

Вінницький національний технічний університет
(повне найменування вищого навчального закладу)

Факультет будівництва, цивільної та екологічної інженерії
(повне найменування інституту, назва факультету (відділення))

Кафедра будівництва, міського господарства та архітектури
(повна назва кафедри (предметної, циклової комісії))

МАГІСТЕРСЬКА КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

на тему:

Вплив розмірів ґрунтового масиву на напружено-деформований стан споруди при використанні континуальної розрахункової схеми основи

Виконав: студент 2-го курсу, групи Б-23м
за спеціальністю 192 – «Будівництво та цивільна інженерія»

С. О. Гладкий
(підпис) (ініціали та прізвище)

Керівник К.Т.Н., доц.
(науковий ступінь, вчене звання)

І.В. Маєвська
(підпис) (ініціали та прізвище)

17 «12» 2024 р.
(підпис)

Опонент Н.М. Слободян
(науковий ступінь, вчене звання)

(підпис) (ініціали та прізвище)
«17» XII 2024 р.

Допущено до захисту
Завідувач кафедри БМГА
К.Т.Н., доц. В. В. Швець
(підпис) (ініціали та прізвище)
«17» 2024 р.

Вінницький національний технічний університет
(повне найменування вищого навчального закладу)

Факультет Будівництва, цивільної та екологічної інженерії
Кафедра Будівництва, міського господарства та архітектури
Ступінь вищої освіти магістр

Галузь знань 19 Архітектура та будівництво
(шифр і назва)

Спеціальність 192 Будівництво та цивільна інженерія
(шифр і назва)

Освітня програма Промислове та цивільне будівництво

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри БМГА

Швець В.В.

“ 11 ” 10 2024 року

З А В Д А Н Н Я

НА МАГІСТЕРСЬКУ КВАЛІФІКАЦІЙНУ РОБОТУ МАГІСТРАНТА

Гладкому Станіславу Олександровичу

(прізвище, ім'я, по батькові)

1. Тема роботи Вплив розмірів ґрунтового масиву на напружено-деформований стан споруди при використанні континуальної розрахункової схеми основи

керівник роботи Маєвська І.В., к.т.н., доцент

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

затверджені наказом вищого навчального закладу від “ 17 ” 09 2024 року № 310

2. Строк подання студентом роботи 30.11.2024 р.

3. Вихідні дані до роботи Архітектурно-будівельні рішення технічного об'єкту проектування, результати інженерно-геологічних вишукувань. Передбачається проектування торгівельно-офісного центру в м. Вінниця каркасно-монолітної конструкції з стінами з газобетонних блоків з зовнішнім утепленням. Переkritтя монолітні залізобетонні. Фундамент у вигляді суцільної плити. Покрівля плоска суміщена з рулонних матеріалів. Передбачене автономне опалення від дахової теплогенераторної.

4. Зміст текстової частини (перелік питань, які потрібно розробити) Вступ (актуальність та новизна наукових досліджень, об'єкт, предмет, мета і задачі, практична значимість, методи досліджень, апробація)

1. Науково-дослідна частина (огляд літературних джерел, Аналіз досвіду використання континуальної розрахункової схеми основи Опанування програмного комплексу Ліра, який базується на використанні чисельного методу скінчених елементів, з використанням континуальної розрахункової схеми основи. Побудова розрахункової схеми каркасного будинку на плитному фундаменті. Планування чисельного експерименту з визначення впливу розмірів ґрунтового масиву на напружено-деформований стан конструкцій будинку. Передбачити варіювання виду ґрунту та виду фундаментів. Чисельне моделювання роботи системи будинок-фундамент-основа, а також окремих їх елементів при варіюванні розмірів ґрунтового масиву, характеристик ґрунту основи, виду фундаменту. Аналіз одержаних результатів, виявлення найбільш впливових чинників на перерозподіл зусиль у елементах будинку.

2. Архітектурно-будівельні рішення технічного об'єкту (розрахунок планувальних відміток генплану, специфікації на збірні залізобетонні конструкції, віконні та дверні заповнення, експлікація підлоги, теплотехнічний розрахунок).

3. Конструктивні рішення за традиційною методикою та за результатами досліджень

4. Економічна частина (визначення економічного ефекту від впровадження результатів наукової розробки на прикладі технічного об'єкту).
Висновки

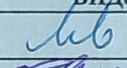
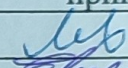
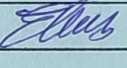
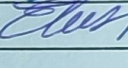
5. Перелік графічного матеріалу (з точним зазначенням обов'язкових креслень)

1. Науково-дослідний розділ – 5-8 арк. (плакати, що ілюструють результати науково-дослідної роботи)

2. Архітектурно-будівельні рішення – 1-2 арк. (фасад, генеральний план, плани, план покрівлі, розріз, вузли)

3. Будівельні конструкції – 1-2 арк. (робочі креслення)

6. Консультанти розділів роботи

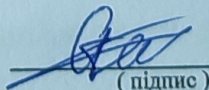
Розділ	Прізвище, ініціали та посада консультанта	Підпис, дата	
		завдання видав	виконання прийняв
1-3, 4	Маєвська І. В.- доцент каф. БМГА, к.т.н.		
5 (Економіка)	Лялюк О. Г. - доцент каф. БМГА, к.т.н.		 12.12.24

7. Дата видачі завдання 10.10.2024 р.

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

№ з/п	Назва етапів магістерської кваліфікаційної роботи	Строк виконання етапів роботи	Примітка
1	Складання вступу до МКР	14.10-17.10.24	
2	Науково-дослідна частина	02.09-13.10.24	
3	Архітектурно-будівельні рішення технічного об'єкту	14.10-31.10.24	
4	Другий підрозділ технічної частини	01.11-12.11.24	
5	Економічна частина	13.11-24.11.24	
6	Оформлення МКР	25.11-28.11.24	
7	Подання МКР на кафедру для перевірки	29.11-30.11.24	
8	Попередній захист	02.12-03.12.24	
9	Рецензування	04.12-09.12.24	

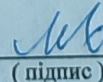
Студент


(підпис)

Гладкий С. О.

(прізвище та ініціали)

Керівник роботи


(підпис)

Маєвська І.В.

(прізвище та ініціали)

АНОТАЦІЯ

УДК 624.131

Гладкий С.О. Вплив розмірів ґрунтового масиву на напружено-деформований стан споруди при використанні континуальної розрахункової схеми основи. Магістерська кваліфікаційна робота зі спеціальності 192-будівництво та цивільна інженерія, освітня програма-промислове та цивільне будівництво. Вінниця, ВНТУ, 2024, 134.

На укр.мові. Бібліогр.:134, рисунків: 61, табл.: 13

У даній проаналізовано існуючі методики визначення розрахункових параметрів фундаменту (розрахункової товщини шару H_0 та розрахункового коефіцієнта деформації E_0) моделі шару неперервних лінійних деформацій кінцевої роздільної здатності для моделювання взаємодії великогабаритного плитного фундаменту з ґрунтовою основою.

Метою роботи є чисельне дослідження напружено-деформованого стану рівномірно навантаженої гнучкої прямокутної фундаментної плити, що зазнає впливу зменшеної товщини шару шаруватої моделі ґрунтової основи неперервної лінійної деформації з кінцевою роздільною здатністю; за допомогою методу скінченних елементів SCAD проведено чисельне дослідження впливу товщини шару на модель ґрунтової основи заданого гнучкого плитного фундаменту з різними формами в плані, що взаємодіє з великим гнучким фундаментом.

