

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

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

КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

на здобуття освітнього ступеня

Бакалавр

(назва освітнього ступеня)

на тему: Проект мотошколи у Вінниці

Виконала: студентка 4 курсу, групи МБ-42

спеціальності

192. Будівництво та цивільна інженерія

(шифр і назва спеціальності)

Студент

(підпис)

Ханас О.В.

(прізвище та ініціали)

Керівник

(підпис)

Гудь М.І.

(прізвище та ініціали)

Нормоконтроль

(підпис)

Мещерякова О. М.

(прізвище та ініціали)

Завідувач кафедри

(підпис)

Ясній В. П.

(прізвище та ініціали)

Рецензент

(підпис)

Бобик М.П.

(прізвище та ініціали)

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

Факультет Факультет інженерії машин, споруд і технологій

(повна назва факультету)

Кафедра Будівельної механіки

(повна назва кафедри)

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри

Ясній В.П.

(підпис)

(прізвище та ініціали)

« »

2025 р.

З А В Д А Н Н Я
НА КВАЛІФІКАЦІЙНУ РОБОТУ

на здобуття освітнього ступеня Бакалавр

(назва освітнього ступеня)

за спеціальністю 192 Будівництво та цивільна інженерія

(шифр і назва спеціальності)

студента Ханаса Олександра Вікторовича

(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема роботи Проект мотошколи у Вінниці

Керівник роботи Гудь Михайло Іванович, к.т.н., доц.

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

Затверджені наказом ректора від « 24 » 05 2025 року № 4/7-48

2. Термін подання студентом завершеної роботи _____

3. Вихідні дані до роботи Геолокація об'єкту

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

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

6. Консультанти розділів роботи

Розділ	Прізвище, ініціали та посада консультанта	Підпис, дата	
		завдання видав	завдання прийняв
Безпека життєдіяльності, основи охорони праці	Окіпний І.Б. доцент		
Нормоконтроль	Мещерякова О.М. ст.викл.		

7. Дата видачі завдання

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

[illegible]

Студентка

(підпис)

Ханас О.В.

(прізвище та ініціали)

Керівник роботи

(підпис)

Гудь М.И.

(прізвище та ініціали)

ЗМІСТ

ВСТУП.....	5
РОЗДІЛ 1 АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНА ЧАСТИНА.....	7
1.1 Загальна характеристика району забудови.....	7
1.2 Об'ємно-планувальне рішення.....	8
1.3 Конструктивне рішення будівлі.....	9
1.3.1 Опис внутрішнього і зовнішнього оздоблення будівлі та приміщень	10
1.3.2 Опис теплозахисних характеристик огорожувальних конструкцій	11
1.3.3 Підлоги	12
1.3.4 Опис заходів, що забезпечують захист приміщень від шуму	13
1.3.5 Вікна та двері	13
1.4 Дотримання вимог пожежної безпеки.....	14
1.5 Інженерне обладнання	14
РОЗДІЛ 2 КОНСТРУКТИВНА ЧАСТИНА	16
2.1 Загальний опис конструкцій будівлі	16
2.2 Збір навантажень	16
2.2.1 Снігове навантаження.....	17
2.2.2 Вітрове навантаження.....	19
2.3 Моделювання будівлі в програмному комплексі ПК ЛІРА- САПР.....	22
2.3.1 Види завантаження.....	23
2.3.1 Зусилля в колонах	24
2.3.2 Зусилля в плиті перекриття.....	24
2.4 Підбір арматури для конструктивних ЕЛЕМЕНТІВ	25
2.5 Розрахунок просторово-стрижневої системи.....	30
2.5.1 Види завантаження.....	31
2.5.2 Зусилля в конструкції каркаса и просторово- стрижневої системи.....	31
2.6 Підбір арматури для конструктивних елементів	32
2.6.1 Підбір арматури для перекриття.....	33
2.6.2 Підбір арматури для колон.....	34

2.7 Підбір сталевих труб для просторово-стрижневої системи	35
РОЗДІЛ 3 ОСНОВА ТА ФУНДАМЕНТИ	36
3.1 Оцінка інженерно-геологічних умов і властивостей ґрунтів будівельного майданчика.....	36
3.2 Фізико-механічні властивості ґрунту.....	37
3.3 Обчислення розрахункових характеристик ҐРУНТІВ.....	37
3.4 Опис конструктивного рішення будівлі	38
3.5 Збір навантажень, що діють на фундаменти та основи.....	39
3.6 Вибір типу фундаменту	39
3.7 Визначення осідання фундаменту	42
3.8 Розрахунок фундаментів на продавлювання.....	46
3.9 Конструювання та підбір арматури фундаменту на природній основі	48
РОЗДІЛ 4 БЕЗПЕКА ЖИТТЄДІЯЛЬНОСТІ, ОСНОВИ ОХОРОНИ ПРАЦІ	50
4.1 Заходи з охорони праці та пожежної безпеки	53
ВИСНОВОК.....	55
БІБЛІОГРАФІЯ.....	56

ВСТУП

Проектування будівель спеціального призначення, зокрема спортивно-освітніх комплексів, є актуальним напрямом сучасного будівництва в Україні. В умовах урбанізації та підвищення суспільної зацікавленості до мотоспорту як форми активного дозвілля й професійної підготовки виникає потреба у створенні відповідних інфраструктурних об'єктів. У цьому контексті проєкт мотошколи, розташованої в місті Вінниця, є вагомим прикладом архітектурно-будівельного комплексу, який поєднує навчальні, спортивні, адміністративні та обслуговуючі функції.

Об'єктом проектування є мотошкола із залом практичної підготовки, адміністративним корпусом та підвальними приміщеннями для стоянки й обслуговування техніки. Конструктивно передбачено монолітний залізобетонний каркас з просторово-стрижневою системою перекриття. Приміщення спроектовані з урахуванням сучасних вимог пожежної безпеки, енергоефективності, сейсмостійкості та ергономіки.

Актуальність теми полягає у потребі розвитку сучасної навчально-тренувальної інфраструктури з урахуванням енергоефективних, безпечних і функціонально гнучких архітектурно-конструктивних рішень. Будівля мотошколи в місті Вінниця покликана забезпечити ефективне поєднання адміністративної, навчальної, глядацької й технічної функцій в одному об'єкті. Урахування сейсмічних умов, використання ПК SCAD та ЛІРА-САПР для конструктивного моделювання, а також застосування сучасних матеріалів свідчать про високий технічний рівень реалізації проєкту.

Мета кваліфікаційної роботи полягає в розробці комплексу архітектурно-будівельних та конструктивних рішень мотошколи, здатної забезпечити функціонування спортивно-навчального процесу в умовах сучасного міського середовища з урахуванням вимог безпеки, комфорту та нормативних параметрів.

Завдання кваліфікаційної роботи:

- розробити об'ємно-планувальне та функціональне зонування будівлі;

- виконати конструктивні розрахунки елементів каркаса, перекриттів, покриття та фундаментів;
- провести підбір арматури для залізобетонних конструкцій;
- змодельювати несучу систему в ПК SCAD та ЛІРА-САПР;
- обґрунтувати вибір типу фундаменту за інженерно-геологічними умовами;
- розробити заходи з охорони праці, пожежної безпеки та безпеки життєдіяльності.

Практичне значення роботи полягає в можливості реалізації проєктованої мотошколи на території реального міського середовища з урахуванням кліматичних і сейсмічних умов регіону. Проєкт демонструє ефективне застосування сучасних інженерних програмних рішень, типових будівельних матеріалів та конструкцій, що відповідають вимогам нормативної бази. Запропоновані рішення можуть бути використані при реалізації аналогічних проєктів освітньо-спортивного профілю.

Ключові слова: мотошкола, монолітний каркас, просторово-стрижнева система, SCAD, ЛІРА-САПР, архітектурно-будівельні рішення, фундамент, арматура.

РОЗДІЛ 1

АРХІТЕКТУРНО-БУДІВЕЛЬНА ЧАСТИНА

1.1 Загальна характеристика району забудови

Проектована будівля розташована на території міста Вінниця. Територія має рівнинну місцевість. Рельєф ділянки має абсолютну позначку висоти 246 м.



Рисунок 1.1 - Ділянка планованого об'єкта

Район будівництва- м. Вінниця, помірний [4]:

- кліматичний район - 2;
- розрахункова температура зовнішнього повітря для опалення - мінус 17°C;
- тривалість опалювального періоду - 183 доби;
- середньодобова температура опалювального періоду - мінус 7,9°C,
- середньорічне значення вологості -72%;
- сейсмічність району - 6 балів.
- Нормативне вітрове навантаження - 0,38 кПа (III район) [2]. Розрахункове снігове навантаження - 1,2 кПа (II район) [2].

Стійкий сніговий покрив встановлюється в другій половині листопада.

Середня з максимальних за зиму висота снігового покриву 23 см, середня з максимальних величина запасу води в сніговому покриві 25 мм. Середня дата сходження снігового покриву - початок березня. Середнє число днів зі сніговим покривом становить 126 діб.

Середня місячна та річна кількість опадів представлена в таблиці 1.1.

Таблиця 1.1 - Середня місячна та річна кількість опадів

Пункт	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII	рік
Вінниця	7,5	5,9	5,8	11,4	28,9	59,4	70,1	57,3	36,4	16,4	10,8	9,5	319,4

Протягом усього року в районі проєктованого об'єкта переважають вітри північного, південно-західного та південного напрямку. У таблиці 1.2, 1.3 подано напрямки вітру та штилів.

Таблиця 1.2 - Повторюваність напрямків вітру та штилів, %

	Пн	Пн-Сх	Сх	Пд-Сх	Пд	Пд-Зх	Зх	Пн-Зх	Штиль
Вінниця	18	14	7	8	15	19	12	7	25

Таблиця 1.3 - Середня швидкість вітру за напрямками, м/с

	Пн	Пн-Сх	Сх	Пд-Сх	Пд	Пд-Зх	Зх	Пн-Зх
Вінниця	1,7	2,1	1,8	1,8	2,6	4,1	3,6	1,9

Середнє число днів із ВІТРОМ 10 м/с і більше -24 дні

1.2 Об'ємно-планувальне рішення

Мотошкола має 2 надземні та 1 підвальний поверх, має 140 глядацьких місць.

Розміри будівлі в осях 60х76 м. Висота поверхів становить 3,3 м в адміністративній та навчальній частині, 15,6 м у приміщенні практичної

підготовки.

На першому поверсі розташовані приміщення для відвідувачів: каси, гардероб, трибуни, кафе, приміщення для роботи з клієнтами.

Так само на першому поверсі розташовані приміщення для учнів та учасників змагань: роздягальні, медкабінети, інструкторські, конференц-зал, а також зал для практичної підготовки та показових виступів на змаганнях.

На другому поверсі розташувався адміністративний комплекс і приміщення для теоретичної підготовки учнів, суддівська.

Адміністративний комплекс включає в себе кабінет директора, приймальню, навчальну частину, психолога і соціолога, відділи різної підготовки, бухгалтерію[4].

У підвальному поверсі розміщені бокси для стоянки техніки та її ремонту, а також приміщення для обслуговування будівлі.

Трибуни організовані в один ярус, прохід до глядацьких місць здійснюється з першого і другого поверхів. Загальна місткість - 140 осіб без урахування місць для МГН.

1.3 Конструктивне рішення будівлі

У зв'язку з сейсмічною активністю було вирішено прийняти каркасно-стрижневу конструктивну систему.

Зовнішні стіни будівлі виконані з цегли, товщиною 250 мм. Головний фасад будівлі має скління. Перегородки складаються з цегли, товщиною 120 мм. Діафрагми жорсткості товщиною 200 мм із монолітного залізобетону.

Конструктивні рішення перекриттів відповідають вимогам пожежної безпеки, забезпечення їхньої довговічності та мінімальної деформативності в площині та з площини. Матеріал перекриття є вогнетривким і залізобетонним. Перекриття будівлі виконані з монолітного залізобетону, товщиною 200 мм з класу бетону В30.

Конструкцію перекриття приміщення для практичної підготовки та

спортивних виступів виконано з просторово - стрижневих елементів арочного обрису з обпиранням структурних плит з двох боків. З одного боку спирання відбувається на монолітний залізобетонний каркас будівлі, з іншого - на колони, виконані з контрфорсами, і монолітні залізобетонні балки. З'єднання всіх структурних елементів виконуються на спеціальні куткові елементи у вигляді багатогранника.

Колони - монолітні залізобетонні, бетон класу В35, із двома видами перерізів: 250х250 мм, 500х500 мм, а також колони з контрфорсом, шириною 500 мм;

Фундаменти - монолітні залізобетонні стовпчасті під колони квадратного перетину. Під колони просторово - стрижневої системи фундаменти виконані в монолітному залізобетонному виконанні.

Сходи двомаршеві зі збірних залізобетонних сходинок, покладених на косоури з металопрокату і монолітні залізобетонні майданчики.

Конструкція покрівлі - В осях "1"- "13" "А"- "В" і осях "11"- "13" "В/1"- "М" плоский дах по монолітному залізобетонному перекриттю, утеплений пінополістирольним утеплювачем товщиною 150 мм. На утеплювач покладено вирівнювальну цементно-піщану стяжку товщиною 30 мм і покрівельний килим - Пергамін.

