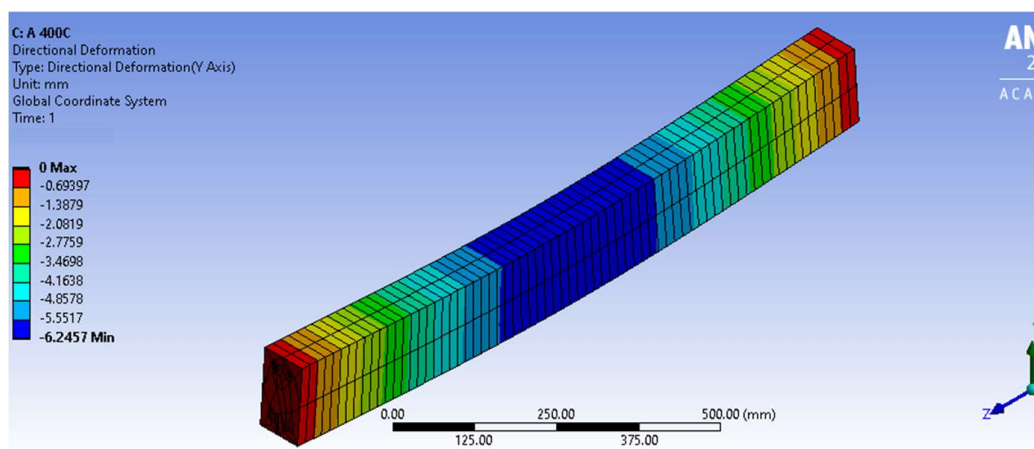


Рисунок 3.10 – Максимальний прогин балки з 400С

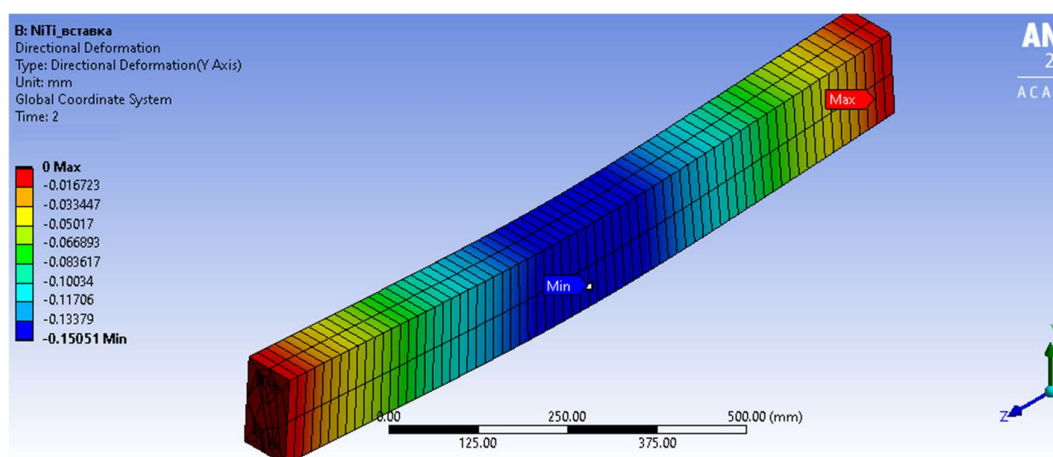


Рисунок 3.11 – Залишковий прогин балки з СПФ

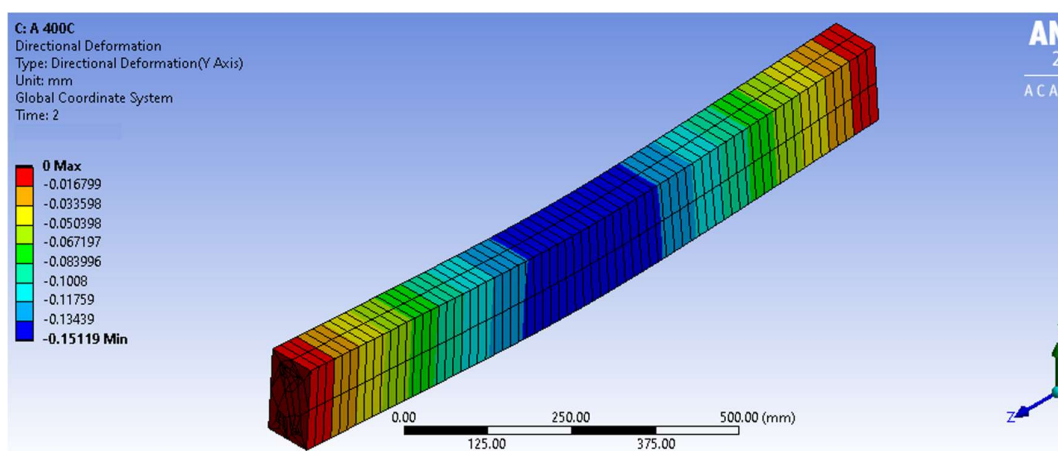


Рисунок 3.12 – Залишковий прогин балки з 400С

Армування із СПФ-вставкою у 14,7% збільшило власне $\epsilon_{\max}$, проте демонструє у 16,9 разів менші максимальні залишкові деформації ϵ_{res} .

На діаграмі (Рисунок 3.13) розподілу відносних деформацій ε по довжині армування l помітні місця виникнення повних та залишкових за максимального навантаження (Maximum) та повного розвантаження (Permanent) для класичного армування та із СПФ-вставкою.