Аналіз чисельних результатів показує, що при зменшенні відношення H_0/H_f (розрахункового значення товщини шару H_0 моделі ґрунтової основи та стискаючої товщини H_f реальної ґрунтової основи) максимальна моментна сила вздовж ортогональної осі прямокутного фундаменту зменшується до 50%. Це пов'язано зі зменшенням роздільної здатності моделі ґрунтової основи і відповідним зменшенням сили крайової реакції R під плитою, коли середня осадка плити дорівнює ssr . Чисельні експерименти показали цікаві результати щодо розподілу моментних сил у гнучких прямокутних плитах.

Цей результат, коли максимальна моментна сила розташована поза центром ваги рівномірно навантаженої плити, підтверджує характер взаємодії між пружною плитою і відносно вузьким стисливим шаром під основою.

Якщо це підтверджується відповідними натурними експериментами, використання моделей ґрунтової основи у вигляді суцільних лінійних деформаційних шарів зі скінченною розподільчою здатністю з розрахунковими параметрами (H_0 і E_0) на противагу реальним параметрам (H_f і E_{ff}) при розрахунку великих плитних фундаментів має фундаментальне практичне значення.

Ключові слова: плитний фундамент, ґрунтова основа, лінійно-деформована модель, товщина шару, модуль деформації, напружено-деформований стан

ABSTRACT

Hladkyi S.O. The influence of the size of the soil massif on the stress-strain state of the structure when using the continuous calculation scheme of the foundation. Master's qualification work in the specialty 192-construction and civil engineering, educational program-industrial and civil construction. Vinnytsia, VNTU, 2024, 134.

In Ukrainian. Bibliography: 134, figures: 61, tables: 13

This article analyzes the existing methods of determining the calculated parameters of the foundation (calculated layer thickness H_0 and calculated deformation coefficient E_0) of the model of the layer of continuous linear deformations of finite resolution for modeling the interaction of a large-sized slab foundation with the soil base.

The purpose of the work is a numerical study of the stress-strain state of a uniformly loaded flexible rectangular foundation slab, which is affected by a reduced layer thickness of a layered model of the soil base of continuous linear deformation with a finite resolution; using the SCAD finite element method, a numerical study of the influence of the layer thickness on the model of the soil base of a given flexible slab foundation with different forms in the plan interacting with a large flexible foundation was carried out.

Analysis of the numerical results shows that when the ratio H_0/H_f (the calculated value of the layer thickness H_0 of the soil base model and the compressive thickness H_f of the real soil base) is reduced, the maximum moment force along the orthogonal axis of the rectangular foundation decreases to 50%. This is due to a decrease in the resolution of the soil base model and a corresponding decrease in the marginal reaction force R under the slab when the average slab settlement is equal to s_{sr} . Numerical experiments have shown interesting results regarding the distribution of moment forces in flexible rectangular plates.

This result, when the maximum moment force is located outside the center of gravity of the uniformly loaded slab, confirms the nature of the interaction between the elastic slab and the relatively narrow compressible layer beneath the foundation. If this

is confirmed by relevant field experiments, the use of soil base models in the form of continuous linear deformation layers with finite distribution capacity with calculated parameters (H_0 and E_0) as opposed to real parameters (H_f and E_{ff}) in the calculation of large slab foundations is of fundamental practical importance.

Key words: slab foundation, soil base, linear-deformed model, layer thickness, deformation modulus, stress-deformed state

ЗМІСТ

ВСТУП	4
1. НАУКОВО-ДОСЛІДНА ЧАСТИНА	10
1.1 Аналіз сучасного стану питання.....	10
1.2 Взаємодія фундаментів з основою і конструкціями споруди	52
1.3 Методи врахування спільної роботи системи “основа-фундамент-будівля”	62
1.4 Розрахункові моделі ґрунтової основи.....	66
1.5 Континуальні кінцево-елементні розрахункові схеми фундаментів і споруд на деформованій основі.	74
2. ПОСТАНОВКА ЗАДАЧ ДОСЛІДЖЕННЯ	78
2.1 Побудова розрахункових моделей в ПЗ LIRA 2024	79
2.1.1 Задання геологічних умов будівельного майданчику за допомогою підпрограми ҐРУНТ.....	79
2.1.2 Побудова моделі будівлі за допомогою програми ЛИР-ВИЗОР 81	
2.1.3 Розрахунок при моделюванні ґрунтової основи за допомогою коефіцієнтів жорсткості (пастелі)	82
2.1.4 Розрахунок при моделюванні ґрунтової основи за допомогою моделювання просторових елементів ґрунтової основи.....	83
2.1.5 Варіанти фундаментів та параметрів ґрунтової основи.....	86
3. АНАЛІЗ РЕЗУЛЬТАТІВ РОЗРАХУНКУ	90
4. Технічна частина	95
4.1 Архітектурно-будівельні рішення	95
4.1.1 Характеристика функціонального призначення будівлі	96
4.1.2 Архітектурно-планувальне рішення майданчику будівництва .	96
4.1.3 Організація рельєфу	97

4.1.4 Об'ємно-планувальна структура будівлі	98
4.2 Архітектурне рішення будівлі.....	99
4.3 Конструктивні рішення будівлі.....	101
4.4 Зовнішнє опорядження.....	103
4.5 Внутрішнє опорядження	104
4.6 Теплотехнічний розрахунок	106
4.7 Водопостачання.....	108
4.8 Гаряче водопостачання.....	109
4.9 Каналізація.....	109
4.10 Пожежогасіння	109
4.11 Опалення і теплопостачання.....	110
4.12 Вентиляція та кондиціювання.....	112
4.13 Протипожежні заходи	114
4.14 Електротехнічні рішення.....	114
4.15 Силове обладнання	114
4.16 Освітлювальна мережа	115
4.17 Занулення і заземлення.....	115
4.18 Укриття подвійного призначення	117
4.19 Конструктивні рішення.....	118
4.19.1 Збір навантажень на плиту.....	118
4.19.2 Розрахунок монолітної залізобетонної фундаментної плити	120
4.19.3 Аналіз результатів	121
4.19.4 Аналітична перевірка розрахунку	126
5. ЕКОНОМІЧНА ЧАСТИНА.....	130
ВИСНОВКИ.....	133

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ	134
ДОДАТКИ	143
Додаток А Протокол перевірки кваліфікаційної роботи.....	146
Додаток Б Відомість графічної частини	145
Додаток В Локальні кошториси.....	146

ВСТУП

Актуальність теми.

Актуальність теми магістерської роботи зумовлена необхідністю підвищення точності прогнозування поведінки будівель і споруд в реальних умовах.

Сучасні будівлі, особливо великі та складні споруди, потребують детального аналізу їх взаємодії з основами. Неправильне моделювання напружено-деформованого стану може призвести до небезпечних наслідків, таких як надмірні деформації, осідання, утворення тріщин або аварій.

Використання континуальних розрахункових схем дозволяє більш точно оцінити вплив ґрунтового масиву, що важливо для забезпечення надійності та стійкості споруди. Крім того, точність розрахунків може допомогти оптимізувати витрати на будівництво та уникнути непотрібних перевитрат ресурсів. Це дослідження є важливим для розробки більш загальних і надійних методів проектування будівель у різних ґрунтових умовах, що є актуальним для сучасного будівництва.

Актуальність є особливо важливою в умовах сучасного стану будівництва та девелопменту, коли складність конструкцій, що проектуються та будуються, постійно зростає. Такі будівельні проекти, як хмарочоси, мости, підземні тунелі та інші великі інфраструктурні проекти вимагають ретельного врахування впливу ґрунтових умов на їх стійкість та експлуатаційні характеристики. Точне моделювання взаємодії між конструкцією та ґрунтом має вирішальне значення для забезпечення безпеки та довговічності споруди.