В осях "1" - "11" "В/1"- "М" покрівля аркового обрису, виконана з алюмінієвих профілів зі склопакетами - стрижневою конструкцією зі сталевих труб різного діаметру.

1.3.1 Опис внутрішнього і зовнішнього оздоблення будівлі та приміщень

Специфікація елементів заповнення дверних і віконних прорізів розташована на аркуші 1 графічної частини. Відомість оздоблення приміщень подано в таблиці 1.4.

Таблиця 1.4 - Відомість оздоблення приміщень

Найменування приміщення	Вид оздоблення елементів			Прим
	Стеля	Стіни та перегородки	Підлога	
Сходові клітки	Вирівнювання Покращене водоемульсійне фарбування	Високоякісна штукатурка	Тип 1	
Санвузли	Покращена штукатурка та фарбування водоемульсійною фарби	Керамічна плитка	Тип 2	
Навчальні приміщення	Підвісна стеля "Армстронг"	Високоякісна штукатурка Фарбування водоемульсійними фарбами	Тип 3	
Зал практичної підготовки та обслуговування техніки	ГВЛВ Файєрборд Високоякісна штукатурка	Високоякісна штукатурка, Покращена водоемульсійна штукатурка, Покращена водоемульсійна штукатурка.	Тип 4	
Адміністративно-побутові приміщення	Підвісна стеля "Армстронг"	Високоякісна штукатурка	Тип 3	

1.3.2 Опис теплозахисних характеристик огорожувальних конструкцій

Тепловий захист будівлі розроблено відповідно до [5]. Будівля опалювальна. Температура внутрішнього повітря - плюс 20 (0) С.

Зовнішні стіни виконуються з цегли товщиною 250 мм з утепленням мінераловатною плитою загальною товщиною 150 мм.

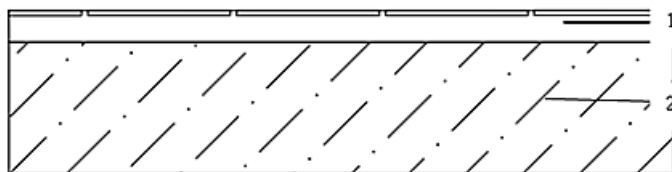
Тілозахист покрівлі забезпечено за рахунок екструдованого пінополістиролу товщиною 150 мм.

Для забезпечення теплозахисту покрівлі в приміщенні практичної підготовки використано алюмінієві профілі з потрійним склопакетом фірми.

1.3.3 Підлоги

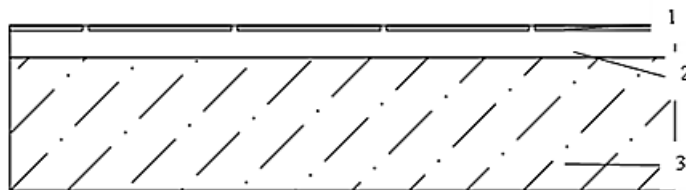
Підлоги задовольняють вимогам міцності, довговічності, достатньої безшумності та теплопередачі. Підлоги в залі практичної підготовки прийняті з бетону. Підлогу в адміністративній частині виконано з керамограніту. Підлогу в підвальному приміщенні виконано з бетону.

Розрізи підлог представлено на рисунках 1.2 - 1.5.



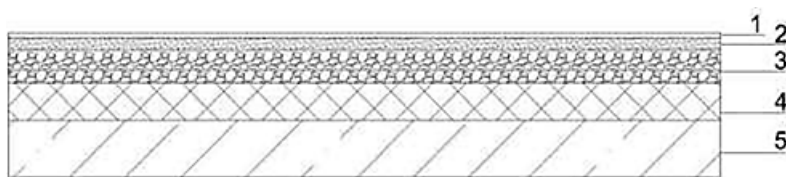
1 - керамічна плитка на клею, 2 - з/б плита перекриття.

Рисунок 1.2 - Тип підлоги 1



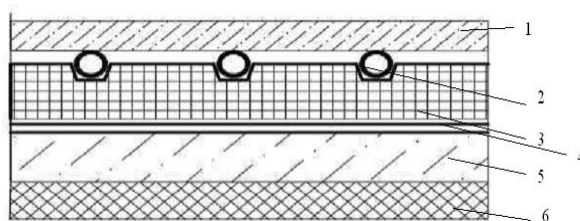
1 - керамічна плитка, 2- гідроізоляція, 3 - з/б плита перекриття.

Рисунок 1.3 - Тип підлоги 2



1- Керамограніт, 2-Армована ц/п стяжка 40мм, 3-Гідроізоляція,
5- Плита перекриття.

Рисунок 1.4 - Тип підлоги 3



1 - стяжка з ЦПР марки 200 армована - 120 мм, 2- елементи обігріву - труби 20х3 мм, 3- полістирольна плита для теплої підлоги, 4- гідроізоляція, 5 - стяжка з ЦПР марки 200 армована - 100 мм, 6- Утеплювач ЕТП 150 - 100 мм.

Рисунок 1.5 -Тип підлоги 4

1.3.4 Опис заходів, що забезпечують захист приміщень від шуму

Головним джерелом шуму та вібрацій у будівлі є приміщення для практичних занять і приміщення для обслуговування та ремонту техніки.

Для досягнення нормального рівня шуму застосовують шумоізолювальні матеріали в конструкції перегородок і перекриттів, що відповідають вимогам .

1.3.5 Вікна та двері

Вікна виконані з пластикового профілю зі склопакетом. Фасадне скління виконано з двокамерним склопакетом за алюмінієвим профілем з опором теплопередачі не менше $0,65 \text{ м} \times ^\circ\text{C}/\text{Вт}$.

Для забезпечення евакуації всі двері відчиняються назовні у напрямку руху на вихід із будівлі.

Зовнішні двері протипожежні з алюмінієвого профілю, склопакет двокамерний з опором теплопередачі $R \geq 0,51 \text{ м}^2 \text{ } ^\circ\text{C}/\text{Вт}$, скло загартоване, поліроване.

Двері обладнуються ручками, засувками і врізними замками. Коробки дверей виконані зі штампованих алюмінієвих профілів із кріпленням анкерами до стін.

1.4 Дотримання вимог пожежної безпеки

Вимоги пожежної безпеки враховано під час проєктування об'ємно-планувального та конструктивного рішень: дотримання розмірів приміщень, кількість виходів із будівлі.

Ступінь вогнестійкості - 1

Згідно з [17] у підвальному поверсі розташовується система автоматичного пожежогасіння (АПП) і система автоматичної пожежної сигналізації (АППС).

У підземному поверсі є покажчики напрямку руху до евакуаційних виходів. Знаки із зазначенням напрямку руху розташовуються в зоні вільної видимості з будь-якого місця на шляхах евакуації. На шляхах евакуації є покажчики з розташуванням зовнішніх гідрантів, вогнегасників, пожежних кранів.

У дипломному проєкті передбачено 12 евакуаційних виходів із різних частин будівлі. Підвальный поверх має три евакуаційні виходи з будівлі, а також дві сходові клітки для виходу на перший поверх будівлі. З першого поверху передбачено шість евакуаційних виходів з будівлі. на другому поверсі передбачено два виходи з будівлі металевими двомаршовими драбинами, а також чотири сходові клітки для виходу на перший поверх.

1.5 Інженерне обладнання

Інженерне обладнання проєктованого об'єкта в м. Вінниця" складається із систем водопостачання, каналізації, опалення та вентиляції.

Джерелом питного водопостачання є міська мережа зі сталевих труб Ø200 мм.

Зовнішній водопровід монтується з поліпропіленових труб Ø150 мм і Ø 250 мм. Зовнішнє пожежогасіння здійснюватиметься за допомогою пожежних гідрантів, встановлених у водопровідних колодязях вуличної мережі водопроводу.

Прокладання водопроводу здійснюється підземним способом, у траншеї. Мережі холодного і гарячого водопостачання в техпідпіллі прокладаються

відкрито і монтуються зі сталевих водогазопровідних труб.

Водовідведення. Система каналізації проєктується для відведення стічних вод від санітарно-технічних приладів і технологічного устаткування, установленого в будівлі. Відведення здійснюється самотіком у зовнішню каналізацію. Точка підключення каналізації передбачена в існуючому колодязі. Вона виконана з чавунних труб Ø250 мм. Визначення концентрації забруднення стічних вод не проводиться. Попереднє очищення не здійснюється. Очищення побутових стоків здійснюється на наявних очисних спорудах.

Вентиляція. У проєкті передбачається припливно-витяжна вентиляція з природним і механічним спонуканням. Також передбачаються загальні системи для приміщень сумісні за вимогами санітарних норм і технологій.

Схема повітропроводів прийнята "зверху-вниз". Припливне повітря подається через решітки. Видаляється повітря з верхньої зони приміщень вентиляторами. Після вентиляторів повітря викидається вище покрівлі будівлі. Повітроводи прийняті з тонколистової оцинкованої сталі, з межею вогнестійкості EI30.

РОЗДІЛ 2

КОНСТРУКТИВНА ЧАСТИНА

2.1 Загальний опис конструкцій будівлі

Будівля мотошколи поєднує в собі великопролітний спортивний корпус і 2-х поверховий адміністративно-освітній корпус.

Адміністративно - освітній корпус являє собою монолітну залізобетонну каркасну будівлю з кроком колон 6х5 м і 8х5 м.

Спортивний корпус являє собою великопролітну споруду, що перекривається просторово стрижневою системою.

Несучими елементами каркаса виступають колони, безбалочні (плоскі) плити перекриття і покриття. Висота будівлі - 6,6 м. Кількість поверхів - 2 надземних і один підземних поверхів. Висота поверхів - 3,3 м.

2.2 Збір навантажень

Визначення та збір навантажень на міжповерхове перекриття і покриття наведено в таблиці 2.1

На будівлю діють постійні та тимчасові навантаження:

Постійні:

а. Власна вага монолітних конструкцій (визначаються автоматично в ПК SCAD Office залежно від геометричних параметрів, об'ємної ваги матеріалів, коефіцієнта надійності);

б. Вага покрівлі на покриття;

в. Вага підлог і перегородок на покриття;

г. Вага зовнішньої стінової огорожі (визначається автоматично в ПК САПФІР і SCAD Office 21.1 залежно від запроектованих прорізів, об'ємної ваги матеріалу і коефіцієнтів надійності);

Тимчасові навантаження:

а. Снігове навантаження на покриття;

б. Тимчасове навантаження на перекриття;

в. Вітрове навантаження.

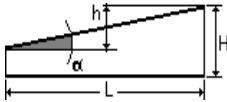
Таблиця 2.1 - Збір навантажень на будівлю

Номер	Вид навантаження	Нормативна навантаження, кН/м^2	Коефіцієнт надійності за навантаженням, γ	Розрахункове навантаження, кН/м^2
1	2	3	4	5
Постійні				
Вага покрівлі на покриття				
1	Гідроізоляційний килим $\delta=4$ мм, $\rho=5,2$ кг/м^3	0,00208	1,3	0,0027
2	Бетонна стяжка $\delta=40$ мм, $\rho=2200$ кг/м^3	0,88	1,1	0,968
3	Утеплювач $\delta=100$ мм, $\rho=40$ кг/м^3	0,04	1,3	0,052
Вага перегородок на перекриття				
1	Цегляні перегородки	13,2	1,3	17,16
Тимчасові				
1	Тимчасове на перекриття	2	1,3	2,6

2.2.1 Снігове навантаження

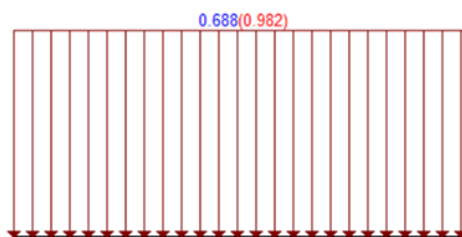
Збір снігового навантаження виконано в програмному комплексі SCAD Office 21.1. Розрахунок виконано за нормами проектування [2] і представлено в таблиці 2.2, 2.3 і рисунку 2.1, 2.2.

Таблиця 2.2 - Розрахунок снігового навантаження на будівлю.