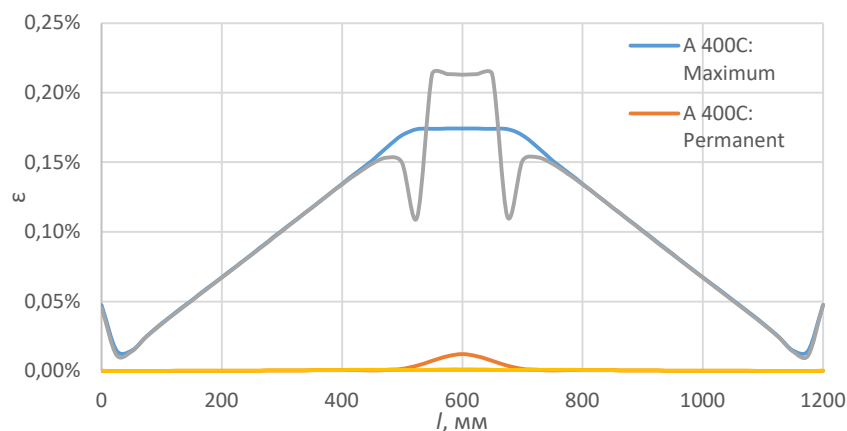


Рисунок 3.13 – Розподіл відносних деформацій по довжині армування

3.4. Аналіз напруженого стану

На діаграмі (Рисунок 3.14) розподілу напружень σ по довжині армування l помітні зменшення напруження в армуванні з СПФ-вставкою за максимального навантаження на ділянці 450–750 мм, та зниження залишкового напруження на ділянці 525–675 мм.

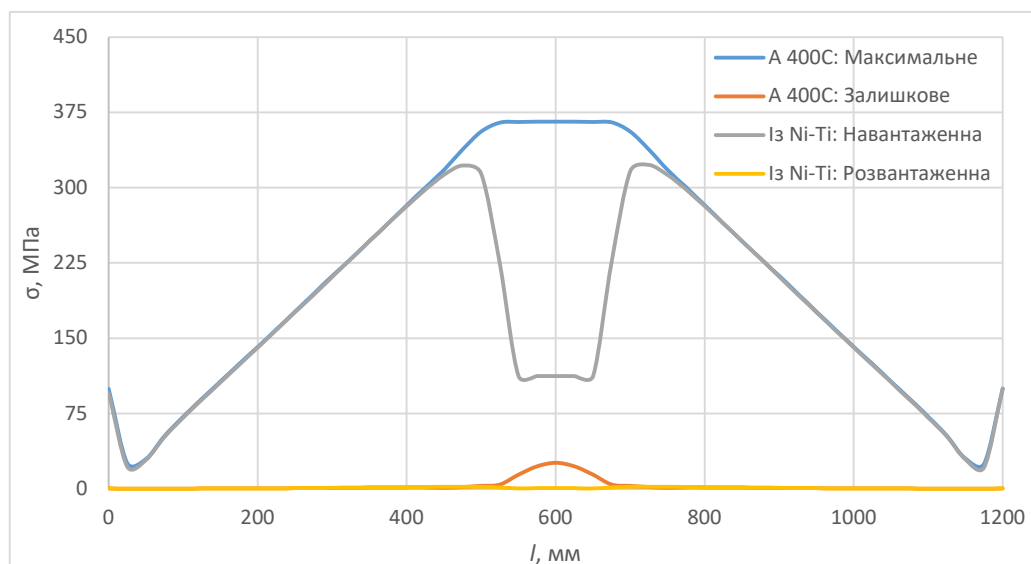


Рисунок 3.14 – Розподіл напружень вздовж центральної осі робочої арматури

На рисунках 3.15–3.18 зображено розподіл полів напружень у поперечному перерізі робочої арматури 400С на відстані 600 мм (рис. 3.15, 3.16) і арматури 400С зі вставкою СПФ на відстані 500 мм (рис. 3.17, 3.18) за умов максимального навантаження та повного розвантаження. Аналіз наведених результатів свідчить про наявність значного градієнта напружень розтягу по висоті поперечного перерізу робочої арматури.