Одним з найважливіших аспектів є те, що розмір ґрунтового масиву безпосередньо впливає на розподіл напружень і деформацій у фундаменті споруди. Це визначає, як фундаменти будуть реагувати на навантаження від будівлі і, відповідно, деформації та осідання, які можуть виникнути під час експлуатації. Неправильні розрахунки або недостатнє врахування особливостей ґрунту можуть призвести до деформації конструкції, що може спричинити дорогий ремонт або повне перепроєктування.

Крім того, останні стандарти і норми в будівництві вимагають високого ступеня точності розрахунку напружено-деформованого стану конструкцій. Особливо висока точність потрібна при проектуванні на складних ґрунтах і в міських умовах, де будівлі можуть взаємодіяти одна з одною. Традиційні методи часто надають неповну або неточну інформацію про фактичний стан фундаментів, оскільки не враховують детально геометрію та фізичні параметри ґрунтового масиву. Тому виникає потреба у використанні нових розрахункових схем, таких як континуальні схеми фундаментів, які надають більш повні моделі ґрунтів і враховують їх фактичні властивості та вплив на споруду.

Варто також відзначити економічну доцільність таких досліджень. Більш точний аналіз взаємодії між ґрунтом і будівлею може зменшити витрати на надмірне армування і використання надмірно консервативних методів проектування. Це сприяє раціональному використанню матеріалів і особливо важливо при будівництві великих об'єктів у складних геологічних умовах. Водночас це дозволяє уникнути ситуацій, коли в майбутньому можуть знадобитися додаткові втручання через недостатнє армування або недооцінку впливу ґрунту.

З огляду на вищесказане, вивчення впливу об'ємних розмірів ґрунту на напружено-деформований стан конструкцій є важливим кроком на шляху до підвищення надійності, довговічності та економічної ефективності будівництва.

Дослідження з цієї тематики не тільки дозволять розробити більш досконалі аналітичні методи, але й покращать майбутню експлуатацію будівель і споруд.

Мета дослідження

Метою дослідження є вивчення впливу розмірів ґрунтового масиву на напружено-деформований стан (НДС) споруд із застосуванням континуальної розрахункової схеми основи. Дослідження спрямоване на вдосконалення методик прогнозування деформацій та напружень в основі будівель, що дозволить підвищити точність розрахунків, забезпечити надійність і стійкість

споруд, а також оптимізувати проектування та зменшити економічні витрати на будівництво.

Задачі дослідження

1. Проаналізувати сучасні методи розрахунку напружено-деформованого стану споруд на основі континуальних моделей, зокрема у взаємодії з ґрунтовим масивом.
2. Вивчити вплив різних геометричних параметрів ґрунтового масиву на розподіл напружень і деформацій у фундаменті та конструкціях споруди.
3. Дослідити поведінку ґрунтового масиву в умовах навантаження від споруди та визначити ключові фактори, що впливають на зміну напружено-деформованого стану.
4. Розробити модель, яка враховує вплив розмірів ґрунтового масиву на НДС споруди при застосуванні континуальної розрахункової схеми основи.
5. Провести чисельні експерименти для дослідження впливу різних варіантів розмірів ґрунтового масиву на НДС споруди за допомогою відповідних програмних комплексів.
6. Проаналізувати результати та дати оцінку точності запропонованих методик на основі порівняння з існуючими підходами та експериментальними даними.

Предмет дослідження

Предметом дослідження є вплив розмірів ґрунтового масиву на напружено-деформований стан споруди при використанні континуальної розрахункової схеми основи.

Об'єкт дослідження

Об'єктом дослідження є напружено-деформований стан (НДС), що виникає в процесі взаємодії споруди з ґрунтовим масивом, зокрема в умовах, коли використовується континуальна розрахункова схема фундаментів.

Методи дослідження

1. Методологія дослідження, використана в даній магістерській роботі, полягає в наступному.

2. Аналіз літературних та наукових джерел - для дослідження існуючих підходів до розрахунку напружено-деформованого стану конструкцій та використання континуальних моделей основ.

3. Математичне моделювання - для розробки математичних моделей, що описують взаємодію конструкції з ґрунтовим масивом та враховують вплив величини ґрунтового масиву на результати неруйнівного контролю конструкції.

4. Чисельні методи (особливо методи скінченних елементів) - використовують відповідне програмне забезпечення LIRA SAPR, Сапфир та інші інженерні програмні системи) для розрахунку напружено-деформованого стану ґрунтів і конструкцій.

5. Графічні методи - побудова графіків розподілу напружень/деформацій ґрунтових масивів і конструкцій для візуалізації результатів дослідження.

Новизна отриманих результатів

1. Розроблено вдосконалену континуальну розрахункову схему основи, яка враховує вплив розмірів ґрунтового масиву на напружено-деформований стан споруд. Запропонована схема забезпечує точніший прогноз поведінки основи та споруди, що дозволяє більш адекватно оцінювати деформації й напруження в складних геологічних умовах.

2. Зазнало подальшого розвитку дослідження впливу різних розмірів ґрунтового масиву на напружено-деформований стан споруд за допомогою чисельного моделювання. Це дало змогу виявити критичні розміри ґрунтового масиву, при яких змінюється характер розподілу напружень та деформацій.

3. Запропоновано нові підходи до оптимізації проектування споруд з урахуванням впливу ґрунтових умов і розмірів ґрунтового масиву. Отримані

результати можуть бути використані для удосконалення методик проектування фундаментів у складних умовах.

4. Таким чином, робота полягає у обранні підходів до моделювання та розрахунку НДС споруд, що враховують вплив розмірів ґрунтового масиву, а також у підвищенні точності прогнозування деформацій і напружень в ґрунтовій основі.

Практична значимість дослідження

Практична значимість дослідження полягає в наступному:

1. Покращення точності інженерних розрахунків. Запропоновані в роботі методи врахування розмірів ґрунтового масиву та їх впливу на напружено-деформований стан споруд дозволяють підвищити точність розрахунків фундаментів та основ, що є важливим для забезпечення безпеки будівель і споруд.

2. Оптимізація проектних рішень. Результати дослідження можуть бути використані для вдосконалення процесу проектування будівельних конструкцій. Це дозволить проектантам оптимізувати розміри фундаментів та інші конструктивні елементи, що зменшить матеріальні витрати та підвищить ефективність будівництва.

3. Застосування у складних ґрунтових умовах. Запропоновані підходи можуть бути використані для проектування споруд у складних геотехнічних умовах, де традиційні методи розрахунку не дають точних результатів. Це особливо актуально для будівництва на слабких, неоднорідних або насичених водою ґрунтах.

4. Підвищення надійності і довговічності споруд. Завдяки точнішому прогнозуванню напружено-деформованого стану споруд, можна уникнути надмірних деформацій і осадок, що сприятиме збільшенню терміну служби будівель і зниженню ризику аварійних ситуацій.

Апробація

Презентація тези “Вплив розмірів ґрунтового масиву на напружено-деформований стан споруди при використанні континуальної розрахункової схеми основи” презентувалась на LV Всеукраїнська науково-технічна конференція факультету будівництва, цивільної та екологічної інженерії у Вінницькому національному технічному університеті (ВНТУ). Вінниця, 2024 р.

Публікації

Опубліковані тези: «Вплив розмірів ґрунтового масиву на напружено-деформований стан споруди при використанні континуальної розрахункової схеми основи». Вінниця, 2024. 4 с.

URL:<https://conferences.vntu.edu.ua/index.php/itb/itb2024/paper/viewFile/22629/18697>

Крім того, останні стандарти і норми в будівництві вимагають високого ступеня точності розрахунку напружено-деформованого стану конструкцій. Особливо висока точність потрібна при проектуванні на складних ґрунтах і в міських умовах, де будівлі можуть взаємодіяти одна з одною. Традиційні методи часто надають неповну або неточну інформацію про фактичний стан фундаментів, оскільки не враховують детально геометрію та фізичні параметри ґрунтового масиву. Тому виникає потреба у використанні нових розрахункових схем, таких як континуальні схеми фундаментів, які надають більш повні моделі ґрунтів і враховують їх фактичні властивості та вплив на споруду.