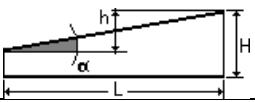
Параметр	Значення	Одиниці виміру
Місцевість		
Сніговий район	II	
Нормативне значення снігового навантаження	0.824	кН/м^2
Тип місцевості	A - Відкриті узбережжя морів, озер і водосховищ, пустелі, степи, лісостепи, тундра	
Середня швидкість вітру взимку	2	м/сек
Середня температура січень	-20	$^{\circ}\text{C}$
Будівля		
		
Висота будівлі H	6.6	М

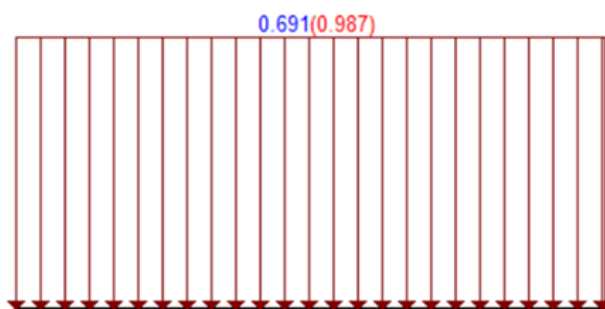
Продовження таблиці 2.2

Параметр	Значення	Одиниці виміру
Ширина будівлі В	10	м
h	0	м
А	0	град
L	64	м
Коефіцієнт надійності за навантаженням γ_f	1.429	

Рисунок 2.1 - Розрахункове снігове навантаження (кН/м²)

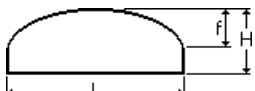
Таблиця 2.3 - Розрахунок снігового навантаження на будівлю

Параметр	Значення	Одиниці виміру
вітру взимку		
Середня температура січень	-20	°C
Будівля		
		
Висота будівлі Н	6.6	м
Ширина будівлі В	12	м
h	0	м
α	0	град
L	60	м
Коефіцієнт надійності за навантаженням γ_f	1.429	

Рисунок 2.2 - Розрахункове снігове навантаження (кН/м²)

Розрахунок снігового навантаження на просторово-стрижневу систему представлено в таблиці 2.4 і рисунку 2.3.

Таблиця 2.4 - Розрахунок снігового навантаження на великопролітну конструкцію

Параметр	Значення	Одиниці виміру
Місцевість		
Сніговий район	II	
Нормативне значення снігового навантаження	0.824	кН/м ²
Тип місцевості	A - Відкриті узбережжя морів, озер та водосховищ, пустелі, степи, лісостепи, тундра	
Середня швидкість вітру взимку	2	м/сек
Середня температура січень	-20	°C
Параметр	Значення	Одиниці виміру
Будівля		
		
Висота будівлі H	15.6	м
Ширина будівлі B	64	м
L	50	м
f	9	м
Коефіцієнт надійності за навантаженням γ_f	1.429	

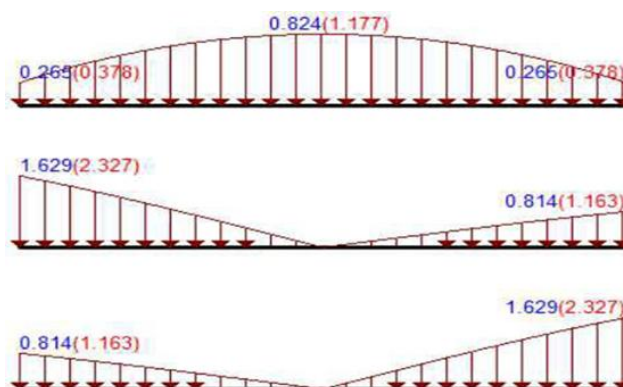


Рисунок 2.3 - Розрахункове снігове навантаження (кН/м²)

2.2.2 Вітрове навантаження

Значення вітрового навантаження обчислено в SCAD Office 21.1. Розрахунок показано в таблицях 2.5 і 2.6.

Таблиця 2.5 - Вихідні дані для розрахунку

Вихідні дані		
Вітровий район		III
Нормативне значення вітрового тиску		0.373 кН/м ²
Тип місцевості		B - міські території, лісові масиви та інші місцевості, рівномірно
Вихідні дані		
		вкриті перешкодами заввишки понад 10 м
Тип споруди		Вертикальні та ті, що відхиляються від вертикальних не більше ніж на 15° поверхні
Параметри		
Поверхня		Навітряна поверхня
Крок сканування		1 м
Коефіцієнт надійності за навантаженні γ_f		1.4
H	6.6	м

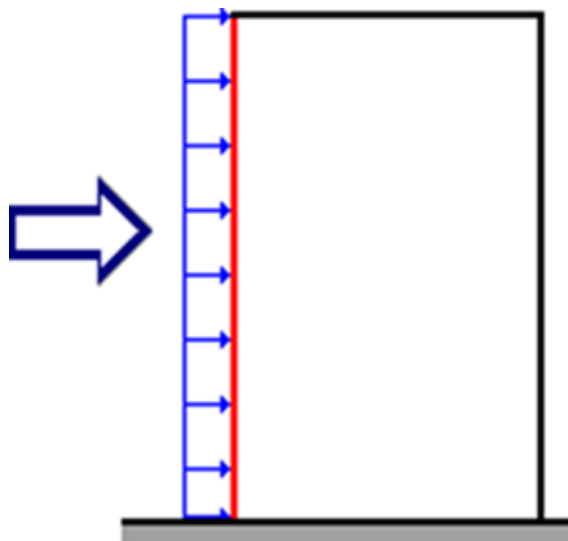


Рисунок 2.4 - Розрахункова модель

Таблиця 2.6 - Результати розрахунку вітрового навантаження, навітряного боку

Висота (м)	Нормативне значення (кН/м ²)	Розрахункове значення (кН/м ²)
0	0.149	0.209
1	0.149	0.209
2	0.149	0.209
3	0.149	0.209

Продовження таблиці 2.6

Висота (м)	Нормативне значення (кН/м ²)	Розрахункове значення (кН/м ²)
4	0.149	0.209
5	0.149	0.209
6	0.158	0.221
6.6	0.163	0.229

Розрахунок вітрового навантаження на просторово-стрижневу конструкцію представлено в таблиці 2.7, 2.8 і рисунку 2.5.

Таблиця 2.7 - Вихідні дані для розрахунку.

Вихідні дані		
Вітровий район		III
Нормативне значення вітрового тиску		0.373 кН/м ²
Тип місцевості		В - міські території, лісові масиви та інші місцевості, рівномірно вкриті перешкодами заввишки понад 10 м
Тип		Будинки зі склепінчастими або близькими до нього за обрисом покриттями
Параметри		
Поверхня		Ліва стіна
Крок сканування		1 м
Коефіцієнт надійності за навантаженні γ_f		1.4
H	6.6	м
B	64	м
f	9	м
L	50	м

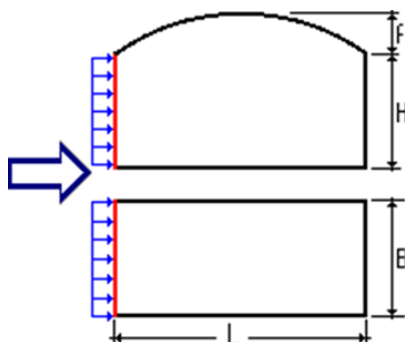


Рисунок 2.5 - Розрахункова модель

Таблиця 2.8 - Результати розрахунку вітрового навантаження з навітряного боку

Висота (м)	Нормативне значення (кН/м ²)	Розрахункове значення (кН/м ²)
0	0.149	0.209
1	0.149	0.209
2	0.14	0.209
3	0.149	0.209
4	0.149	0.209
5	0.149	0.209
6	0.158	0.221
6.6	0.163	0.229

2.3 Моделювання будівлі в програмному комплексі ПК ЛІРА- САПР

Як модель розрахунку будівлі використовувалася просторова оболонково-стрижнева скінченно-елементна модель (рисунок 2.6). Під час її розроблення було зроблено такі допущення:

В модель розрахунку будівлі введено тільки несучі конструктивні елементи.

Під час визначення зусиль у конструкціях будівлі ефекти фізичної та геометричної нелінійності ігнорували.

2) Деформативність ґрунтової основа в розрахунках не брала участі. Усі закріплення на опорах приймаємо абсолютно жорсткими.

4) Послідовність зведення будівлі в розрахунку каркаса не враховувалася.

Для розрахунку призначаємо такі характеристики жорсткості елементів:

Колони, 250х250 мм, бетон важкий класу В30;

Перекрыття, товщиною 200 мм, бетон важкий В30

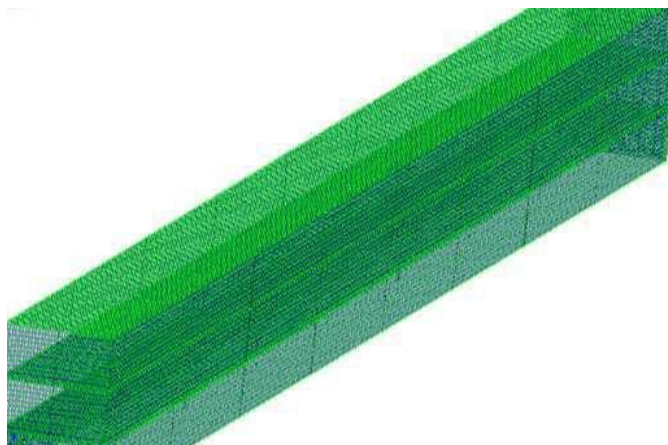


Рисунок 2.6 - Розрахункова модель будівлі

2.3.1 Види завантаження

Розрахунок каркаса проводиться на основі поєднання навантажень, до складу яких входять:

Завантаження 1 - Власна вага монолітних конструкцій;

Завантаження 2 - Вага покрівлі, підлоги, перегородок, зовнішнього стінового огородження;

Завантаження 3 - Тимчасове навантаження на перекриття та покриття;

Завантаження 4 - Снігове навантаження на покриття;

Деформації конструкції каркаса представлено на рисунку 2.7.

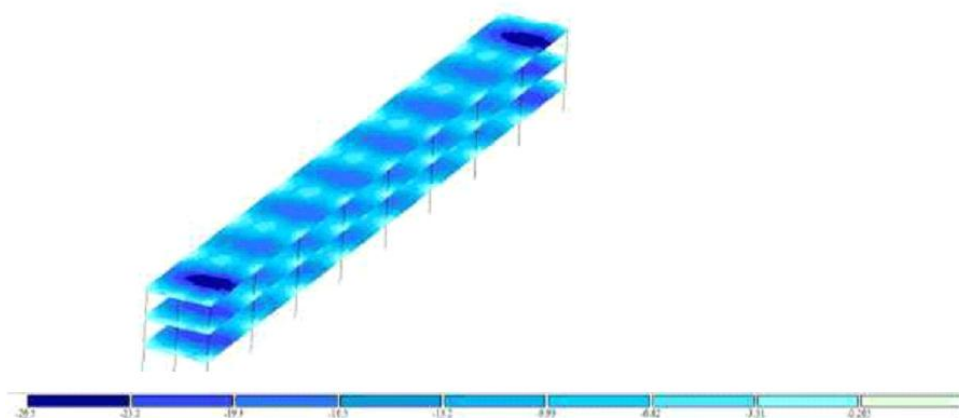


Рисунок 2.7 - Деформації по осі Z

2.3.1 Зусилля в колонах

Зусилля в колонах показано на рисунку 2.8 - 2.9.