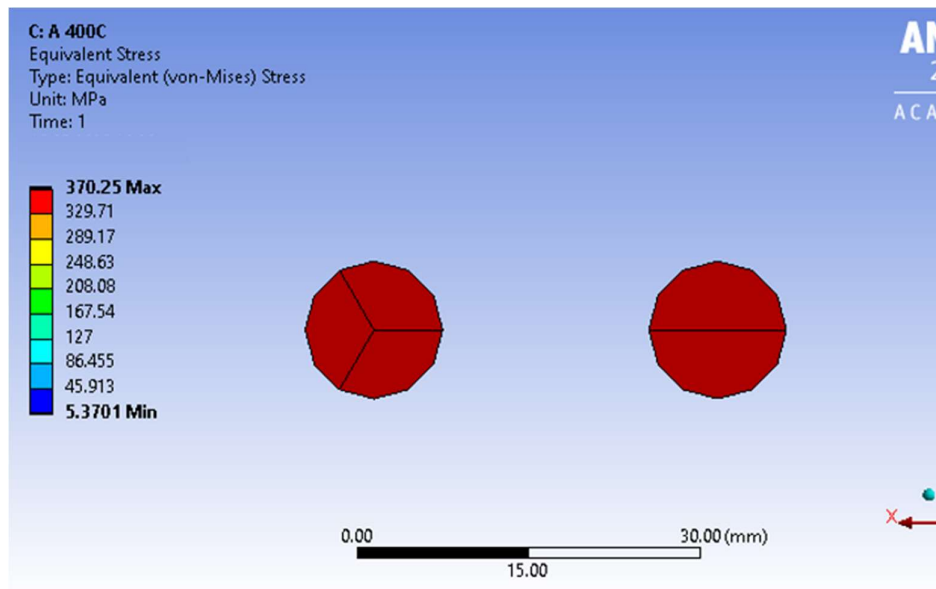


Рисунок 3.15 – Напруження в А400С на відстані 600 мм при 9 МПа

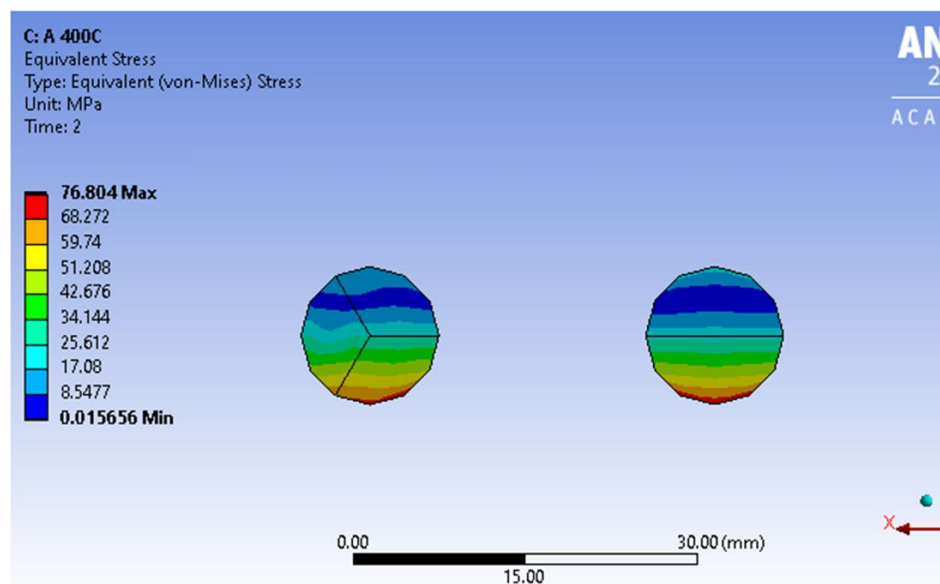


Рисунок 3.16 – Напруження в А400С на відстані 600 мм при 0 МПа

Аналізуючи розподіл напружень (рис. 3.15–3.18), можна зробити висновок, що заміна частини арматури 400С на СПФ-вставку, де напруження досягло межі текучості ($\sigma_{0,2} = 365$ МПа), зменшує напруження в іншій частині арматури 400С. Це вказує на те, що після розвантаження балки арматура матиме додатковий запас міцності. Отримані результати узгоджуються із напрацюваннями інших авторів [18, 19].