Варто також відзначити економічну доцільність таких досліджень. Більш точний аналіз взаємодії між ґрунтом і будівлею може зменшити витрати на надмірне армування і використання надмірно консервативних методів проектування. Це сприяє раціональному використанню матеріалів і особливо важливо при будівництві великих об'єктів у складних геологічних умовах. Водночас це дозволяє уникнути ситуацій, коли в майбутньому можуть знадобитися додаткові втручання через недостатнє армування або недооцінку впливу ґрунту.

З огляду на вищесказане, вивчення впливу об'ємних розмірів ґрунту на напружено-деформований стан конструкцій є важливим кроком на шляху до підвищення надійності, довговічності та економічної ефективності будівництва.

Дослідження з цієї тематики не тільки дозволять розробити більш досконалі аналітичні методи, але й покращать майбутню експлуатацію будівель і споруд.

Мета дослідження

Метою дослідження є вивчення впливу розмірів ґрунтового масиву на напружено-деформований стан (НДС) споруд із застосуванням континуальної розрахункової схеми основи. Дослідження спрямоване на вдосконалення методик прогнозування деформацій та напружень в основі будівель, що дозволить підвищити точність розрахунків, забезпечити надійність і стійкість

споруд, а також оптимізувати проектування та зменшити економічні витрати на будівництво.

Задачі дослідження

1. Проаналізувати сучасні методи розрахунку напружено-деформованого стану споруд на основі континуальних моделей, зокрема у взаємодії з ґрунтовим масивом.
2. Вивчити вплив різних геометричних параметрів ґрунтового масиву на розподіл напружень і деформацій у фундаменті та конструкціях споруди.
3. Дослідити поведінку ґрунтового масиву в умовах навантаження від споруди та визначити ключові фактори, що впливають на зміну напружено-деформованого стану.
4. Розробити модель, яка враховує вплив розмірів ґрунтового масиву на НДС споруди при застосуванні континуальної розрахункової схеми основи.
5. Провести чисельні експерименти для дослідження впливу різних варіантів розмірів ґрунтового масиву на НДС споруди за допомогою відповідних програмних комплексів.
6. Проаналізувати результати та дати оцінку точності запропонованих методик на основі порівняння з існуючими підходами та експериментальними даними.

Предмет дослідження

Предметом дослідження є вплив розмірів ґрунтового масиву на напружено-деформований стан споруди при використанні континуальної розрахункової схеми основи.

Об'єкт дослідження

Предметом дослідження є напружено-деформований стан (НДС), що виникає в процесі взаємодії споруди з ґрунтовим масивом, зокрема в умовах, коли використовується континуальна розрахункова схема фундаментів.

Методи дослідження

1. Методологія дослідження, використана в даній магістерській роботі, полягає в наступному.

2. Аналіз літературних та наукових джерел - для дослідження існуючих підходів до розрахунку напружено-деформованого стану конструкцій та використання континуальних моделей основ.

3. Математичне моделювання - для розробки математичних моделей, що описують взаємодію конструкції з ґрунтовим масивом та враховують вплив величини ґрунтового масиву на результати неруйнівного контролю конструкції.

4. Чисельні методи (особливо методи скінченних елементів) - використовують відповідне програмне забезпечення (наприклад, PLAXIS, ANSYS, LIRA SAPR та інші інженерні програмні системи) для розрахунку напружено-деформованого стану ґрунтів і конструкцій.

5. Комп'ютерне моделювання - проводити чисельні експерименти та симуляції для оцінки впливу різних розмірів ґрунтових мас на неруйнівний контроль конструкцій

6. Порівняльний аналіз - порівняння отриманих результатів з існуючими методами та експериментальними даними.

7. Графічні методи - побудова графіків розподілу напружень/деформацій ґрунтових масивів і конструкцій для візуалізації результатів дослідження.

Новизна отриманих результатів

1. Розроблено вдосконалену континуальну розрахункову схему основи, яка враховує вплив розмірів ґрунтового масиву на напружено-деформований стан споруд. Запропонована схема забезпечує точніший прогноз поведінки основи та споруди, що дозволяє більш адекватно оцінювати деформації й напруження в складних геологічних умовах.

2. Зазнало подальшого розвитку дослідження впливу різних розмірів ґрунтового масиву на напружено-деформований стан споруд за допомогою чисельного моделювання. Це дало змогу виявити критичні розміри ґрунтового масиву, при яких змінюється характер розподілу напружень та деформацій.

3. Запропоновано нові підходи до оптимізації проектування споруд з урахуванням впливу ґрунтових умов і розмірів ґрунтового масиву. Отримані

результати можуть бути використані для удосконалення методик проектування фундаментів у складних умовах.

4. Таким чином, робота полягає у обранні підходів до моделювання та розрахунку НДС споруд, що враховують вплив розмірів ґрунтового масиву, а також у підвищенні точності прогнозування деформацій і напружень в ґрунтовій основі.

Практична значимість дослідження

Практична значимість дослідження полягає в наступному:

1. Покращення точності інженерних розрахунків. Запропоновані в роботі методи врахування розмірів ґрунтового масиву та їх впливу на напружено-деформований стан споруд дозволяють підвищити точність розрахунків фундаментів та основ, що є важливим для забезпечення безпеки будівель і споруд.

2. Оптимізація проектних рішень. Результати дослідження можуть бути використані для вдосконалення процесу проектування будівельних конструкцій. Це дозволить проектантам оптимізувати розміри фундаментів та інші конструктивні елементи, що зменшить матеріальні витрати та підвищить ефективність будівництва.

3. Застосування у складних ґрунтових умовах. Запропоновані підходи можуть бути використані для проектування споруд у складних геотехнічних умовах, де традиційні методи розрахунку не дають точних результатів. Це особливо актуально для будівництва на слабких, неоднорідних або насичених водою ґрунтах.

4. Підвищення надійності і довговічності споруд. Завдяки точнішому прогнозуванню напружено-деформованого стану споруд, можна уникнути надмірних деформацій і осадок, що сприятиме збільшенню терміну служби будівель і зниженню ризику аварійних ситуацій.

5. Рекомендації для інженерної практики. На основі проведених досліджень розроблені рекомендації щодо вибору розрахункових схем та

параметрів ґрунтових основ, що можуть бути використані у будівельній галузі, під час проектування нових споруд та оцінки існуючих об'єктів.

Таким чином, результати дослідження мають практичну цінність для інженерів-проектувальників, конструкторів та фахівців з геотехніки, забезпечуючи більш надійне проектування і ефективну експлуатацію споруд в умовах різних ґрунтових масивів.

Апробація

Презентація тези “Вплив розмірів ґрунтового масиву на напружено-деформований стан споруди при використанні континуальної розрахункової схеми основи” презентувалась на LV Всеукраїнська науково-технічна конференція факультету будівництва, цивільної та екологічної інженерії у Вінницькому національному технічному університеті (ВНТУ). Вінниця, 2024 р.

Публікації

Опубліковані тези: «Вплив розмірів ґрунтового масиву на напружено-деформований стан споруди при використанні континуальної розрахункової схеми основи». Вінниця, 2024. 4 с.

[URL:https://conferences.vntu.edu.ua/index.php/itb/itb2024/paper/viewFile/22629/18697](https://conferences.vntu.edu.ua/index.php/itb/itb2024/paper/viewFile/22629/18697)

1. НАУКОВО-ДОСЛІДНА ЧАСТИНА

1.1 Аналіз сучасного стану питання

Будівлі та споруди перебувають у постійній взаємодії зі своїми основами, і надійність їх розрахунків не може бути досягнута без урахування основ.