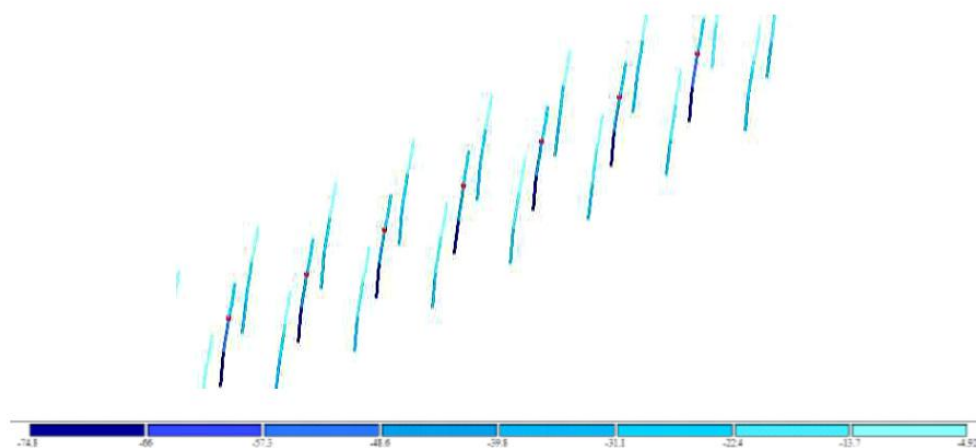


Рисунок 2.8 - Епюра N у колонах

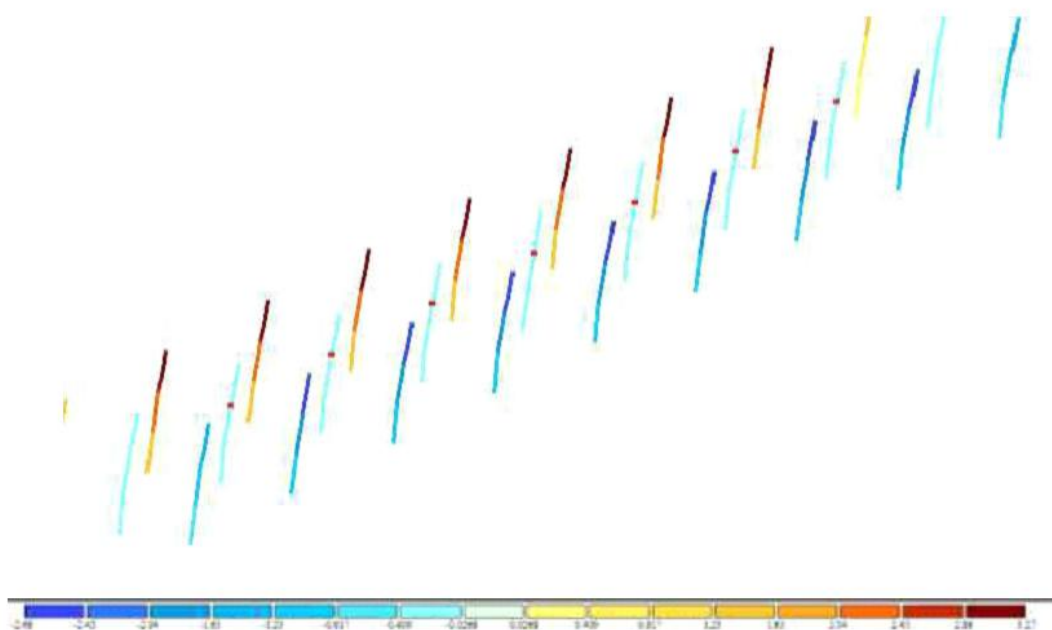


Рисунок 2.9 - Епюра Qy у колонах

2.3.2 Зусилля в плиті перекриття

Зусилля в плиті перекриття показані на рисунках 2.10-2.11

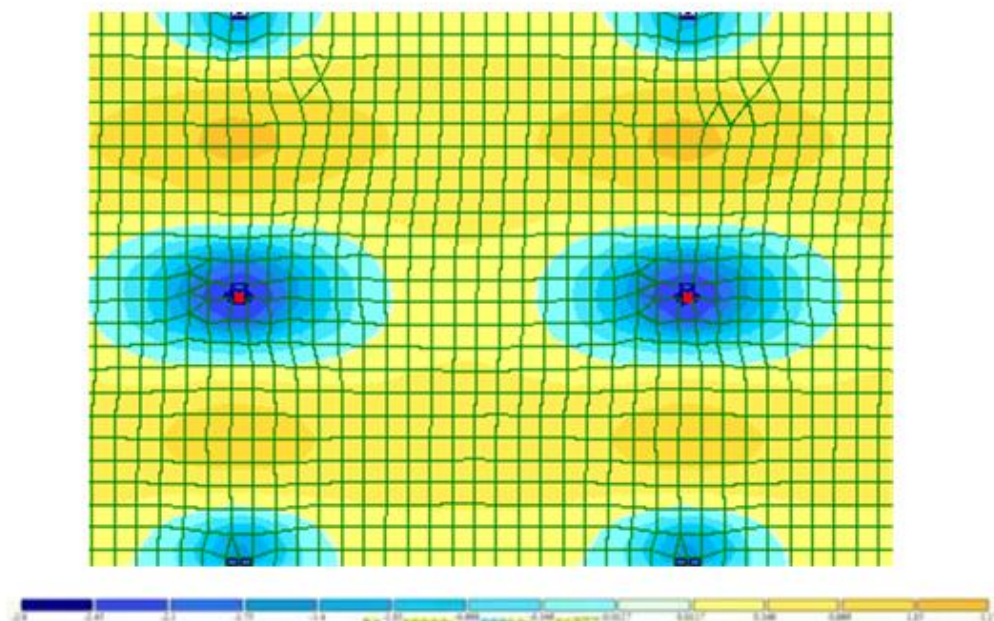


Рисунок 2.10 - Епюра M_x у плиті перекриття

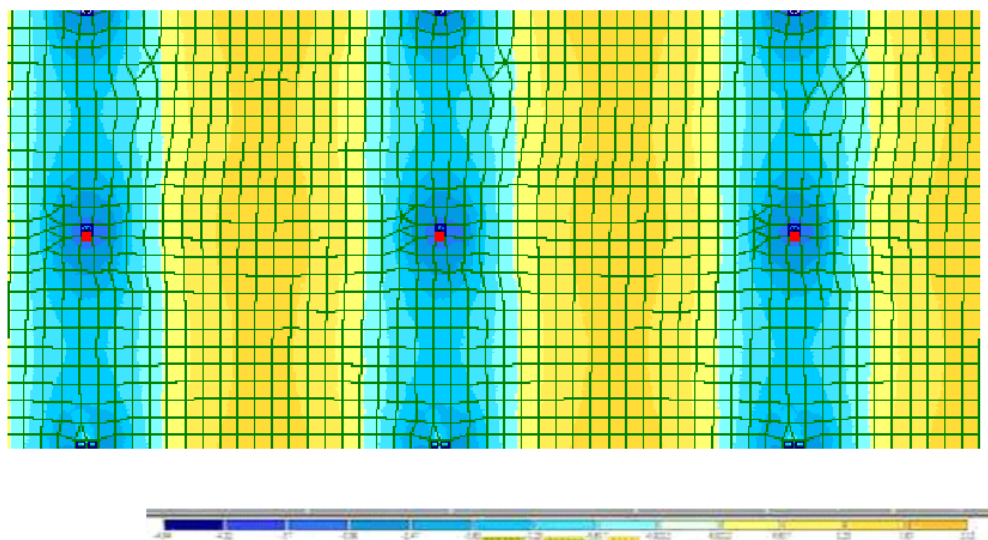
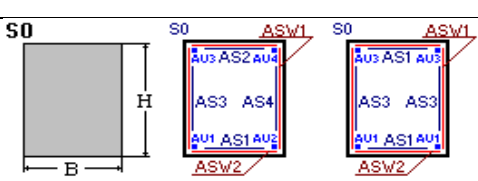


Рисунок 2.11 - Епюра M_y у плиті перекриття

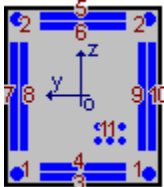
2.4 Підбір арматури для конструктивних ЕЛЕМЕНТІВ

Підбір і розрахунок виконано в програмному комплексі ЛІРА-САПР. Підбір армування колон представлено в таблицях 2.9-2.10.

Таблиця 2.9 - Характеристики елемента

ХАРАКТЕРИСТИКИ МАТЕРІАЛІВ	
Напруги -	
БЕТОН	
Клас бетону - В30	
Розрахунковий опір бетону на стиск - 17	
Модуль пружності бетону - 32500	
АРМАТУРА	
Клас поздовжньої арматури X - A400	
Розрахунковий опір поздовжньої арматури на розтягнення - 350	
Модуль пружності поздовжньої арматури - 200000	
Клас поперечної арматури - A240	
Розрахунковий опір поперечної арматури на розтягнення - 210	
Модуль пружності поперечної арматури - 200000	
Максимальний діаметр 32.00 мм	
ЗАГАЛЬНЕ	
Підбір арматури виконано за II граничним станом	
Діаметр арматурних стрижнів 25 мм	
Т.кр - ширина нетривалого розкриття тріщин [мм]: 0.30	
Т.дл - ширина тривалого розкриття тріщин [мм]: 0.30	
Коефіцієнти умов роботи бетону та арматури	
Коефіцієнти роботи бетону	
Коеф. γ_{b1} для БК і ЗБК за дії всіх навантажень (група В), вводиться до R_b і R_{bt} : 1.0	
Коеф. γ_{b1} для БК і ЗБК під час дії постійних і тривалодіючих навантажень (група А), до R_b і R_{bt} : 0.9	
Коеф. γ_{b2} для БК, вводиться до R_b : 1.00	
Коеф. γ_{b3} для БК і ЗБК, що бетонуються у ВЕРТИКАЛЬНОМУ положенні, вводиться до R_b : 0.85	
Коеф. γ_{b5} для БК і ЗБК, що враховує поперемінне ЗАМОРОЖУВАННЯ і відтавання БЕТОНУ, вводиться до R_b і R_{bt} : 1.00	
Коефіцієнти роботи арматури	
ОБЛК сейсміки [2] Коеф. обліку сейсмічного впливу (таб.7): 1.00	
ОБЛК сейсміки [2] Коеф. при розрахунку на-колонних перерізів (таб.7): 1.00	
ЕЛЕМЕНТ у ЛІРА-САПР N= 80	
	
Довжина 3.3 (см)	
Розрахункова довжина L_Y - 2.31 , L_Z - 2.31 (см)	
Перетин - прямокутник	
$B(D)= 25.0$, $H(D1)= 25.0$, $B1= 0.0$, $H1= 0.0$, $B2= 0.0$, $H2= 0.0$ (см)	
Відстань до центру ваги АРМАТУРИ: знизу= 4 зверху= 4 збоку= 4. (см)	
ЕЛЕМЕНТ у ЛІРА-САПР N= 80	

Продовження таблиці 2.10

1. кутові низ	2x18	21.0	21.0	21.0	21.0							
2. кутові верх	2x18	21.0	21.0	21.0	21.0							
Поперечна арматура												
ВЕРТИКАЛЬНА: КІЛЬКІСТЬ зрізів =2; діаметр зовнішній =8, внутрішній =8; крок =0.15												
ГОРИЗОНТАЛЬНА: діаметр =8; крок =0.15												
												
Одиниці виміру: діаметр - мм; координати - см; крок - м												
АРМАТУРА РЕЖИМ: Перевірка заданої арматури												
AU1	AU2	AU3	AU4	AS1	AS2	AS3	AS4	%	Asw1	Asw2	Тр.кр	Т р. дл
Перетин: 1;												
Перетин ПРОХОДИТЬ. КОЕФІЦІЄНТ запасу 1.325.												
Перетин: 2;												
Перетин ПРОХОДИТЬ. КОЕФІЦІЄНТ запасу 1.250.												
Перетин: 3;												
Перетин не ПРОХОДИТЬ. КОЕФІЦІЄНТ запасу 1.325.												

За результат підбору армування приймаємо Ø22 A400 для колони

250x250 мм. Перетин армування показано на аркуші 5 графічної частини.

Підбір армування плити перекриття представлений у таблицях 2.11- 2.12.

Таблиця 2.11 - Характеристики елемента

ХАРАКТЕРИСТИКИ МАТЕРІАЛІВ	
Напруги - Мра	
БЕТОН	
Клас бетону - В30	
Розрахунковий опір бетону на стиск - 17	
Модуль пружності бетону - 32500	
АРМАТУРА	
Клас поздовжньої арматури X - A400	
Розрахунковий опір поздовжньої арматури на розтягнення - 350	
Модуль пружності поздовжньої арматури - 200000	
Клас поздовжньої арматури Y - A400	
Розрахунковий опір поздовжньої арматури на розтягнення - 350	
Модуль пружності поздовжньої арматури - 200000	
Клас поперечної арматури - A240	
Розрахунковий опір поперечної арматури на розтягнення - 210	
Модуль пружності поперечної арматури - 200000	

За результатами підбору армування підбираємо $\varnothing 20$ А400 і $\varnothing 22$ А400 для балки і 12 $\varnothing$ А400 для плити перекриття.

2.5 Розрахунок просторово-стрижневої системи

Як модель розрахунку для каркаса будівлі використовувалася просторова оболонково-стрижнева скінченно-елементна модель (рисунок 2.12). Під час її розроблення було прийнято такі допущення:

У модель розрахунку каркаса введені тільки несучі конструктивні елементи.

Під час визначення зусиль у конструкціях каркаса будівлі ефекти фізичної та геометричної нелінійності ігнорували.

2) Деформативність ґрунтової основи в розрахунках не враховувалася. Усі опорні закріплення прийнято абсолютно жорсткими.

4) Послідовність зведення будівлі в розрахунку не враховувалася.

Для розрахунку призначаємо такі характеристики жорсткості елементів:

Колони, 250х250 мм, 500х500, бетон важкий класу В30;

Перекриття, товщиною 200 мм, бетон важкий В30.

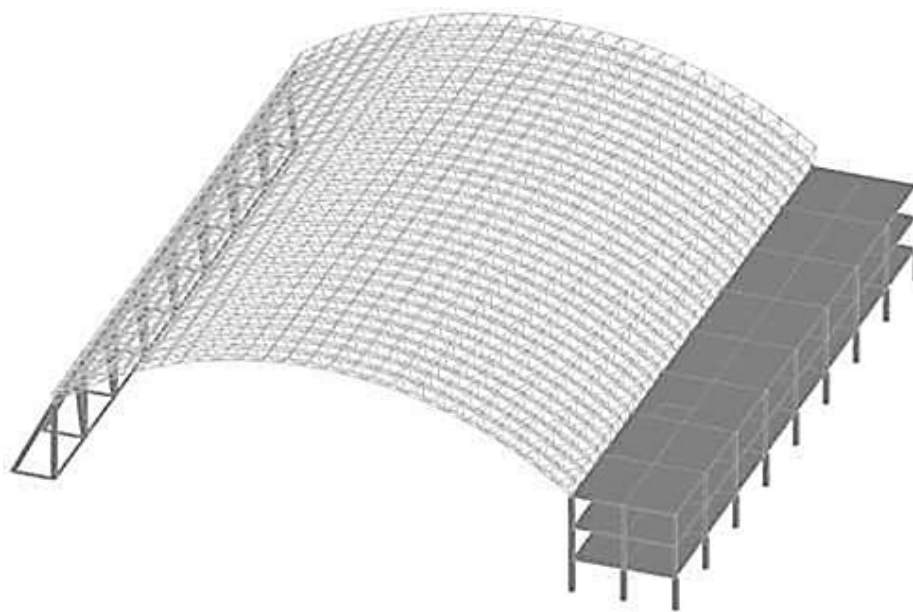


Рисунок 2.12 - Розрахункова модель будівлі

2.5.1 Види навантаження

Розрахунок каркаса проводиться на основні поєднання навантажень, до складу яких входять:

Завантаження 1 - Власна вага монолітних конструкцій і просторово-стрижневої системи;

Завантаження 2 - Вага покрівлі, підлоги, перегородок, зовнішнього стінового огородження;

Завантаження 3 - Тимчасове навантаження на перекриття та покриття;

Завантаження 4 - Снігове навантаження на покриття;

2.5.2 Зусилля в конструкції каркаса и просторово-стрижневої системи

Зусилля в конструкціях подано у вигляді епюр Q_y і M_y на рисунках 2.13 і 2.14.