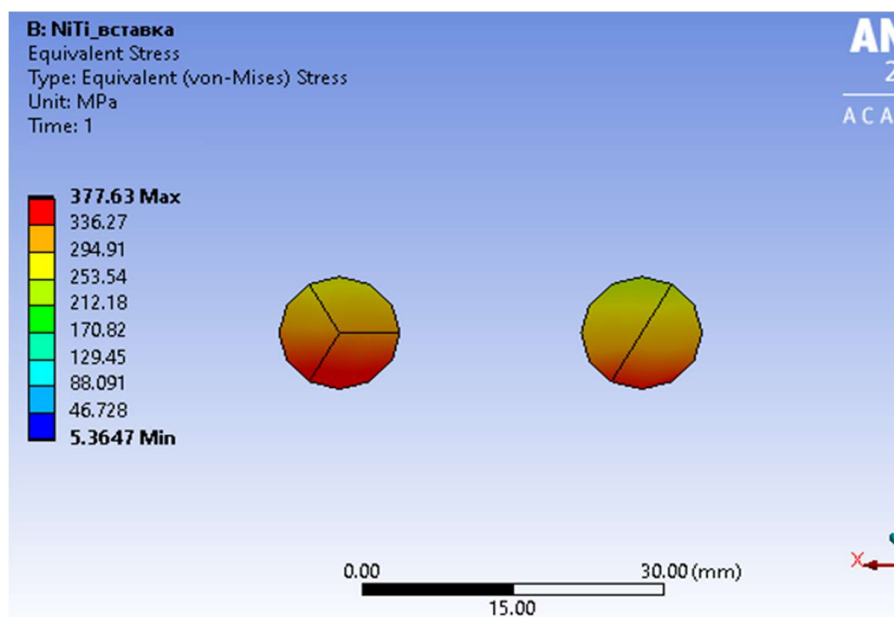


Рисунок 3.17 – Напруження в А400С на відстані 500 мм з СПФ при 9 МПа

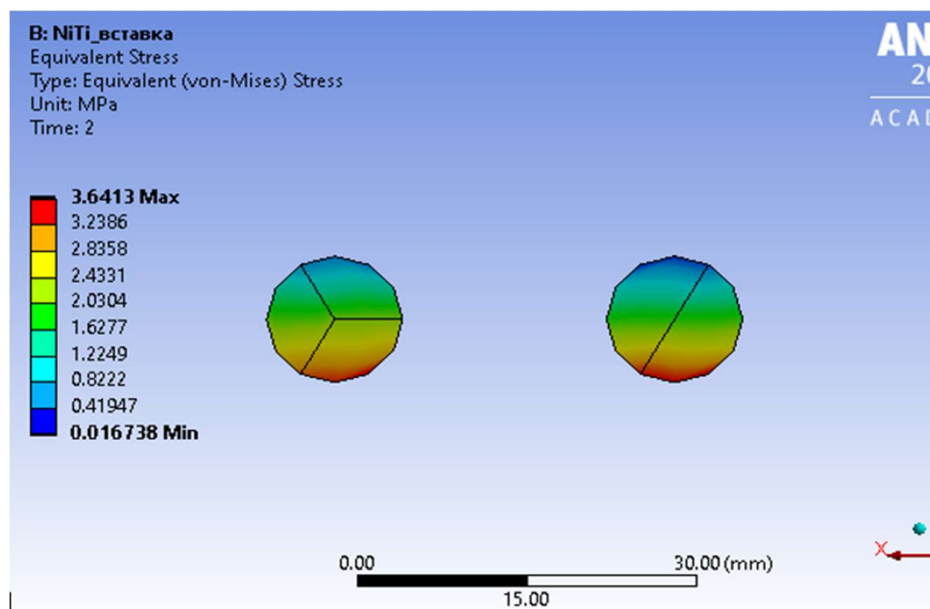


Рисунок 3.18 – Напруження в А400С на відстані 500 мм з СПФ при 0 МПа

РОЗДІЛ 4

ОХОРОНА ПРАЦІ ТА БЕЗПЕКА В НАДЗВИЧАЙНИХ СИТУАЦІЯХ

4.1. Правила безпеки при роботі на сервогідравлічній випробувальній машині СТМ-100

При виконанні моделюванні поведінки залізобетонної балки зі вставкою з надпружного Ni-Ti сплаву використано характеристики

Характеристики надпружного Ni-Ti сплаву отримані під час випробування зразка на сервогідравлічній випробувальній машині СТМ-100.

Перед визначенням характеристик зразка надпружного Ni-Ti сплаву, ознайомлено та проведено інструктаж з охорони праці та техніки безпеки при роботі на сервогідравлічній випробувальній машині СТМ-100.

Надана для вивчення інструкція технічної експлуатації випробувальної машини СТМ-100 (далі – Інструкція) розроблена відповідно до законів України, нормативно-правових актів Кабінету Міністрів України, міжгалузевих і галузевих нормативних документів з організаційних і технічних питань функціонування силового випробувального обладнання для механічних випробувань. Також, Інструкція встановлює основні організаційні і технічні вимоги до надійної та економічної експлуатації випробуваного силового обладнання та його окремих частин.

Загальні вимоги безпеки Інструкції наголошують, що у разі модернізації випробувальної машини СТМ-100, проектні нормативні документи мають відповідати державним стандартам, технічним умовам на устаткування та вимогам цієї Інструкції. Працювати тільки на обладнанні, до якого допущені, і виконувати роботу, що доручені керівником. Потрібно зосередити увагу на виконання роботи, не відволікатись на сторонні справи і розмови, не відволікати інших. Рекомендується не допускати на своє робоче місце осіб, котрі не мають відношення до дорученої роботи. Без дозволу керівника не довіряти працююче обладнання

іншому. Помітивши порушення Інструкції іншими працівниками, попередити їх про необхідність дотримання вимог техніки безпеки. При настанні нещасного випадку терміново повідомити керівника та звернутися до медичного закладу. Систему водяного охолодження забороняється підключати в роботу до заповнення її водою. Також, в Інструкції йдеться про те, що при виявленні пошкоджень, відчутна напруга на металевих частинах випробувальної машини СТМ-100, відсутня фаза чи обірваний провід заземлення потрібно терміново повідомити про це керівника та вивісити плакат «Не включати – ремонт».

У Інструкції прописані загальні вимоги перед початком роботи. Першим пунктом наголошується про те, що перед кожним включенням випробувальної машини СТМ-100 потрібно перевірити справність системи охолодження. Далі слід перевірити наявність і справність електроапаратури та пристроїв заземлення. При підготовці зразка до досліду потрібно обов'язково переконатися у надійності закріплення зразка у захоплювачі.

У Інструкції у розділі вимог безпеки під час роботи вказано про те, що організація експлуатації випробувальної машини СТМ-100, їх ремонтів, налагодження і випробування повинні забезпечувати надійність і економічність роботи устаткування, безпеку праці, пожежну та екологічну безпеку відповідно до чинних НД та вимог цієї інструкції. Експлуатація сервогидравлічної випробувальної машини СТМ-100, а також установок, експлуатація яких не передбачена Інструкцією, має здійснюватися за спеціально розробленими для них інструкціями з експлуатації з урахуванням характеру виробництва, особливостей устаткування, технологій, а також вимог Інструкції. Інструкція затверджується власником устаткування (керівником підприємства) і узгоджується з проектною організацією, яка розробила їх проект.

Знання і дотримання Інструкції в обсязі, що відповідає займаній посаді, є обов'язковим для працівників суб'єктів відносин у сфері механічних випробувань; Обсяг вимог Інструкції для окремих працівників повинен визначатися посадовою інструкцією.