Розвиток будівельної галузі пов'язаний з впровадженням у будівельну практику нових технологій прогнозних розрахунків, таких як метод скінченних елементів, метод граничних елементів та нечіткої логіки. Будівлі під час зведення та існування перебувають у постійному контакті та взаємодії з ґрунтом. Тому під час зведення будівлі напружено-деформований стан (НДС) основи змінюється і впливає на будівлю, при цьому будівля і основа діють як одна система. Експерименти показують, що при деформації ґрунтового середовища змінюється напружено-деформований стан ґрунтової частини будівлі. Це призводить до виникнення зворотного зв'язку від наземної частини будівлі до ґрунтового масиву. Тому необхідно враховувати взаємодію всіх елементів системи «основа-фундамент-будівля». Це пов'язано з тим, що НІР фундаментів і конструкцій, визначені на основі натурних спостережень, суттєво відрізняються від розрахункових значень.

Рекомендується визначати зусилля на елементи будівлі та деформації фундаментів на основі спільної роботи фундаменту, надбудови та основи з урахуванням глибини та площинної неоднорідності фундаментів [1-3]. Такі розрахунки призводять до більш точного моделювання НДС як ґрунту основи, так і надбудови. Так само, як жорсткість будівлі впливає на НДС і осадку фундаменту, податливість і нелінійні властивості фундаменту впливають на перерозподіл зусиль в надбудові. Тому важливим є взаємозв'язок між розрахунковою моделлю будівлі та розрахунковою моделлю фундаменту земляного полотна.

[4-8] зазначають, що необхідність проведення розрахунків з'єднань

«будівля-фундамент» є особливо актуальною на сучасному рівні розвитку будівельної науки, коли сучасні обчислювальні методи та впровадження сучасних матеріалів дають можливість проектувати будівельні конструкції з мінімальним

запасом міцності. В цих умовах незначне збільшення напружень внаслідок спільної роботи будівлі та фундаменту може спричинити появу тріщин та знизити надійність всієї конструкції в цілому.

Для того, щоб розрахувати взаємодію будівлі, основи і фундаменту, необхідно розробити просторову розрахункову модель будівлі, основи.

Просторову розрахункову модель системи «основа-фундамент-споруда» необхідно будувати, застосовуючи наступні принципи

- Розрахункова модель повинна гарантувати роботу системи та її аналіз в розрахункових ситуаціях, що відповідають вимогам критеріїв та завдання на проектування;
- розрахункова модель повинна враховувати вхідні параметри конструктивного рішення основи будівлі (споруди), фундаментів, підшви та ґрунтової основи, а також їх можливу модифікацію в процесі будівництва та експлуатації;
- Моделі фундаментів повинні бути представлені у вигляді фрагментів півпростору, найчастіше шляхом моделювання плоскими або просторовими скінченними елементами, або жорсткісними характеристиками фундаменту, визначеними з використанням замкнутих розв'язків для розподілу напружень у півпросторі;
- У першому випадку встановлені межі масиву моделей фундаменту не повинні зазнавати впливу деформацій від основи споруди, а в другому випадку, якщо основа складається з ґрунту з особливими властивостями, обмежуватися затуханням напружень і літологічною будовою основи;
- Ступінь дискретизації моделі основи повинен забезпечувати можливість моделювання границь шарів і лінз з різними властивостями ґрунту та параметризації спеціальних ефектів;

У сучасній геотехніці, завдяки розвитку інформаційних технологій та отримання потужних комплексів для розрахунку всієї системи «основа – фундамент – споруда», одним з основним наукових напрямків є розробка, удосконалення та дослідження моделей ґрунтових основ для забезпечення

адекватної взаємодії складових системи при будівництві та експлуатації будівель та споруд (далі, споруд).

У статті запропоновано удосконалену модель ґрунтової основи у вигляді суцільного шару скінченної розподільчої здатності для моделювання та розрахунку поряд розташованих різноповерхових споруд у системі «основа - фундаменти – споруди» у потужних розрахункових комплексах SOFiSTiK, ABAQUS, PLAXIS, SCAD,

Ліра тощо. Удосконалена модель враховує параметри фізико-механічних характеристик ґрунтів основи, геометричний профіль з урахуванням розподільчої здатності основи та різні граничні умови, але відрізняється від існуючих моделей тим, що має ступінчастий геометричний профіль на нижній границі моделі через різні стисливі товщини під кожним фундаментом споруд. Використання цієї моделі дозволяє підвищити точність моделювання ґрунтової основи для великорозмірних фундаментів поряд розташованих споруд для отримання надійних результатів напружено-деформованого стану системи «основа – фундаменти – споруди».

На прикладі продемонстровано моделювання та розрахунок плитних фундаментів двосекційної багатоповерхової будівлі у системі «основа - фундаменти – споруди», що взаємодіє із удосконаленою моделлю ґрунтової основи (в даному випадку розглядається лінійне деформування ґрунтів під навантаженням), з урахуванням різної поверховості секцій. Результати чисельних досліджень на конкретному прикладі розрахунку показують, що врахування різних величин стисливих товщ моделі під різнонавантаженими фундаментами призводить до збільшення моментних зусиль до 65% у порівнянні з моделюванням загальної стисливої товщі, що може призводити до руйнування конструкцій велико- розмірних плитних фундаментів.

АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Понад 200 років тому Н.І. Фуссом була запропонована перша найпростіша лінійна однопараметрова модель ґрунтової основи, які взагалі не мала

розподільчої здатності. Згодом розроблялися більш досконалі багатопараметрові й комбіновані моделі, що мали здатність описувати різні властивості ґрунтових основ, які здебільшого розроблялися для інженерних розрахунків конструкцій, що взаємодіють з ґрунтовою основою. Детальний опис різних моделей ґрунтової основи наводиться в деяких роботах [9, 10], а також у дисертаційних роботах і наукових працях сучасних українських вчених І.Я. Лучковського [11, 12], Бойка І.П. [13], Ю.Л. Винникова [14] і С.Г. Кушніра [15].

Ще з минулого сторіччя при інженерних розрахунках основ та фундаментів широко застосовувалася модель ґрунтової основи у вигляді суцільного лінійно-деформованого шару, так як вона пропонувалася державними будівельними нормами [16] та вимагала завдання лише товщини шару H (стисливої товщі) та деформаційних характеристик ґрунту (модуля загальної деформації E та коефіцієнта Пуассона ν). При цьому, ця аналітична модель не мала обмежень у плані. Сьогодні, через потужний розвиток інформаційних технологій, при моделюванні та чисельних розрахунках системи «ОФС» у потужних розрахункових комплексах SOFiSTiK, ABAQUS, Plaxis, SCAD, Ліра тощо, як правило, у просторовій постановці задачі застосовується модель ґрунтової основи у вигляді суцільного шару скінченної розподільчої здатності (рис. 1) [17-21] яка, крім обмеження вертикальних деформацій на деякій глибині H , також має обмеження горизонтальних деформацій на деякій відстані від навантаження у плані ($L_x \times L_y$). Такі граничні умови моделі ґрунтуються на тому, що при дії зовнішніх навантажень на ґрунтову основу утворюється просторова область деформування, за межами якої деформаціями ґрунту можна знехувати, так як додаткове навантаження на межах ґрунтового масиву не перевищує структурної міцності ґрунту [20]. При цьому для самої моделі можуть задаватися будь-які закономірності деформування ґрунтів під навантаженнями, в тому числі й у часі.