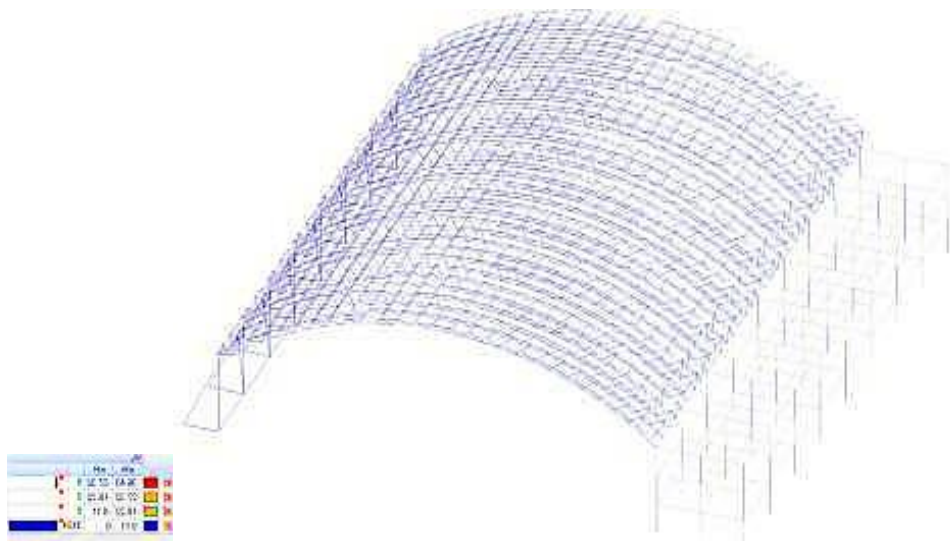


Рисунок 2.13 - Епюра Q_y

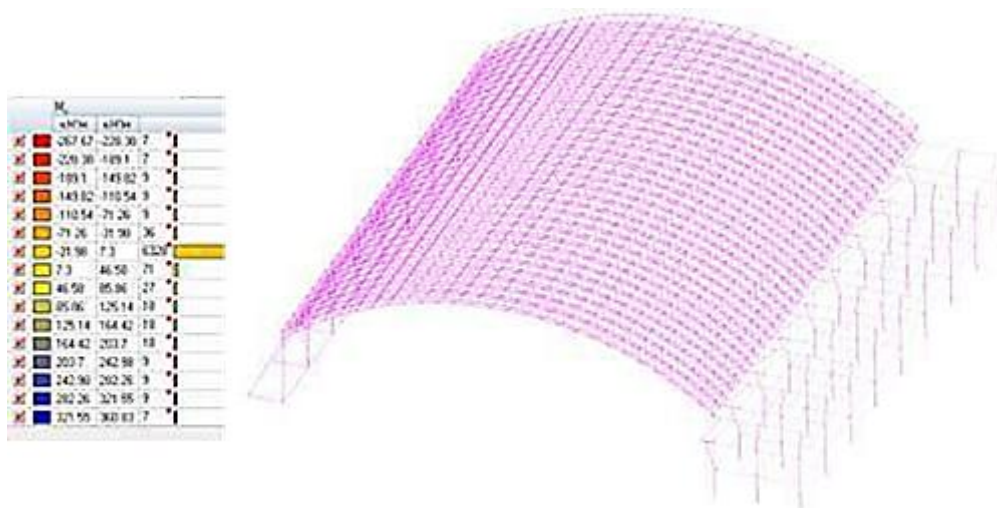


Рисунок 2.14 - Епюра Му

2.6 Підбір арматури для конструктивних елементів

Підбір і розрахунок виконано в програмному комплексі ПК SCAD Office 21.1

Підбір армування колон представлено в таблицях 2.12-2.14. Для розрахунку створюємо групи армування стрижневих і пластинчастих елементів. Групи пластинчастих елементів:

- перекриття 1 і 2 поверхів;
- покриття 2 поверхи;
- стіни підвалу;

Групи стрижневих елементів:

- колони з підвального, першого і другого поверхів;
- колони на відм. -8,000 м;
- балки перекриття;
- стрижні просторово-стрижневої системи.

Для армування елементів прописуємо такі параметри розрахунку:

- поздовжня арматура класу А400 ;
- поперечна арматура класу А240 ;
- вологість повітря навколишнього середовища 40-75%.

Коефіцієнти умов роботи бетону:

- коеф. γ_{b1} для БК та ЗБК при дії постійних і тривалодіючих навантажень (група А), до R_b і R_{bt} : 0.9;
- коеф. γ_{b2} для БК, вводиться до R_b : 1.00;
- коеф. γ_{b3} для БК і ЗБК, що бетонуються у вертикальному положенні, вводиться до R_b : 1.00;
- коеф. γ_{b5} для БК і ЗБК, що враховує поперемінне заморожування і відтавання бетону, вводиться до R_b і R_{bt} : 1.00;

Призначення характеристик бетону й арматури:

- клас бетону - В30;
- розрахунковий опір бетону на стиск - 17 МПа;
- модуль пружності бетону - 32500 МПа;
- клас поздовжньої арматури - А400;
- розрахунковий опір поздовжньої арматури на розтягнення - 350 МПа;
- модуль пружності поздовжньої арматури - 200000 МПа. Клас поперечної арматури - А240
- розрахунковий опір поперечної арматури на розтягнення - 210 МПа;
- модуль пружності поперечної арматури - 200000 МПа .

2.6.1 Підбір арматури для перекриття

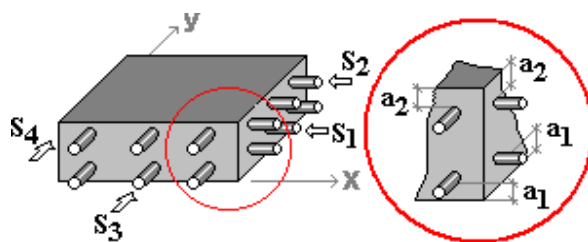


Рисунок 2.15 - Схема армування плити перекриття

Згідно з розрахунками (таблиця 2.13) і мінімальним вимогам приймаємо

таку арматуру (таблиця 2.14).

Таблиця 2.13 - Підбір арматури в плиті перекриття в програмі SCAD

№ елемента	Тип	Поздовжня арматура інтенсивність у $\text{см}^2/\text{м}$ діаметри ($\emptyset$) у мм крок (S) у мм					
		За X			За Y		
		S ₁	S ₂	%	S ₃	S ₄	%
6367	Σ	5.57	5.84	0.28	8.03	7.45	0.343
	Ø /S	Ø10/50	Ø10/50	0.275	Ø10/50	Ø10/50	0.365
6368	Σ	5.21	6.43	0.265	7.43	6.32	0.323
	Ø /S	Ø10/50	Ø10/50	0.278	Ø10/50	Ø10/50	0.342

Таблиця 2.14 - Прийняті діаметри арматури для плити перекриття

№ елемента	Поздовжня арматура діаметри ($\emptyset$) у мм крок (S) у мм			
	За X		За Y	
	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
6367	Ø 12/50	Ø 12/50	Ø 12/50	Ø 12/50
6368	Ø 12/50	Ø 12/50	Ø 12/50	Ø 12/50

Таблиця 2.15 - Підбір армування балки в програмі SCAD

№ елемента	Перетин	Тип	Поздовжня арматура площа в см^2 діаметри ($\emptyset$) в мм крок (S) в мм								Поперечна арматура інтенсивність у $\text{см}^2/\text{м}$	
			Несиметрична					Симетрична				
			S ₁	S ₂	S ₃	S ₄	%	S ₁	S ₃	%	W ₁	W ₂
974	1	Σ	1.95	8.19	0.07	0.07	0.624	8.19	0.15	1.011	1.95	1.95
		Г	0.22	0.22	0.07	0.07		0.22	0.15		1.95	1.95
		Ø	2Ø12	2Ø18				2Ø18				

Згідно з розрахунками (таблиця 2.15) приймаємо Ø20 арматури для балки. Перетин і армування показано на аркушах 5 і 6 графічної частини.

2.6.2 Підбір арматури для колон

Підбір армування колон представлено в таблиці 2.15.

Згідно з розрахунками (таблиця 2.16) приймаємо Ø18 арматури для колони 250x250 мм, Ø20 - для колони 500x500 мм, Ø22 для колон із контрфорсами.

Таблиця 2.16 - Підбір арматури для колон

№ елемента	Перетин	Тип	Поздовжня арматура площа в см ² діаметри (Ø) в мм крок (S) у мм								Поперечна арматура в см ² /м	
			Несиметрична					Симетрична				
			S ₁	S ₂	S ₃	S ₄	%	S ₁	S ₃	%	W ₁	W ₂
5604	1	Σ	2.71	4.48	0.1	0.1	0.308	4.48	0.19	0.39	1.72	1.72
		T	0.19	0.19	0.1	0.1		0.19	0.19		1.72	1.72
			2Ø14	2Ø18				2Ø18				
5605	1	Σ	6.43	4.57	0.97	0.97	0.518	6.43	1.95	0.67	17.06	17.06
		T	1.95	1.95	0.97	0.97		1.95	1.95		17.06	17.06
		Ø	2Ø22	5Ø12	1Ø8	1Ø8		2Ø22	2Ø8			
1758	1	Σ	2.62	6.09	0.05	0.05	0.367	6.09	0.1	0.515	0.87	0.87
		T	0.1	0.1	0.05	0.05		0.1	0.1		0.87	0.87
			2Ø14	2Ø20				2Ø20				

2.7 Підбір сталевих труб для просторово-стрижневої системи

Виходячи з розмірів сітки колон проєктованого об'єкта, модулем для сітчастого склепіння було прийнято модуль $\approx M2$. У результаті застосування його до геометрії склепіння було отримано основні довжини стрижнів склепіння, прийняті в таблиці 2.17.

Таблиця 2.17 - Основні довжини стрижнів

№	Призначення стрижня в структурі склепіння	Довжина в осях вузлів, мм
1.	Верхній пояс за кривизною	2060
2.	Нижній пояс за кривизною	2000
3.	Решітка	1800
4.	Верхні та нижні пояси в поздовжньому напрямку	2000

Так як двопоясні сітчасті склепіння прирівнюються к роботі двошарнірних арок, вони будуть розпірними конструкціями.

Зусилля від розпору у склепінні сприймаються з одного боку колонами з контрфорсами, а з іншого боку - каркасом будівлі.

РОЗДІЛ 3

ОСНОВА ТА ФУНДАМЕНТИ

3.1 Оцінка інженерно-геологічних умов і властивостей ґрунтів будівельного майданчика

Майданчик для будівництва розташовується в м. Вінниця. Майданчик під будівництво являє собою пустир. Клімат району для цієї території - І В.

Район за вагою снігового покриву - II [2].

Вага снігового покриву - $p=120 \text{ кг/м}^2$ [2].

Сейсмічність району приймаємо згідно з [2] і з урахуванням інженерно-геологічних вишукувань становить 6 балів.

Нормативна глибина промерзання ґрунту - $d_{fn}=1,5 \text{ м}$.

З поверхні відкладення перекриті ґрунтово-рослинним шаром потужністю 0,35 м.

Геолого-літологічний розріз майданчика до глибини 5 м представлений (зверху-вниз) такими генетичними різновидами ґрунтів.

ІГЕ 1 - Пісок пилюватий коричневого кольору, маловологий, щільний, не просадний. Ґрунт незасолений, мінеральний, не пучинистий при промерзанні в природному стані. У разі додаткового зволоження ґрунти будуть схильні до морозного здимання. Потужність шару становить 3 м.

ІГЕ 2 - Галечниковий ґрунт із піщаним заповнювачем від 15,4 до 27,3% (середнє значення 21,3%) підстилає пісок пилюватий (ІГЕ 1) із глибини від 3,3 м до 5 м. Галька добре окатана, переважає дрібна фракція від 10 до 80 мм, представлена виверженими та метаморфічними породами. Ґрунт маловологий.

Під час проведення інженерно-геологічних вишукувань ґрунтові води розкрито на абсолютній позначці 247 м.