Інструкція наголошує, що встановлювати і знімати досліджувані зразки тільки після завершення випробувань. Під час роботи випробувальної машини СТМ-100 не брати і не подавати через нього будь-які предмети, не підтягувати болти, гайки, не знімати захоплювачі.

Після закінчення роботи, згідно Інструкції, потрібно вимкнути сервогідравлічну випробувальну машину СТМ-100. Дочекатися її повної зупинки, прибрати робоче місце. Також, перекрити подачу води та електричного струму до випробувальної машини СТМ-100. Про всі виявлені недоліки повідомити зав. Лабораторією.

При аварійній ситуації Інструкцією передбачені такі дії: вимкнути випробувальну машину СТМ-100; вивісити табличку про несправність і повідомити зав. лабораторією. Забороняється приступати до виконання роботи до повного усунення несправності. При припиненні водопостачання в систему охолодження слід зупинити роботу та вимкнути випробувальну машину СТМ-100. В разі припинення подачі електроенергії вимкнути електрообладнання. При отриманні травми потрібно негайно повідомити зав. Лабораторією [20].

4.2. Оцінка стійкості об'єкта будівництва до впливу ударної хвилі ядерного вибуху і заходи щодо підвищення стійкості

У регіонах із сейсмічною активністю чи на частині території України, де введено режим функціонування Єдиної державної системи цивільного захисту в умовах воєнного стану, актуальним є питання збереження здатності промислових будівель витримувати попереднє навантаження від перебування у споруді персоналу, відвідувачів та технічних чи промислових установок та іншого обладнання і мереж після впливу ударної хвилі від ядерного чи техногенного вибуху. Здатність окремих промислових об'єктів працювати в умовах НС безпосередньо впливає на економічний стан держави. Тому цивільні та промислові будівлі потребують обов'язкової оцінки стійкості роботи до впливу ударних хвиль ядерного чи техногенного вибуху. Також, при виявленні недостатньої стійкості у

спорудах, потрібно розробити заходи щодо підвищення стійкості. Дані заходи дозволять розмежовано та цілеспрямовано запобігти або зменшити вплив катастроф, стихійних лих чи аварій.

У таких випадках, на стадії проектування, у заздалегідь визначених місцях каркасу споруди розміщують пластичні шарніри. Даний захід дозволяє контролювати деформації та запобігає крихкому руйнуванню у залізобетонних конструкціях. Проте, конструкція може бути непридатною для подальшої експлуатації або конструкція буде непридатна до реставрації через залишкові деформації будівлі.

Враховуючи недоліки використання пластичних шарнірів, використання СПФ матеріалів для підсилення залізобетонних конструкцій може посприяти виключенню цих недоліків та забезпечити будівлі придатність для подальшої експлуатації.

Вимоги Норм проектування інженерно-технічних заходів цивільної оборони (ІТЗ ЦО) до будівництва об'єктів та комунально-енергетичних систем описані в ДБН В.1.2-4:2019 (далі Норми). Вимоги цих Норм ураховуються при проектуванні запобіжних заходів цивільного захисту (цивільної оборони) від наслідків надзвичайних ситуацій техногенного та військового характеру на території України.

Під стійкістю роботи об'єкта будівництва розуміють його здатність в умовах надзвичайних ситуацій виконувати покладену на нього функцію, а при отриманні слабких і середніх руйнувань, при пожежах, повенях, забрудненні місцевості, а також, при порушенні зв'язків по кооперації і постачанню відновлювати функціонування в мінімальні терміни.

Для споруд чи будівель, що не призначені для виготовлення матеріальних цінностей, стійкість роботи визначається як здатність виконувати свої функції в умовах НС.

На стійкість роботи об'єкта будівництва впливають такі фактори:

- Захищеність робітників та службовців від факторів ураження при НС;

- Здатність інженерно-технічного комплексу об'єкта протидіяти руйнуючим факторам аварій, катастроф, стихійних лих чи сучасного озброєння;
- Надійність постачання до об'єкта електроенергії, води, палива чи сировини;
- Підготовленість об'єкта до проведення аварійно-рятувальних та відновлюваних робіт;
- Оперативність управління виробництвом та здійсненням заходів цивільного захисту в надзвичайних ситуаціях.

У цьому розділі було досліджено вплив ударної хвилі від ядерного вибуху потужністю боєзапасу в 200 кт на окремий елемент конструкції: залізобетонну балку зі вставками надпружного Ni-Ti сплаву. Відстань розміщення об'єкту від центру вибуху 4 км.

Вихідні дані: Потужність боєзапасу 200 кт. Тип вибуху – наземний. Відстань від центру вибуху: 4 км.

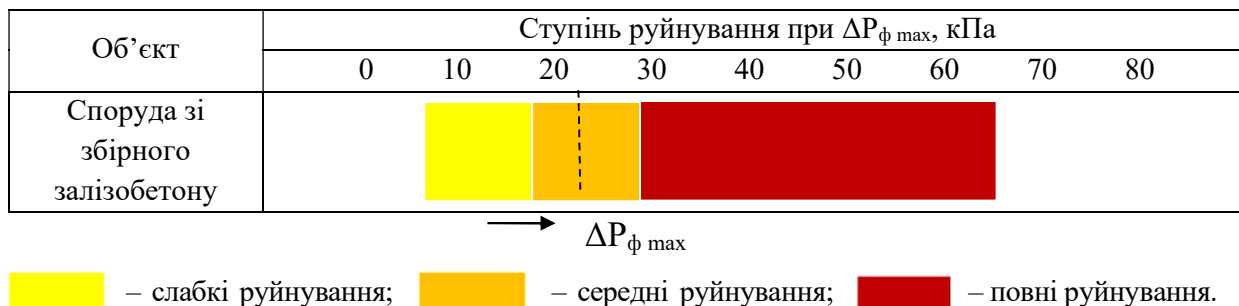
Максимально ймовірний надмірний тиск ($\Delta P_{\phi \max}$), що очікується від вибуху у районі розташування об'єкту залежить від віддалі об'єкта, що перевіряється на стійкість, до центра вибуху, його виду та потужності боєзапасу.