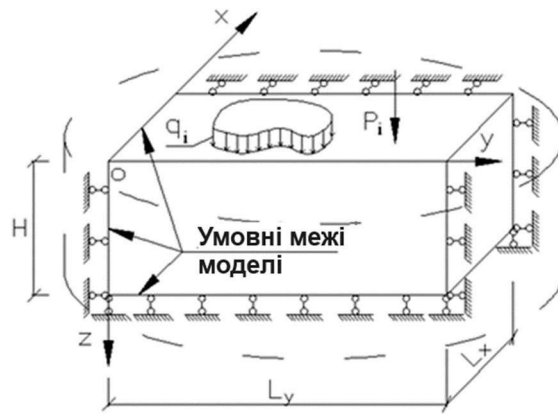


Рис.1.1-Модель ґрунтової основи у вигляді суцільного шару скінченної розподільчої здатності (для просторових задач)

Для розрахунку фундаментів в умовах плоскої деформації ця модель також може бути плоскою, як окремий випадок, яка має відому назву модель суцільного шару скінченної ширини. Професорами І.Я. Лучковським [22] та З.Г. Тер-Мартirosяном [23] отримані аналітичні рішення напружено-деформованого стану ґрунтової основи з навантаженнями на поверхні з використанням моделей суцільного лінійно-деформованого (пружного) шару скінченної ширини.

У попередніх публікаціях авторів було запропоновано методику призначення параметрів лінійно-деформованого шару (наведений модуль деформації ґрунту E_0 та наведена стислива товща H_0) для адекватного моделювання взаємодії великорозмірних плитних фундаментів з ґрунтовою основою, яка дозволяє отримати адекватні осідання й знизити розподільчу здатність моделі [12].

Основне дослідження полягає в тому що удосконалена модель ґрунтової основи у вигляді суцільного шару скінченної розподільчої здатності (СШСРЗ), яка дає змогу адекватно враховувати взаємодію великорозмірних фундаментів поряд розташованих різноповерхових споруд [24]. Модель ґрунтової основи у вигляді СШСРЗ має параметри фізико-механічних характеристик ґрунтів основи та паль, геометричний профіль з урахуванням їх розподільчої здатності та різні граничні умови для моделювання та розрахунку системи «основа – фундаменти –

споруди», але відрізняється тим, що її нижня границя має ступінчастий геометричний профіль через різні величини стисливих товщ під кожним фундаментом споруд.

На рис. 2-3 показано приклади побудови границі удосконаленої моделі ґрунтової основи у вигляді шару скінченної розподільчої здатності 1, яка має параметри фізико-механічних характеристик ґрунтів основи і паль та розподільчу здатність, що враховується кутом α , та різні величини стисливих товщ (активних зон деформування) $H_{p,i}$ під кожним фундаментом споруд шириною b_i , які передають навантаження на основу p_i .

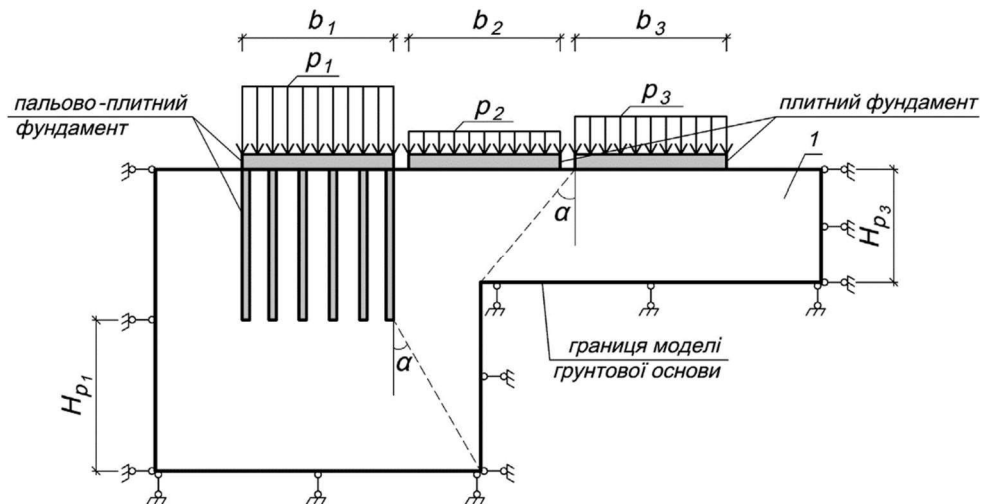


Рис. 1.2-Приклади побудови нижньої границі удосконаленої моделі ґрунтової основи у вигляді СШСРЗ, де навантаження $p_1 > p_2 < p_3$

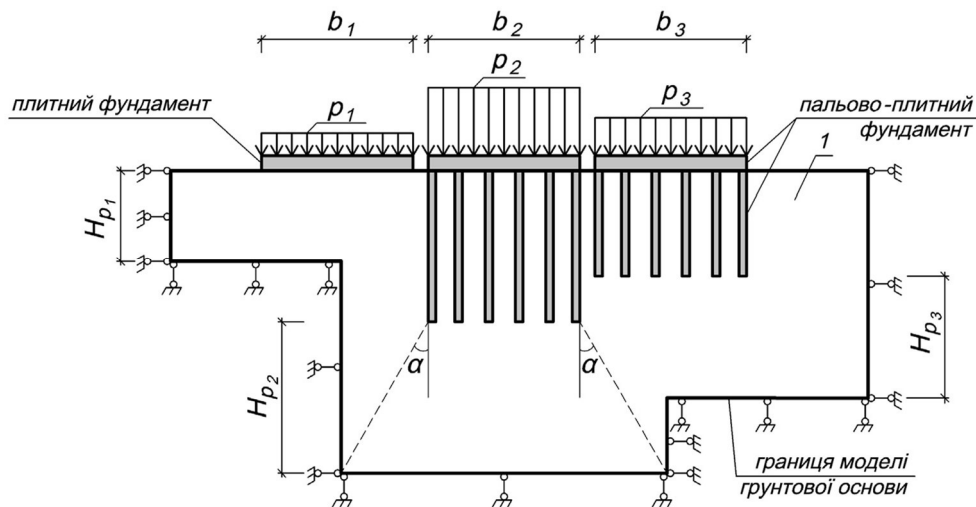


Рис. 1.3- Приклади побудови нижньої границі удосконаленої моделі ґрунтової основи у вигляді СШСРЗ, де навантаження $p_1 < p_2 > p_3$

Нами у роботі [25] досліджено вплив кутарозподілу α на розподільчу здатність та деформативність моделі від навантаженого фундаменту на поверхні, де на підставі аналізу результатів чисельних розрахунків для плоскої задачі (плоска деформація) обґрунтована ширина моделі лінійно-деформованого шару скінченної ширини, що враховує розподіл стискаючих напружень по глибині під кутом $\alpha \approx 20 \div 25^\circ$ до вертикалі від країв навантаженого фундаменту (див. рис. 2-3). При цьому ширина моделі згідно з кутом розподілу $\alpha \approx 20 \div 25^\circ$ практично не впливає на середні осідання та максимальні моментні зусилля фундаменту у порівнянні зі збільшенням розмірів моделі по ширині.

Для дослідження впливу удосконаленої моделі ґрунтової основи за допомогою комплексу PLAXIS 3D створено скінченно-елементну модель системи «основа – фундаменти – споруди», яка складається з ґрунтової основи та двосекційної 21-поверхової споруди на плитних фундаментах (рис. 1.4, 1.5).