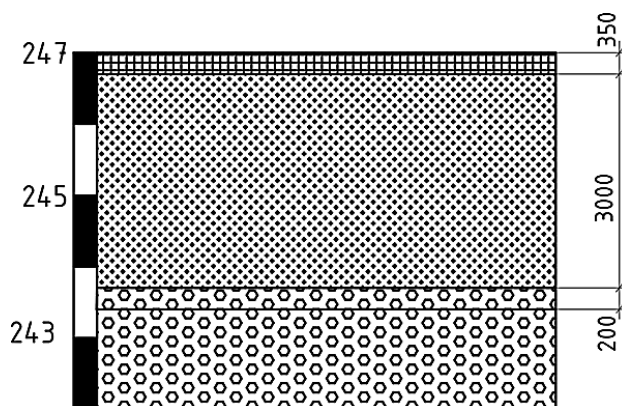


Рисунок 3.1 - Інженерно-геологічний розріз

3.2 Фізико-механічні властивості ґрунту

Згідно з геологічними вишукуваннями основою під майбутню будівлю слугуватиме пісок пилюватий.

Характеристики ґрунту:

- щільність $\rho = 1,76 \text{ т/м}^3$;
- щільність мінеральних частинок $\rho_s = 2,66 \text{ т/м}^3$;
- коефіцієнт пористості $e = 0,6$;
- нормативне значення питомого зчеплення $C_n = 5 \text{ кПа}$;
- кут внутрішнього тертя $\varphi_n = 30^{(0)}$;
- модуль деформації $E = 23 \text{ МПа}$;
- питома вага $\gamma = 17,6 \text{ кН/м}^3$

3.3 Обчислення розрахункових характеристик ґрунтів

Характеристики ґрунтової основи знаходимо за формулами:

Щільність сухого ґрунту:

$$\rho_d = \rho_{(s)} / (1 + e), \text{ т/м}^3 \quad (3.1)$$

Для піску $\rho_d = 2,66 / (1 + 0,6) = 1,66$

Питома вага:

$$y = \rho * g, \text{ kN/m}^3 \quad (3.2)$$

Для піску $y = 1,76 * 10 = 17,6$

Розрахунковий опір R_0 приймаємо для піску $R_0 = 300 \text{ кПа}$

3.4 Опис конструктивного рішення будівлі

Конструктивне рішення будівлі мотошколи являє собою 2-х поверхову будівлю з підвалом.

Конструктивне рішення - повний каркас Розміри будівлі в плані - 74x60 м.

Детальніше конструктивне рішення представлено в п. 2.1 відповідної пояснювальної записки. План розташування фундаментів представлений на рисунку 3.2.

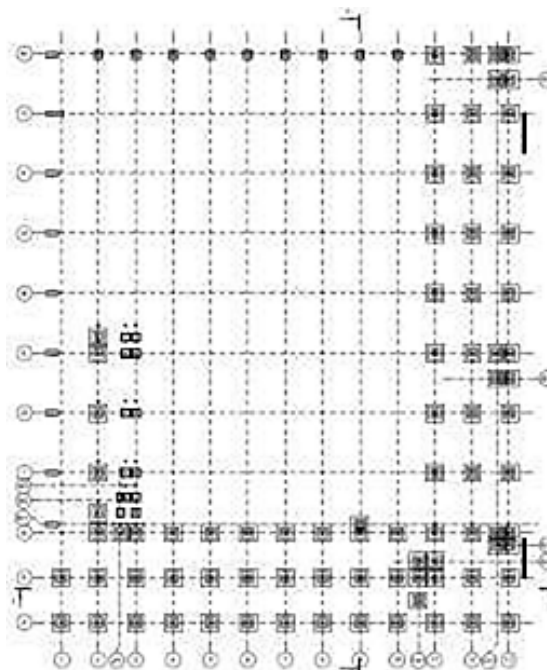


Рисунок 3.2 - Схема розташування фундаментів

3.5 Збір навантажень, що діють на фундаменти та основи

Фундамент проектованої будівлі планується виконувати на природній основі стаканного типу.

Під час розрахунку основ і фундаментів за двома групами граничних станів використовуємо розрахункові зусилля:

$$N_I = N_n \cdot \gamma_f; \quad (3.3)$$

$$N_{II} = N_n \cdot \gamma_f;$$

$$Q_{II} = Q_n \cdot \gamma_f; \quad (3.4)$$

$$Q_{II} = Q_n \cdot \gamma_f;$$

$$M_I = M_n \cdot \gamma_f; \quad (3.5)$$

$$M_{II} = M_n \cdot \gamma_f;$$

де γ_f – коефіцієнт надійності за навантаженням, приймається за [2].

$\gamma_f > 1$ за першою групою граничних станів і $\gamma_f = 1$ за другою групою перед. станів.

Розрахунок основ за деформаціями проводиться на основне поєднання навантажень, за несучою здатністю - на основне й особливе. Збирання навантажень під час попереднього визначення розмірів фундаментів проводиться до планувальної позначки (будівля без підвалу) і до підлоги підвалу (якщо будівля з підвалом).

Збір навантаження на фундамент виконано під час розрахунку каркаса будівлі в програмному комплексі SCAD Office 21.1.

Навантаження на фундаменти:

Від колон 250×250 мм становить $2306 \text{ кН} = 235 \text{ т}$;

Від колон 250×250 і колон із контрфорсами $2831 \text{ кН} = 288 \text{ т}$;

3.6 Вибір типу фундаменту

Розроблення варіанта фундаменту ведеться для найбільш навантаженого перері Розроблення варіанта фундаменту ведеться для найбільш навантаженого перерізу - переріз під центральною колоною.

Ґрунт під основою фундаментів - пісок пилюватий, характеристики наведено в п. 3.3 пояснювальної записки.

Фундамент виконано з важкого бетону В30. Характеристики бетону:

За 1 групою граничних станів:

$R_b = 17$ МПа - розрахунковий опір бетону на осьове стиснення (призмenna міцність) [5];

$R_{bt} = 1,15$ МПа - розрахунковий опір бетону на осьове розтягнення [5];

За 2 групою граничних станів:

$R_{bn} = R_{b,ser} = 22$ МПа - нормативний і розрахунковий опір бетону для граничних станів на осьове стиснення [5];

$R_{btn} = R_{bt,ser} = 1,75$ МПа - нормативний і розрахунковий опір бетону для граничних станів на осьовий розтяг [5].

$E_b = 32.5 \cdot 10^3$ МПа - початковий модуль пружності бетону під час стиснення і розтягування з природним твердінням бетону [5];

Клас арматури А500 без переднапруження:

За 1 групою граничних станів:

$R_s = 350$ МПа - розрахунковий опір арматури поздовжньої [5];

$R_s = 280$ МПа - розрахунковий опір арматури поперечної [5];

$R_{sc} = 350$ МПа - розрахунковий опір арматури стисненню [5].

Визначаємо попередні розміри підшви фундаменту:

$$A = \frac{F_{II}}{R_0 - \gamma_{сер}} = \frac{288}{30,6 - 1,79 * 2} = 10,65 \text{ м}^2 \quad (3.6)$$

де R_0 - розрахунковий опір ґрунту під підшвою фундаменту.

$A1 = 10,22 \text{ м}^2$ - для фундаменту під колону 250 x 250 мм – центральні

$A2 = 10,6 \text{ м}^2$ - для фундаментів під колону з контрфорсами.

Оскільки фундамент має центральне завантаження, то приймаємо в першому наближенні:

$$b_1=3,3 \times 3,3 \text{ м}, b_2=3,8 \times 3,8 \text{ м}.$$

2 Визначаємо розрахунковий опір ґрунту за формулою 7 [25], з урахуванням зміни розмірів подушки основи:

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} [M_{\gamma}k_z b \gamma_{11} + M_q d_1 \gamma'_{11} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{11} + M_c c_{11}] \quad (3.7)$$

$$R = \frac{1,25 \cdot 1}{1,1} [1,34 \cdot 1 \cdot 3,2 \cdot 17,6 + 6,34 \cdot 0,72 \cdot 17,6 + (6,34 - 1) \cdot 2 \cdot 17,6 + 8,55 \cdot 5] = 439,1 \text{ кН/м}^2,$$

де γ_{c1} і γ_{c2} - коефіцієнти умов роботи, приймаються за [25] таблиця 3:

$\gamma_{c1} = 1,25$ - для піску

$\gamma_{c2} = 1$ - для споруд із жорсткою конструктивною схемою при відношенні довжини споруд до висоти $\frac{L}{H} = \frac{74}{17,8} = 4,15$

$k = 1,1$, оскільки характеристики міцності ґрунту (φ і c) визначено за таблицею 1-3 [25]

M_{γ}, M_g, M_c - коефіцієнти, що приймаються за табл.4 ($\varphi = 43^\circ$)

$M_{\gamma} = 1,34; M_g = 6,34; M_c = 8,55$ $k_z = 1$ - при ширині підшви фундаменту $b < 10$ м.

$\gamma_{II} = 17,6 \text{ кН/м}^3$ - усереднене значення питомої ваги ґрунтів, що залягають нижче підшви фундаменту;

$\gamma'_{II} = 17,6 \text{ кН/м}^3$ - те саме для тих, що залягають вище підшви.

c_{II} - розрахункове значення питомого зчеплення ґрунту, що залягає безпосередньо під підшвою фундаменту, $c_{II} = \frac{2 \text{ кН}}{\text{м}^2}$

d_1 - приведена глибина закладення фундаментів: $d_1 = 0,72$

де $\gamma_{cf} = 22 \text{ кН/м}^3$ - розрахункове значення питомої ваги конструкції підлоги.

Відстань між відмітками спланованої землі та наведеним рівнем підлоги

$$d_6 = 2 \text{ м}$$

Визначаємо фактичний тиск на ґрунт під подошвою фундаменту:

$$P_{\text{сер}} = \frac{N_{\text{II}} + G_{\text{ф.гр}}}{A},$$

Де:

$G_{\text{ф.гр}} = \gamma_{\text{сер}} * A * H_{\text{ф}} = 22 * 6,25 * 2 = 275 \text{ кН}$ – вага фундаменту і ґрунту на його уступах;

$$P_{\text{сер}} = \frac{2306 + 275}{6,25} = \frac{412,96 \text{ кН}}{\text{м}^2}$$

Перевіряємо умову: $P_{\text{сер}} < R$

$358,55 < 439.1$ - умова виконується для фундаменту Фк-3

Виконуємо ті самі розрахунки для другого фундаменту

$$P_{\text{ср}} = \frac{240.05 \text{ кН}}{\text{м}^2}$$

$412,96 < 439.1$ - умова виконується для фундаменту Фк-1

3.7 Визначення осідання фундаменту

Осідання фундаменту виконано в програмному комплексі ЛІРА САПР. Конструктивне рішення представлено в таблиці 3.2 і рисунку 3.3.

Характеристики геологічного розрізу наведено в таблиці 3.1.

Таблиця 3.1 - Геологічний розріз

Найменування	Значення
Номер поточного шару	1
Модуль деформації шару	2345.000 т/м ²
Коефіцієнт до модуля деформації по гілці вторинного навантаження	1.000
Коефіцієнт Пуассона	0.300
Товщина шару	3.000 м
Питома вага ґрунту	1.760 т/м ³

Продовження таблиці 3.1

Найменування	Значення
--------------	----------

Ознака ґрунту	пилувато-глинистий
Коефіцієнт жорсткості для формули	1400.000 т/м ³
Номер поточного шару	2
Модуль деформації шару	4079.000 т/м ²
Коефіцієнт до модуля деформації по гілці вторинного навантаження	1.000
Коефіцієнт Пуассона	0.270
Товщина шару	3.000 м
Питома вага ґрунту	2.200 т/м ³
Ознака ґрунту	піщаний
Шар ϵ	водонасиченим

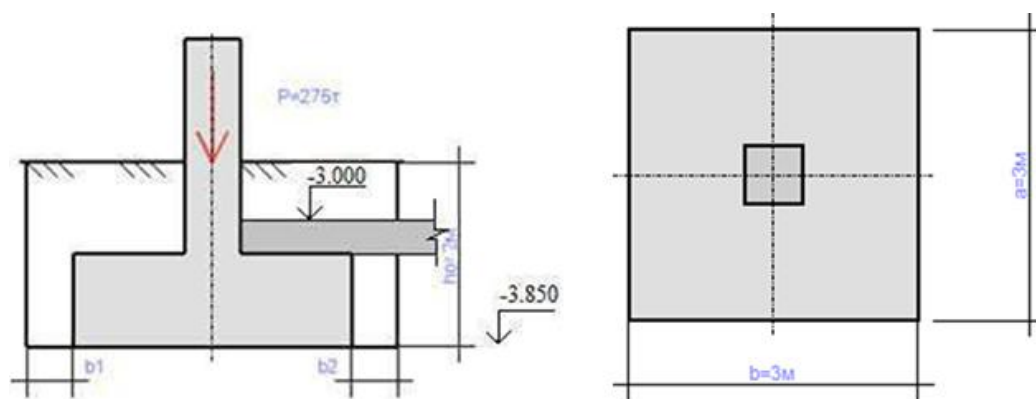


Рисунок 3.3 - Конструктивне рішення фундаменту Фк-3

Таблиця 3.2 - Конструктивне рішення фундаменту Фк-3

Найменування	Значення
Вертикальне навантаження (P)	288.000 т
Ексцентриситет (e)	0.000 м
Глибина закладення (h ₀)	2.000 м
Форма фундаменту	Прямокутний
Менша сторона фундаменту (b)	3.000 м
Співвідношення сторін фундаменту	1.000
Відстань до стінок котловану (b ₁ +b ₂)	0.000 м
Питома вага ґрунту вище підшви фундаменту (g ₀)	1.760 т/м ³

Продовження таблиці 3.2

Найменування	Значення
--------------	----------

Співвідношення напруг для обмеження глибини стисливої товщі	0.500
Схема розрахунку	Схема лінійно-пружного напівпростору

Результати розрахунку осідання представлені в таблиці 3.3.