Згідно таблиці А.1 максимально ймовірний надмірний тиск, потужністю боєзапасу в 200 кт на відстані 4 км від центру вибуху, рівний:

$$\Delta P_{\phi \max} = 20 + \frac{30-2}{2,90-4,40} \times (4 - 4,40) = 22,7 \text{ кПа.}$$

Основним елементом об'єкту є будівля із збірного залізобетону та залізобетонними балками із вставками надпружного Ni-Ti сплаву у наперед визначених місцях, що замінюють необхідність пластичних шарнірів. Відповідно до ступеня руйнувань елементів ОГД при різних значеннях надлишкового тиску ударної хвилі (табл. А.2), результат оцінки стійкості об'єкта до впливу ударної хвилі представлений у таблиці 4.1

Таблиця 4.1 – Результати оцінки стійкості цеху до впливу ударної хвилі



Отже, межа стійкості будівлі $\Delta P_{\phi \lim} = 20$ кПа. Дана споруда є вразливою до ударної хвилі ($\Delta P_{\phi \max} = 22,7$ кПа). Відповідно до таблиці 4.1, будівля зазнає середніх руйнувань, що призводять до пошкодження у споруді в основному не несучих, другорядних конструкцій, таких як перегородки, дахи, вікна та двері. Також можливим є утворення тріщин у зовнішніх стінах і вивали в окремих місцях. Перекриття та підвали не зруйновані, частина приміщень придатна до експлуатації. Згідно таблиці 4.2 очікуваний збиток від ударної хвилі ($\Delta P_{\phi \max} = 22,7$ кПа) складає 37%.

Таблиця 4.2 – Очікуваний збиток в залежності від ступеня руйнування

Ступінь руйнування	Слабкі	Середні	Сильні	Повні
Очікуваний збиток, %	20-30	30-50	50-90	90-100

Відповідно до отриманих результатів, рекомендується підвищити межу стійкості споруди до $\Delta P_{\phi \lim} = 25$ кПа.

Для даної споруди рекомендується підвищити стійкість несучих конструкцій і перекриття будівлі шляхом проектування додаткових колон, ферм, контрфорсів чи підкосів. Даний підрозділ виконано із врахуванням методичних норм та вказівок [21]

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

Дослідження охоплює комплексний підхід до проектування та аналізу трирівневого паркінгу в центральній частині міста, зосереджуючи увагу на архітектурно-планувальних рішеннях, конструктивних аспектах, інноваційних матеріалах та безпекових питаннях. У результаті:

1. Проведено ретельний аналіз природно-кліматичних і геологічних умов, а також вимог будівельних норм, що дозволило запропонувати архітектурно-конструктивні рішення, які відповідають сучасним стандартам функціональності, енергоефективності та екологічності.

2. Розроблено детальний розрахунок навантажень і конструктивних елементів, включаючи вибір фундаменту, що забезпечує міцність і довговічність споруди при мінімізації ризиків деформацій.

3. Досліджено перспективи використання сплавів з пам'яттю форми (СПФ) для покращення характеристик залізобетонних конструкцій у сейсмічних і складних експлуатаційних умовах, зокрема для підвищення здатності до відновлення форми та зменшення залишкових деформацій.

4. Оцінено стійкість конструкцій до впливу ударних хвиль і рекомендовано вдосконалення несучих елементів для підвищення межі стійкості до екстремальних навантажень.

Запропоновані рішення сприяють реалізації інноваційних підходів у будівництві, забезпечуючи довговічність, безпеку та комфортність експлуатації споруд.

БІБЛІОГРАФІЯ

1. ДСТУ-Н Б В.1.1-27-2010. Будівельна кліматологія. — [Чинний від 2011]. — 127 с.
2. ДБН В.1.2-2:2006 Навантаження та впливи. Норми проектування. — [Чинний від 2006]. — 75 с.
3. ДСТУ 8855:2019 Визначення класу наслідків (відповідальності). — [Чинний від 2019]. — 17 с.
4. ДБН В.1.1 -7:2016 Пожежна безпека об'єктів будівництва. Загальні вимоги. — [Чинний від 2017]. — 47 с.
5. ДБН В.1.2 -7:2021 Пожежна безпека. — [Чинний від 2022]. — 17 с.
6. ДБН Б.2.2-12:2019 Планування та забудова територій. — [Чинний від 2019]. — 185 с.
7. ДБН В.1.2 -8:2021 Гігієна, здоров'я та захист довкілля. — [Чинний від 2022]. — 15 с.
8. Alam M. S., Youssef M. A., Nehdi M. Utilizing shape memory alloys to enhance the performance and safety of civil infrastructure: a review. *Canadian Journal of Civil Engineering*. 2007. Вип. 34, № 9. С. 1075–1086.
9. ДБН В.2.3-15:2007 Автосоянки і гаражі для легкових автомобілів. — [Чинний від 2022]. — 53 с.
10. ДБН В.2.6-98:2009. Бетонні та залізобетонні Конструкції. Основні положення. — [Чинний від 2020]. — 71 с.
11. Humbeeck J. Van. Non-medical applications of shape memory alloys. *Materials Science and Engineering: A*. 1999. Вип. 273–275. С. 134–148.
12. 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. — [Чинний від 2011]. — 63 с.
13. Биків Н. З., Ясній В. П. Застосування сплавів із пам'яттю форми у будівельних конструкціях. Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві. 2022. № 17. С. 3–14.