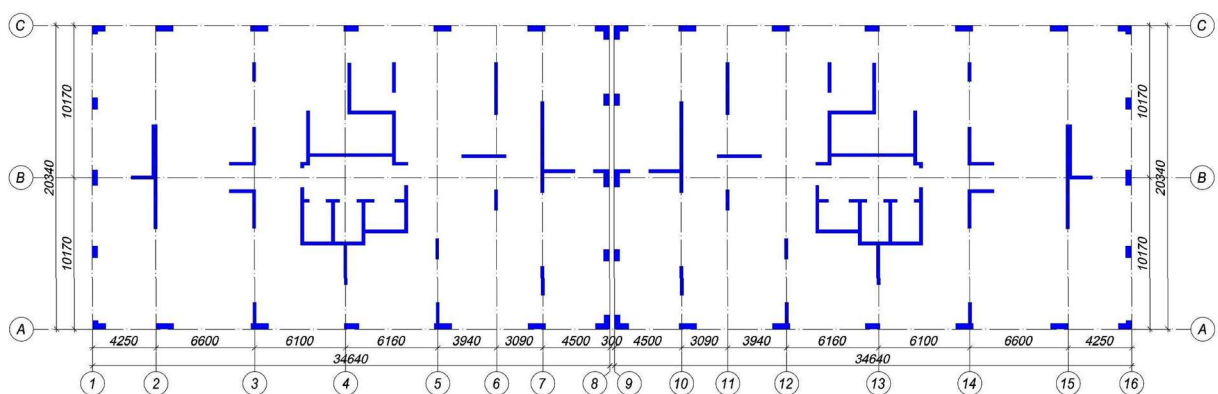


Рис. 1.4-Загальні вигляди послідовного створення досліджуваної системи «основа – фундаменти – споруди»: план розташування елементів каркасу

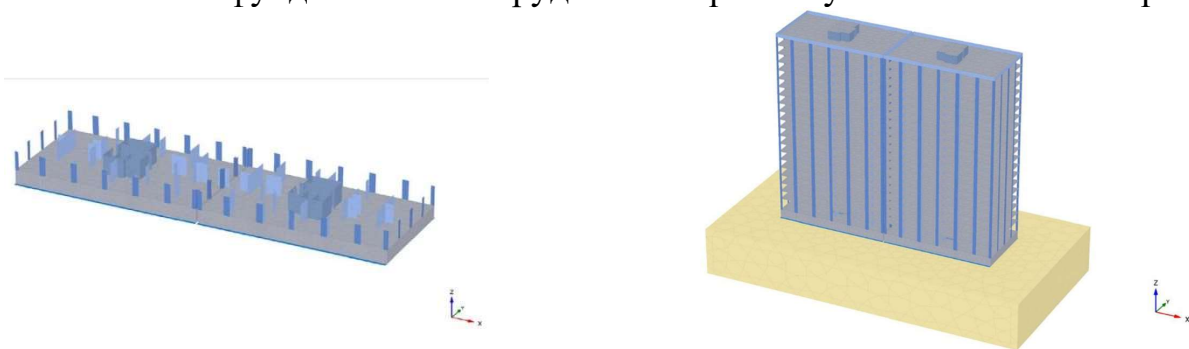


Рис. 1.5-Загальні вигляди послідовного створення досліджуваної системи «основа – фундаменти – споруди»: а) схема з'єднання елементів каркасу з плитними фундаментами; б) система «основа – фундаменти – споруди»

Конструктивна система будівлі комбінована – каркасно-діафрагмова. Конструктивна схема перекриття – монолітне безригельне. Будівельна система – каркасна, з залізобетонними монолітними перекриттями. Просторова жорсткість будинку забезпечується за рахунок роботи горизонтальних і вертикальних несучих конструкцій будинку – пілонів каркасу, монолітних перекриттів, і монолітних сходових клітин, діафрагм жорсткості та ліфтових шахт (рис. 14).

Грунтова основа змодельована у вигляді СШСРЗ об'ємними скінченними елементами з постійними фізико-механічними характеристиками: питома вага $\gamma=18,0$ кН/м³; модуль Юнга (модуль пружності) $E=30000,0$ кН/м² та коефіцієнт Пуассону $\nu=0,3$ од.

Елементи конструкції будівлі, а саме плитні фундаменти, стіни, пілони, перекриття та покриття, змодельовано пластинчатими скінченними елементами із використанням пружної моделі матеріалу з наступними параметрами: питома вага $\gamma=25,0$ кН/м³; модуль пружності $E=30,0 \cdot 10^6$ кН/м²; коефіцієнт Пуассона $\nu=0,2$ од.

В якості навантажень враховано власну вагу несучих та огорожуючих конструкцій. На першому етапі методом скінченних елементів проведено чисельні розрахунки напружено-деформованого стану системи «основа – фундаменти – споруди» з однаковою максимальною стисливою товщею моделі ґрунтової основи у вигляді СШСРЗ, як показано на рис. 1.1.

Вертикальні (по глибині) та горизонтальні (у плані) границі було обмежено на відстані, яка дорівнювала величині стисливої товщі H при повному навантаженні. Тобто розподіл стискаючих напружень по глибині прийнято під кутом $\alpha=45^\circ$ до вертикалі від країв навантажених фундаментів [26].

Згідно з розрахунками за ДБН [16] стислива товща основи прийнята $H=17,1$ м при середньому тиску під подошвою фундаментної плити багатоповерхових секцій $p_{\text{сер.}}=273,53$ кПа, що відповідає сумарному навантаженню $N_{21}=206787,5$ кН при поверховості $n=21$, яка відповідає 21 зведеному поверху.

Дослідження напружено-деформованого стану системи виконані для різних співвідношень навантажень N_n/N_{21} по кожній із секцій при однаковій максимальній стисливій товщі $H_{const}=17,1$ м, де N_n – навантаження при поверховості n , яка відповідає 1, 6, 11 та 16 зведеним поверхам. Співвідношення навантажень досягалося за рахунок зміни поверховості секції 2 (рис. 1.6).

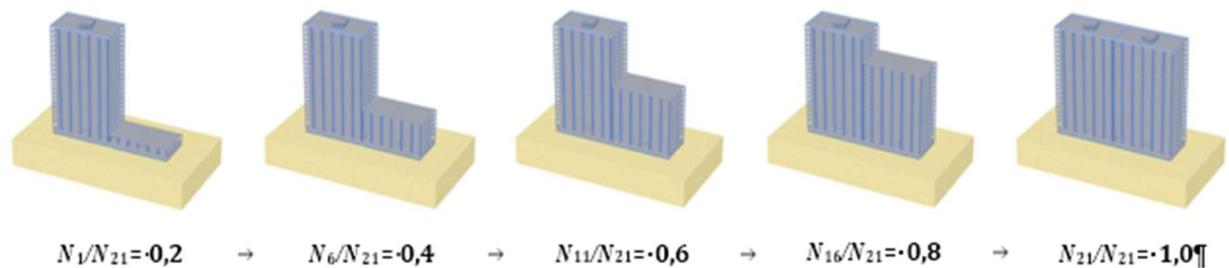


Рис. 1.6- Розрахункові схеми моделі на 1 етапі досліджень для співвідношення навантажень N_n/N_{21}

На другому етапі методом скінченних елементів проведено чисельні розрахунки напружено-деформованого стану системи «основа – фундаменти – споруди» зі ступінчастою стисливою товщею моделі ґрунтової основи у вигляді СШСРЗ, яка враховує кут α та різні величини стисливих товщ під кожним фундаментом споруд в залежності від навантаження.

Вертикальні (по глибині) границі було обмежено на глибині, яка дорівнювала величині стисливої товщі H_i для кожного окремого фундаменту, враховуючи різні величини навантажень. Для формування активної зони – стисливої товщі під кожною секцією будівлі при різних навантаженнях розподіл стискаючих напружень по глибині прийнято під кутом $\alpha \approx 25^\circ$ до вертикалі від внутрішнього краю більш навантаженого фундаменту [25]. Горизонтальні (у плані) границі, як і для першого етапу досліджень, було обмежено на відстані, яка дорівнювала величині стисливої товщі $H=17,1$ м при максимальному навантаженні.