Таблиця 3.3 - Результати розрахунку осідання фундаменту Фк-3 у ПК ЛІРА САПР

Найменування	Значення
Усадка (S)	0.031 м
Глибина стисливої товщі (Hc)	4.600 м
Середнє значення модуля деформації (Eгр)	2513.102 т/м ²
Середнє значення коефіцієнта Пуассона (mгр)	0.290
Усереднене значення модуля деформації (Eгр3)	6383.237 т/м ²
Крен фундаменту (i)	0.000
Співвідношення напруг для обмеження глибини стисливої товщі	0.495
Обраний метод	-1

За результатами розрахунку осідання фундаменту Фк - 1 становить 0,026 м. Напруга від власної ваги ґрунту становить 10,48 т. Напруга від активного тиску ґрунту під подошвою фундаменту дорівнює 5,14 т. На рисунку 3.4 представлено епюри напружень і розрахункову схему.

Відносну різницю осідань розраховуємо згідно з [25], як різницю осідань фундаментів за модулем, поділену на відстань між ними. Відстань між сусідніми фундаментами дорівнює 8 м.

$$\frac{S_1 - S_2}{L} = \frac{0,031 - 0,026}{8} = 0,0006 \text{ м}$$

Відносна різниця усадок становить $0,0006 \text{ м} \leq 0,002 \text{ м}$

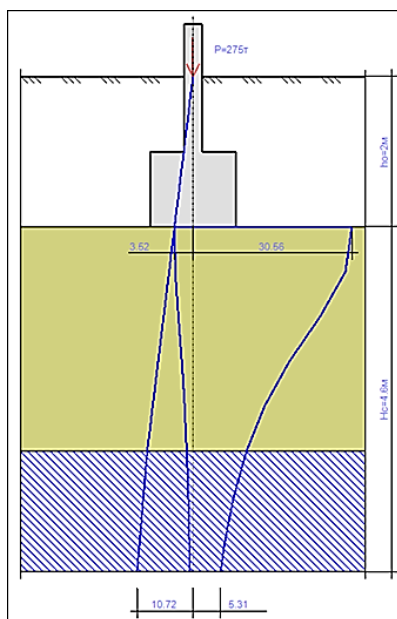


Рисунок 3.4 - Розрахункова схема до визначення осідання Фк-3 та епюри напруг

Аналогічно виконуємо розрахунок осідання фундаменту Фк-1. Результати розрахунку наведено в таблицях 3.4, 3.5, а також на рисунках 3.5, 3.6.

Таблиця 3.4 - Конструктивне рішення фундаменту Фк - 1

Найменування	Значення
Вертикальне навантаження (Р)	235.000 т
Ексцентриситет (е)	0.000 м
Глибина закладення (h ₀)	2.000 м
Форма фундаменту	Прямокутний
Менша сторона фундаменту (b)	2.500 м
Співвідношення сторін фундаменту	1.000
Відстань до стінок котловану (b ₁ +b ₂)	0.000 м
Питома вага ґрунту вище підшви фундаменту	1.760 т/м ³

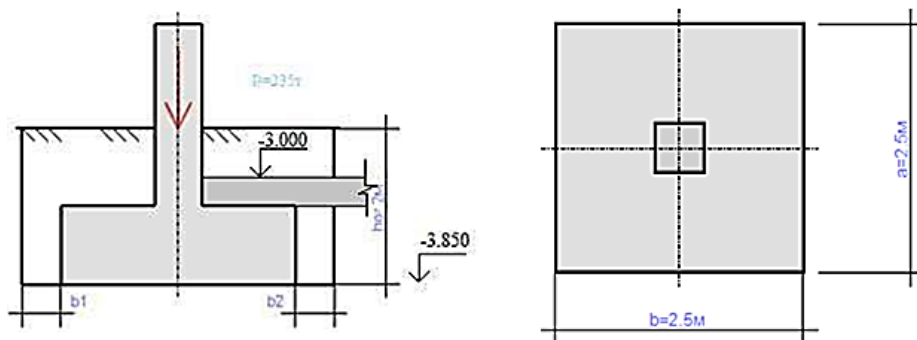


Рисунок 3.5 - Конструктивне рішення фундаменту Фк - 1

Таблиця 3.5 - Результати розрахунку осідання фундаменту Фк - 1

Найменування	Значення
Усадка (S)	0.026 м
Глибина стисливої товщі (Hс)	4.400 м
Середнє значення модуля деформації (Егр)	2474.059 т/м ²
Середнє значення коефіцієнта Пуассона (mгр)	0.290
Усереднене значення модуля деформації (Егр3)	6346.281 т/м ²
Крен фундаменту (і)	0.000
Співвідношення напружень для обмеження глибини стисливої товщі	0.491
Обраний метод	-1

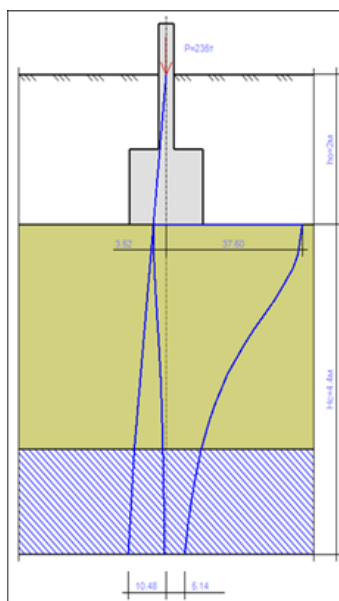


Рисунок 3.6 - Розрахункова схема до визначення осідання фундаменту Фк-1 і епюри напружень

3.8 Розрахунок фундаментів на продавлювання

Розрахунок на продавлювання проводимо з умови, що зусилля, які діють, будуть сприйматися бетонною основою фундаменту без установлення поперечної арматури в разі монолітного сполучення колони з плитною частиною.

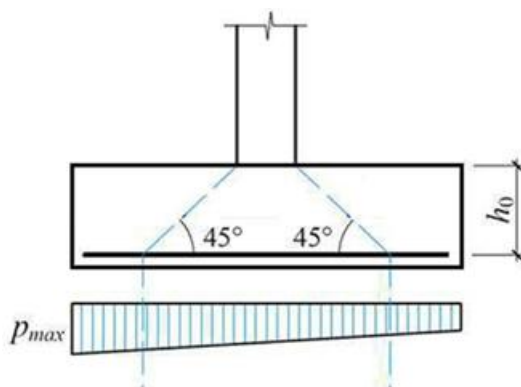


Рисунок 3.7 - Схема утворення піраміди продавлювання

Розрахунок здійснюємо з умови:

$$F \leq kR_{bt}b_a h_0 \quad (3.8)$$

Де F - розрахункова сила, що продавлює; k - коефіцієнт, який приймають рівним 1; R_{bt} - розрахунковий опір бетону на розтягнення; b_a - середнє арифметичне значення периметрів верхньої і нижньої основ піраміди продавлювання;

$$b_a = 2(l_c + b_c + 2 h_0) \quad (3.9)$$

$$F = A_0 p \quad (3.10)$$

де p - тиск на ґрунт без урахування ваги фундаменту на його уступах;

$$A_0 = A - A_p \quad (3.11)$$

Тут A - площа підшви фундаменту; A_p - площа нижньої основи піраміди продавлювання;

$$b_a = 2(0.3 + 0.3 + 1.1) = 3.4 \text{ м}$$

$$p = \frac{N}{A} = \frac{2306}{6.25} = \frac{386.96 \text{ кН}}{\text{м}^2}$$

$$A_p = 1.4 * 1.4 = 1.96 \text{ м}^2$$

$$A = 2,5 * 2,5 = 6,25 \text{ м}^2$$

$$A_0 = 6,25 - 1,96 = 4,29 \text{ м}^2$$

$$F = 4,29 * 386,96 = 1660 \text{ кН}$$

$$1660 \leq 1 * 1150 * 3,4 * 0,55 = 2150 - \text{умова виконується}$$

3.9 Конструювання та підбір арматури фундаменту на природній основі

Визначаємо розмір ступені.

Приймаємо одноступеневий фундамент. Висоту плитної частини приймаємо рівною $h = 0.55 \text{ м}$.

Площу перерізів робочої арматури A_s в обох напрямках визначаємо з розрахунку на вигин консольної частини плиткового фундаменту в перерізах на грані колони (підколонника) і на гранях східців від дії тиску ґрунту.

Площу перерізу арматури на всю ширину фундаменту визначають за формулою:

$$A_s = M_i / (0,9h_i R_s) \quad (3.12)$$

де M_i - згинальний момент у розглянутому перерізі консольного виступу (по грані колони або по гранях сходинок); h_i - робоча висота перетину, що розглядається, від верху сходинок до центру арматури; R_s розрахунковий опір арматури.

$$M_i = \frac{c_i^2 * b}{6} (2p_{\max} + p_i) \quad (3.13)$$

де c_i - довжина консолі від краю фундаменту до розрахункового перерізу (рис. 3.4); $p_{\max}$ - максимальний крайовий тиск на ґрунт; p_i - тиск на ґрунт у розрахунковому перерізі:

$$c_i = 1.5 \text{ м}$$

$$P_{\max} = p = 386,96 \text{ кН/м}^2$$

$$p_i = N/A + k'_i M/W \quad (3.15)$$

$$k'_i = 1 - 2c_i/l \quad (3.16)$$

$$k'_i = 1 - 2 \cdot 1.5 / 2.5 = 0.2$$

$$p_i = 386,96 + 0.2 \cdot \frac{247.56}{2.6} = 515,69 \text{ кН/м}^2$$

$$M_i = 1.5 \cdot 1.5 \cdot \frac{2.5(2 \cdot 386,96 + 515,69)}{6} = 914 \text{ кНм}$$

$$A_s = 914 / (0.9 \cdot 0.55 \cdot 350000) = 0.0048 \text{ м}^2 = 48 \text{ см}^2$$

Виходячи з розрахунку підбираємо арматуру 20Ø18 A400 з $A_s=50,8 \text{ см}^2$

РОЗДІЛ 4

БЕЗПЕКА ЖИТТЄДІЯЛЬНОСТІ, ОСНОВИ ОХОРОНИ ПРАЦІ

До початку робіт усі члени бригади повинні бути проінструктовані про правильні прийоми праці та правила техніки безпеки. Отримавши інструктаж, розписуються в спеціальних журналах.

У процесі виробництва будівельно-монтажних робіт присутні такі небезпечні фактори:

падіння працюючих із висоти; ураження електричним струмом; ураження від падіння вантажу.

Для попередження цих небезпечних чинників необхідно застосовувати засоби індивідуального захисту працюючих.

Основним засобом індивідуального захисту працюючих від падіння з висоти є запобіжний пояс. Усі роботи на висоті 1,3 м і більше, а також на ділянках, розташованих на відстані менше ніж 2 м від межі перепаду за висотою, виконувати із запобіжними поясами (у разі неможливості влаштування огорожень).

Для захисту електрозварників від ураження електричним струмом необхідно дотримуватися таких вимог:

- для захисту рук електрозварювальники повинні забезпечуватися рукавицями або рукавичками, виготовленими з іскростійких матеріалів з низькою електропровідністю;
- для захисту ніг має застосовуватися спеціальне взуття, що оберігає ноги від опіків бризками розплавленого металу, а також від механічних травм;
- для захисту голови від механічних травм і ураження електричним струмом повинні видаватися захисні каски зі струмонепровідних матеріалів;
- для захисту обличчя та очей електрозварювальники повинні забезпечуватися захисними щитками, масками, захисними окулярами і світлофільтрами.

Для запобігання ураженню працюючих від падіння вантажу всі особи, які

перебувають на будівельному майданчику, зобов'язані носити захисні каски. Робітники та інженерно-технічні працівники без захисних касок та інших необхідних засобів індивідуального захисту до виконання робіт не допускаються.

До виконання монтажних робіт необхідно встановити порядок обміну умовними сигналами між особою, яка керує монтажем, і машиною крана. Усі сигнали подаються тільки однією особою (бригадиром, ланковим, стропальником), крім сигналу "Стоп", який може бути поданий будь-яким працівником, що помітив явну небезпеку.

У разі ожеледиці, сильного снігопаду, туману, грози і дощу монтажні роботи припиняються.

Не допускається також проводити монтажні роботи за швидкості вітру 15 м/с і більше. Монтаж елементів з великою парусністю слід припиняти за швидкості вітру 10 м/с.

Одним із важливих заходів запобігання виробничому травматизму є ретельна підготовка будівельних конструкцій до підйому на висоту для встановлення в проектне положення.