14. ДБН В.2.1-10-2009 Основи та фундаменти будинків і споруд Основні положення проектування. — [Чинний від 2012]. — 161 с.
15. Song G., Ma N., Li H. N. Applications of shape memory alloys in civil structures. *Engineering Structures*. 2006. Вип. 28, № 9. С. 1266–1274.
16. Bykiv N., Iasnii V., Yasniy P., Junga R. Thermomechanical analysis of nitinol memory alloy behavior. *Scientific journal of the Ternopil national technical university*. 2021. Вип. 102, № 2. С. 161–167.
17. Пиндус Ю. І., Конончук О. П., Підгурський М. І. Методичні вказівки з дисципліни «Метод скінченних елементів в механіці споруд». 2016.
18. Биків Н. З., Ясній П. В., Ясній В. П. Modeling of mechanical behavior of reinforced concrete beam reinforced by the shape memory alloy insertion using finite elements method. *Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві*. 2020. № 13. С. 24–34.
19. Bykiv N., Yasniy P., Lapusta Y., Iasnii V. Finite element analysis of reinforced-concrete beam with shape memory alloy under the bending. *Procedia Structural Integrity*. 2022. Вип. 36. С. 386–393.
20. Каспрук В. Б. Методичні вказівки для написання розділу дипломного проекту з дисципліни «Охорона праці в галузі». Тернопіль:ТНТУ, 2017. 14 с.
21. Стручок В. С. Безпека в надзвичайних ситуаціях. Методичний посібник для здобувачів освітнього ступеня «магістр» всіх спеціальностей денної та заочної (дистанційної) форм навчання. Тернопіль:ФОП Паляниця В.А., 2022. 156 с.

ДОДАТОК А

**Надлишковий тиск ударної хвилі при різних потужностях ядерного боєзапасу
і відстані до центру вибуху**

Таблиця А.1

Надлишковий тиск ΔP , кПа	Потужність боєзапасу, кт							
	1	2	3	5	10	20	30	50
	Відстань від центру (епіцентру) вибуху, км,							
2000	0,05 0,07	0,07 0,10	0,08 0,11	0,09 0,13	0,11 0,17	0,15 0,21	0,17 0,24	0,20 0,28
1000	0,07 0,10	0,09 0,13	0,10 0,14	0,12 0,17	0,15 0,22	0,18 0,27	0,21 0,31	0,25 0,37
500	0,09 0,13	0,11 0,17	0,13 0,19	0,15 0,23	0,18 0,29	0,24 0,37	0,27 0,42	0,32 0,50
250	0,13 0,18	0,16 0,23	0,18 0,26	0,22 0,31	0,27 0,39	0,35 0,49	0,40 0,56	0,47 0,65
200	0,15 0,20	0,18 0,25	0,21 0,29	0,28 0,34	0,32 0,43	0,40 0,54	0,46 0,62	0,54 0,75
150	0,17 0,23	0,21 0,29	0,24 0,33	0,28 0,29	0,36 0,49	0,45 0,62	0,52 0,70	0,61 0,84
100	0,21 0,27	0,27 0,35	0,31 0,40	0,37 0,47	0,46 0,59	0,60 0,70	0,70 0,80	0,80 1,00
90	0,23 0,28	0,28 0,36	0,32 0,42	0,41 0,50	0,50 0,64	0,70 0,80	0,80 0,90	0,90 1,10
80	0,26 0,30	0,31 0,40	0,36 0,44	0,45 0,54	0,55 0,69	0,80 0,90	0,90 1,00	1,00 1,20
70	0,29 0,33	0,34 0,44	0,41 0,48	0,50 0,58	0,61 0,74	0,85 0,97	0,93 1,05	1,10 1,25
60	0,32 0,36	0,38 0,49	0,47 0,52	0,55 0,63	0,67 0,80	0,90 1,00	1,00 1,10	1,20 1,30
50	0,36 0,40	0,45 0,50	0,52 0,57	0,61 0,68	0,77 0,85	1,00 1,10	1,10 1,20	1,30 1,40
40	0,46 0,47	0,57 0,59	0,65 0,68	0,77 0,80	0,96 1,00	1,10 1,20	1,20 1,30	1,40 1,50
30	0,54 0,54	0,68 0,68	0,78 0,78	0,92 0,92	1,15 1,15	1,50 1,50	1,35 1,35	2,00 2,00
20	0,75 0,69	0,95 0,87	1,10 1,00	1,30 1,20	1,60 1,50	2,00 1,90	2,23 2,13	2,70 2,60
15	0,95 0,84	1,20 1,05	1,35 1,20	1,60 1,45	2,00 1,80	2,60 2,30	3,00 2,60	3,50 3,10
10	1,40 1,10	1,74 1,40	2,00 1,60	2,40 1,90	3,00 2,40	3,20 3,00	3,65 3,30	4,50 4,20