Перед початком монтажу конструкцію ретельно оглядають, геометричні розміри перевіряють за допомогою сталевої рулетки і виявлені дефекти усувають на місці складування або безпосереднього монтажу.

Перед початком підйому перевіряють правильність і надійність стропування конструкції і до неї прикріплюють гнучкі канати для дистанційного розстроповування, гнучкі відтягнення для запобігання розгойдування та обертання її в процесі підйому й установа, а також (за потреби) пристрої (розчалки зі сталевих канатів, розпірки тощо), які забезпечують стійкість конструкції.

Розстроповку конструкцій, встановлених у проектне положення, проводять тільки після тимчасового або постійного надійного їх закріплення за проектом болтами, пробками, електроприхопленням зі встановленням зв'язків, розпірок, розчалок тощо.

Розчалки для тимчасового закріплення конструкції виготовляють зі

сталевому канату однакового діаметру в кожній парі та розташовують із кутами нахилу і до горизонту, і до площини розчалування (у горизонтальній площині) не більше 45° .

Розчалки прикріплюють до спеціальних якорів або конструкцій способами, що унеможливають ослаблення натягу, і розташовують за межами руху транспорту і монтажних механізмів.

За відсутності спеціальних вказівок у проєкті розстроповку конструктивних елементів, що з'єднуються болтами, здійснюють тільки після встановлення у вузлі щонайменше 30 % болтів і 10 % пробок, у випадках, коли загальне їхнє число у вузлі більше ніж 5; за 5 і менше мають бути встановлені щонайменше один болт і одна пробка.

У процесі виконання складальних операцій суміщення отворів і перевірка їхнього збігу в деталях, що монтуються, повинні проводитися з використанням спеціального інструменту (конусних оправок, складальних пробок). Перевіряти збіг отворів у деталях, що монтуються, пальцями рук не допускається.

Розстроповку конструктивних елементів, що з'єднуються електрозварюванням і сприймають монтажні навантаження, здійснюють тільки після заварювання вузлів з'єднань проєктними звареними швами або прихваткам, розміри яких визначають проєктом, а розстроповку конструкцій, які не сприймають монтажних навантажень, - після виконання прихваток, довжина яких має бути не менш як 10% довжини проєктних монтажних швів такого з'єднання, але не коротшою за 50 мм; до розстроповки на додачу до зазначених мають бути встановлені тимчасові або постійні зв'язки, розпірки та розчалки.

Виконання електрозварювальних робіт під час дощу або снігопаду за відсутності навісів над електрозварювальним устаткуванням і робочим місцем не допускається.

4.1 Заходи з охорони праці та пожежної безпеки

Відповідальність за дотримання норм техніки безпеки, охорони праці та промислової безпеки несе керівник будівельної організації та призначена наказом особа підрядної організації. Ті, хто працює на будівництві, мають бути навчені правилам техніки безпеки і мати посвідчення про складання іспитів, крім того, повинні пройти інструктаж з охорони праці та техніки безпеки на робочому місці. У разі зміни умов праці безпосередній керівник (майстер) повинен знову провести інструктаж з техніки безпеки з урахуванням нових виробничих умов. Перед допуском до роботи і в процесі виконання робіт проводиться навчання і проводиться інструктаж з безпеки праці. Робітники на будівництві мають бути забезпечені спецодягом, спецвзуттям та іншими засобами індивідуального захисту відповідно до "Типових норм безоплатної видачі спеціального одягу, спеціального взуття та інших засобів індивідуального захисту".

Відповідно до [31,33] на виробничих територіях будівельних майданчиків передбачено засоби пожежогасіння, первинні засоби пожежогасіння утримуються відповідно до технічних паспортів, перебувають у справному працездатному стані. Передбачено спеціальні позначення.

Не допускається проведення робіт усередині будівлі із застосуванням горючих речовин і матеріалів одночасно з іншими будівельно-монтажними роботами, які проводяться із застосуванням відкритого вогню, наприклад, зварювання.

Витримано протипожежні розриви між побутовими тимчасовими будівлями, а також між складами.

Забороняється зберігати на будівельному майданчику горючі відходи.

Зберігання можливе тільки за умови забезпечення спеціальних умов.

Призначено посадових осіб, відповідальних за пожежну безпеку, встановлено чіткий порядок поведінки тих, хто працює на будівельному майданчику в разі виявлення пожежі.

Небезпечні зони, в які вхід людей, не пов'язаних з цим видом робіт,

заборонений, огорожуються і позначаються.

Передбачено безпечні шляхи для автотранспорту та пішоходів, шляхи освітлені. Введено обмеження швидкості руху автотранспорту на об'єкті.

Тимчасові будівлі (побутове містечко) розташоване поза небезпечною зоною від роботи монтажного крана, на відстані 100 метрів.

На ділянці, де ведуться монтажні роботи, не допускається виконання інших робіт і перебування сторонніх осіб.

Створено умови для безпечної роботи, що виключають можливість ураження електричним струмом відповідно до [32].

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

У першому розділі виконано обґрунтування вибору земельної ділянки в межах м. Вінниця, враховано кліматичні, інженерно-геологічні та містобудівні умови. Проектом передбачено спорудження мотошколи на три рівні: підвальний, перший та другий поверхи. Об'ємно-планувальна структура будівлі забезпечує ефективне функціонування адміністративних, навчальних, глядацьких та технічних приміщень. Конструктивна схема будівлі — монолітний каркас із просторово-стрижневою покрівлею — відповідає умовам сейсмічної активності району. Забезпечено відповідність санітарно-гігієнічним, протипожежним та теплотехнічним нормам.

У другому розділі здійснено збір навантажень, виконано розрахунок основних несучих елементів будівлі в ПК ЛІРА-САПР та SCAD Office. Проведено визначення зусиль у плитах перекриття, колонах, елементах просторової системи. Здійснено підбір діаметрів арматури для плит, балок і колон. Просторово-стрижнева система великопролітного покриття проаналізована з урахуванням пікових навантажень. Результати підтверджують міцність, стійкість і жорсткість конструкцій згідно з нормами.

В третьому розділі представлено геологічну оцінку будівельного майданчика. Враховуючи піщано-гравійні ґрунти, обрано фундаменти стаканного типу на природній основі. Проведено розрахунок осідань у ПК ЛІРА-САПР, визначено напружено-деформований стан основ. Підбір розмірів підшви та арматури забезпечує відповідність вимогам за I та II граничними станами.

Розглянуто комплекс заходів щодо безпеки життєдіяльності та охорони праці.

Розроблені технічні рішення базуються на сучасних принципах безпеки, енергоефективності та функціональності. Використання сучасних програмних продуктів дозволило ефективно реалізувати розрахунково-конструктивну частину проекту. Запропонована концепція будівлі може бути адаптована для аналогічних споруд, що підкреслює її практичну цінність і прикладне значення.

БІБЛІОГРАФІЯ

1. Ясній В.П., Конончук О.П., Мещерякова О.М., Коваль І.В., Сорочак А.П. Методичні вказівки для виконання кваліфікаційної роботи бакалавра за спеціальністю 192 “Будівництво та цивільна інженерія”. Вид. ТНТУ, Тернопіль, 2025. – 59 с.
2. ДБН В.1.2-2:2006 Навантаження і впливи. Норми проектування. – К.: Мінрегіонбуд України, 2006 (зі змінами №1, чинними з 01.06.2020). – 68 с.
3. ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 Будівельна кліматологія. – К.: Мінрегіонбуд України, 2010 (чинний з 01.11.2011)
4. ДБН В.2.6-198:2014 Сталеві конструкції. Норми проектування.
5. ДБН В.2.6-98:2009 Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції.
6. ДСТУ Б В.2.6-156:2010 Конструкції будинків і споруд. Конструкції сталезалізобетонні. Загальні технічні умови. – К.: Мінрегіон України, 2010. – 83 с.
7. ДБН В.1.1-12:2006 Будівництво у сейсмічних районах України. – К.: Мінрегіонбуд України, 2006. – 96 с
8. Биків, Н. З. (2020). Застосування сплавів з пам'яттю форми для підвищення стійкості конструкцій при динамічних навантаженнях. Збірник тез доповідей IX Міжнародної науково-технічної конференції молодих учених та студентів „Актуальні задачі сучасних технологій“, 1, 26-26.
9. Бодрова Л.Г., Ковальчук Я.О., Крамар Г.М. Теплоізоляційні будівельні матеріали з місцевих технологічних відходів /Міжвузівський збірник «Наукові нотатки». /Категорія В/ Випуск №66, Луцьк, 2019. С.165-171.
10. ДСТУ Б В.2.6-9:2008 Конструкції будинків і споруд. Профілі сталеві холодногнуті. Технічні умови. – К.: Мінрегіонбуд України, 2008. – 32 с.
11. Конончук, О. П., Дідик, Н. Б., Кейса, М. В., & Копач, О. О. (3.4). Дослідження впливу різних видів навантаження на роботу каркасу будівлі методом скінченних елементів. Збірник тез доповідей X Міжнародної науково-практичної конференції молодих учених та студентів „Актуальні задачі сучасних

технологій», 1, 16-17.

12. Конончук, О. П., Лещук, М. Р., Винницький, М. В., Лещишена, О. В., Бариш, С. В., & Антоняк, Я. В. (3.5). Вивчення напружено-деформованого стану залізобетонних елементів таврового профілю. Матеріали XII Міжнародної науково-практичної конференції молодих учених та студентів „Актуальні задачі сучасних технологій“, 20-20.

13. Конончук, О. П., Хома, І. Б., & Чайковський, А. С. (3.6). Дослідження деформацій і зусиль в елементах каркасу будівлі від різного роду зовнішніх навантажень. Матеріали XI Міжнародної науково-практичної конференції молодих учених та студентів „Актуальні задачі сучасних технологій“, 9-10.

14. Закон України "Про пожежну безпеку". – Київ: Верховна Рада України, 1993.

15. ДБН А.3.2-2:2009 Система стандартів безпеки праці. Охорона праці і промислова безпека у будівництві. Основні положення.

16. ДБН В.2.2-15:2019 Будинки і споруди. Житлові будинки. Основні положення.

17. ДБН В.1.1-7:2016 Пожежна безпека об'єктів будівництва. Загальні вимоги. – К.: Мінрегіонбуд України, 2016. – 96 с.

18. ДБН В.1.2-7:2021 Основні вимоги до будівель і споруд. Пожежна безпека. – К.: Мінрегіон, 2021.

19. ДСТУ Б В.2.2-29:2011 Будинки і споруди. Будівлі підприємств. Параметри.

20. ДСТУ Б В.2.7-233:2010 Будівельні матеріали. Склопакети клесні. Технічні умови. – К.: Мінрегіон України, 2010. – 38 с.

21. ДБН В.2.6-31:2021 Теплова ізоляція та енергоефективність будівель. – К.: Мінрегіон України, 2021 (чинний з 01.09.2022). – 23 с.

22. ДСТУ Б EN ISO 10077-1:2016 Теплотехнічні характеристики вікон, дверей та віконниць. Розрахунок коефіцієнта теплопередачі. Частина 1. Загальна методика. – К.: Мінрегіон України, 2016. – 37 с.

23. ДСТУ Б EN 15251:2011 Розрахункові параметри мікроклімату

приміщень для проектування та оцінки енергетичних характеристик будівель з урахуванням якості повітря, теплового комфорту, освітлення та акустики (EN 15251:2007, IDT). – К.: Мінрегіон України, 2011. – 72 с.

24. ДБН В.2.6-31:2016. Покриття підлог. — Київ: Мінрегіонбуд України, 2016.

25. ДБН В.2.1-10:2018. Основи і фундаменти будівель та споруд / Мінрегіонбуд України. — Київ: ДП «ДНДІБК», 2018. — Чинний з 01.01.2019.

26. ДСТУ 9208:2022 Бетони важкі. Технічні умови.

27. ДСТУ Б В.2.6-65:2008. Конструкції будинків і споруд. Палі залізобетонні забивні. Конструкція і розміри. — Київ: Мінрегіонбуд України, 2008.

28. ДБН А.3.1-5:2016. Організація будівельного виробництва. — Київ: Мінрегіонбуд України, 2016. – 64 с.

29. V. Bobyk, H.Kramar Features of increasing the energy efficiency of buildings and transparent fencing structures / Scientific Journal of TNTU. — Tern.: TNTU, 2024. — Vol 115. — No 3. — P. 44–53.

30. Щепановський, В., Лебедєва-Скочеляс, Н., Янковий, С., & Ясній, В. П. (3.9). Моделювання поведінки залізобетонної балки підсиленої сплавом із пам'яттю форми. Матеріали XI Міжнародної науково-практичної конференції молодих учених та студентів „Актуальні задачі сучасних технологій“, 47-48.

31. ДСТУ Б В.2.8-10-98:1999. Стропи вантажні. Класифікація, параметри та розміри. Технічні вимоги. — Київ: Держбуд України, 1999.

32. ДБН А.3.2-2:2009. Охорона праці та промислова безпека в будівництві. — Київ: Мінрегіон України, 2009. – 38 с.

33. ДБН В.1.2-5:2007. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. — Київ: Мінрегіонбуд України, 2007. – 50 с.