Таблиця А.1 (закінчення)

Надлишковий тиск ΔP , кПа	Потужність боезапасу, кт							
	50	100	200	300	500	1000	2000	5000
	Відстань від центру (епіцентру) вибуху, км							
2000	0,20	0,23	0,32	0,36	0,43	0,50	0,65	0,85
	0,28	0,36	0,45	0,52	0,61	0,77	1,00	1,30
1000	0,25	0,32	0,40	0,46	0,54	0,70	0,90	1,30
	0,37	0,46	0,58	0,67	0,79	1,00	1,30	1,80
500	0,32	0,40	0,51	0,58	0,69	0,90	1,20	2,00
	0,50	0,62	0,79	0,90	1,05	1,35	1,70	2,90
250	0,47	0,59	0,74	0,85	1,00	1,30	1,50	2,50
	0,65	0,83	1,05	1,20	1,45	1,80	2,10	3,40
200	0,54	0,68	0,86	0,98	1,15	1,50	1,80	3,10
	0,75	0,92	1,15	1,35	1,60	2,00	2,50	4,00
150	0,61	0,77	0,97	1,10	1,30	1,70	2,20	3,70
	0,84	1,05	1,35	1,50	1,80	2,30	2,90	4,70
100	0,80	1,00	1,20	1,37	1,70	2,40	2,70	4,20
	1,00	1,20	1,50	1,70	2,10	3,00	3,40	5,00
90	0,90	1,20	1,40	1,57	1,90	2,70	3,00	4,40
	1,00	1,30	1,60	1,83	2,30	3,40	3,70	5,40
80	1,00	1,30	1,50	1,67	2,00	3,00	3,30	5,00
	1,20	1,40	1,70	1,93	2,40	3,50	3,90	5,70
70	1,10	1,40	1,60	1,85	2,30	3,30	3,60	5,60
	1,25	1,50	1,80	2,10	2,60	3,60	4,20	6,20
60	1,20	1,62	1,80	2,07	2,60	3,60	4,20	6,60
	1,30	1,70	2,00	2,30	2,80	4,00	4,60	6,80
50	1,30	1,76	1,90	2,27	3,00	4,30	4,60	7,60
	1,40	1,90	2,20	2,55	3,20	4,50	5,10	7,80
40	1,40	2,25	2,50	2,80	3,40	5,00	6,80	9,20
	1,50	2,47	2,60	2,93	3,60	5,50	7,00	9,30
30	2,00	2,44	2,90	3,35	4,20	7,50	9,50	13,0
	2,30	2,54	3,00	3,60	4,40	7,00	8,80	12,0
20	2,70	3,75	4,40	4,95	6,00	9,50	13,0	14,6
	2,60	3,69	3,80	4,40	5,50	8,40	10,7	14,3
15	3,50	3,95	5,50	6,35	7,55	14,3	18,0	24,0
	3,10	3,84	4,90	5,65	6,70	11,2	14,2	19,5
10	4,50	5,40	7,90	9,10	11,5	13,2	23,2	26,0
	4,20	5,10	6,40	7,30	9,00	10,4	13,0	13,3

Примітка: чисельник – для повітряного вибуху; знаменник – для наземного вибуху;

ДОДАТОК Б

**Ступені руйнування елементів об'єкту в залежності від надлишкового
Тиску ударної хвилі ΔP_{ϕ} , кПа**

Таблиця Б.1

№ П/П	Елементи об'єкту	Ступінь руйнувань			
		Слабкі	Середні	Сильні	Повні
1. Виробничі, адміністративні будівлі та споруди					
1.	Масивні промислові споруди з металевим каркасом і крановим обладнанням вантажопідйомністю 25...50 т	20...30	30...40	40...50	50...70
2.	Теж саме, з крановим обладнанням вантажопідйомністю 60...100 т	20...40	40...50	50...60	60...80
3.	Бетонні та залізобетонні будинки та споруди антисейсмічної конструкції	25...35	80...120	150...200	200
4.	Споруди з легким металевим каркасом і без каркасні конструкції	10...20	20...30	30...50	50...70
5.	Промислові будівлі з металевим каркасом і бетонним заповненням з площею засклення біля 30%	10...20	20...30	30...40	40...50
6.	Промислові будівлі з металевим каркасом і суцільним крихким заповненням стін та даху	10...20	20...30	30...40	40...50
7.	Багато поверхові і залізобетонні споруди з великою площею засклення	8...20	20...40	40...90	90...100
8.	Споруди зі збірного залізобетону	10...20	20...30	-	30...60
9.	Одноповерхові споруди з металевим каркасом і стіновим заповненням з хвилевої сталі	5...7	7...10	10...15	15
10.	Теж саме, з дахом і стіновим заповненням з хвилевої сталі	7...10	10...15	15...25	25...30
11.	Цегляні безкаркасні виробничо-допоміжні споруди з перекриттям (покриттям) з залізобетонних збірних елементів одно- і багатоповерхові	10...20	20...35	35...45	45...60
12.	Теж саме, з перекриттям (покриттям) з дерев'яних елементів одно- і багатоповерхові	8...15	15...25	25...35	35
13.	Споруди фідерної або трансформаторної підстанції з цегли або блоків	10...20	20...40	40...60	60...80
14.	Складські цегляні будівлі	10...20	20...30	30...40	40...50
15.	Легкі склади-намети з металевим каркасом і шиферною покрівлею	10...25	25...35	35...50	50