При побудові ступінчастого нижнього профілю моделі ґрунтової основи з урахуванням різних стисливих товщ застосовано простий підхід з моделювання, де прийнято практично недеформований жорсткий матеріал із значним модулем

пружності $E=100,0 \cdot 10^9$ кН/м². Співвідношення навантажень досягалося аналогічно як і у першому етапі досліджень: за рахунок зміни поверховості п секції 2 (рис. 1.7), тобто враховувалася жорсткість надфундаментної споруди.

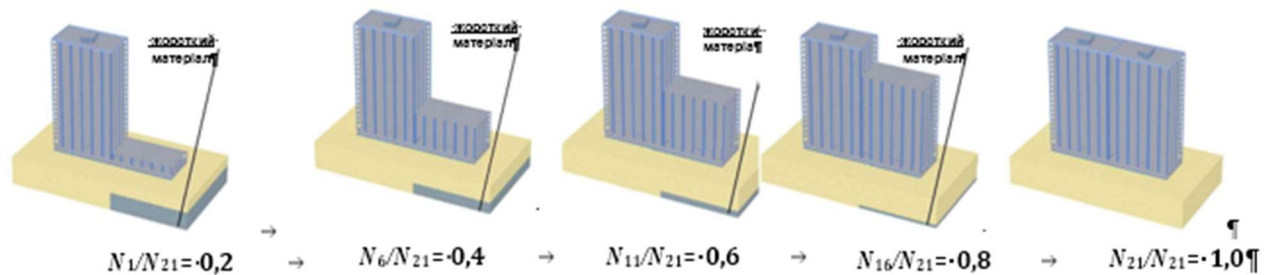


Рис. 1.7-Розрахункові схеми моделі на 2 етапі досліджень для співвідношення навантажень N_1/N_{21}

Напружено-деформований стан плит-них фундаментів отримано для пружно-миттєвого рішення задачі та отримано абсолютні значення величин.

Нижче на рисунку 8 наведено порівняння розподілення осідань та повздовжніх згинальних моментів у плитних фундаментах двох секцій для моделі ґрунтової основи у вигляді суцільного лінійно-деформованого шару скінченної розподільчої здатності з однаковою та ступінчастою стисливими товщами під фундаментами секцій для най-більш наочного прикладу із співвідношенням навантажень $N_1/N_{21}=0,2$

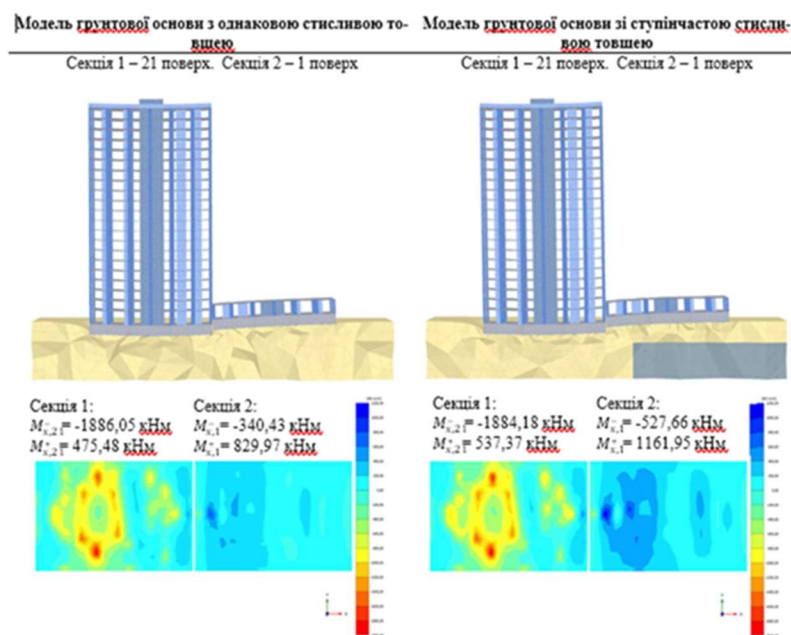


Рис. 1.8-Порівняння результатів розрахунків при різних стисливих товщах для співвідношення навантажень $N_1/N_{21}=0,2$

У якості критерію оцінки впливу моделі прийнято наступні співвідношення

- відносний поздовжній позитивний згинальний момент M^+ од.

$$M_{x,\text{відн.}}^+ = \frac{M_{x,n}^+}{M_{x,21}^+}, \quad (1)$$

де, M^+ значення екстремуму поздовжнього *позитивного* згинального моменту при навантаженні у n поверхів при застосуванні моделі ґрунтової основи зі ступінчастою стисливою товщею, кН·м;

де, M^+ – значення екстремуму поздовж- нього *позитивного* згинального моменту при повному навантаженні у 21 поверх при застосуванні моделі ґрунтової основи з однаковою стисливою товщею, кН·м;

-відносний поздовжній *негативний* згинальний момент

$$M_{x,\text{відн.}}^- = \frac{M_{x,n}^-}{M_{x,21}^-}, \quad \dots\dots\dots(2)$$

де, $M_{x,n}^-$ значення екстремуму поздовжнього *негативного* згинального моменту при навантаженні у n поверхів при застосуванні моделі ґрунтової основи зі ступінчастою стисливою товщею, кН·м

де, $M_{x,21}^-$ значення екстремуму поздовж- нього *негативного* згинального моменту при повному навантаженні у 21 поверх при застосуванні моделі ґрунтової основи з однаковою стисливою товщею, кН·м;

На рис. 1.9-1.10 графічно показано результати розрахунків M^+ та M^- у плитних здатності з однаковою та ступінчастою стисливими товщами під фундаментами секцій фундаментах двох секцій для моделі ґрунтової основи у вигляді суцільного лінійно-деформованого шару скінченної розподільчої при різних співвідношеннях навантажень N_n/N_{21} ..

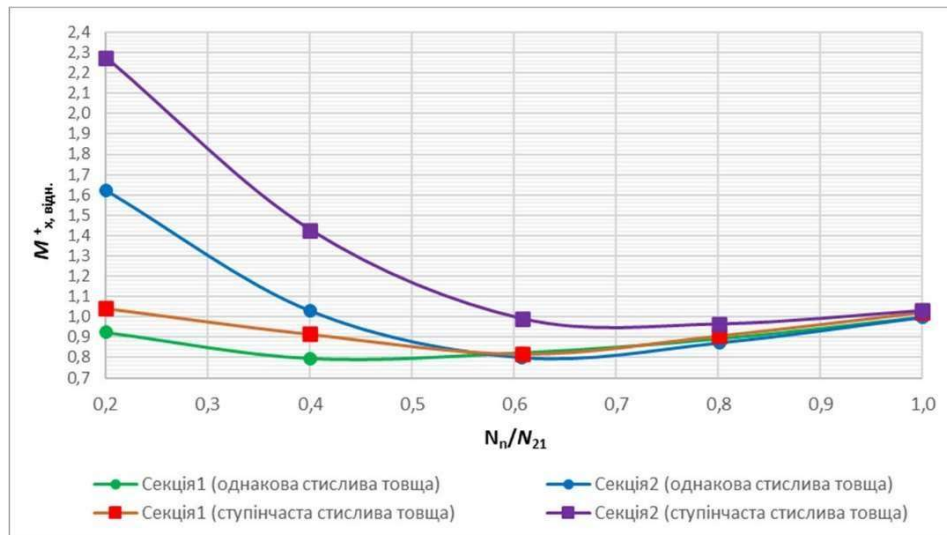


Рис. 1.9-Відносний повздовжній позитивний згинальний момент M_x^+ , відн.

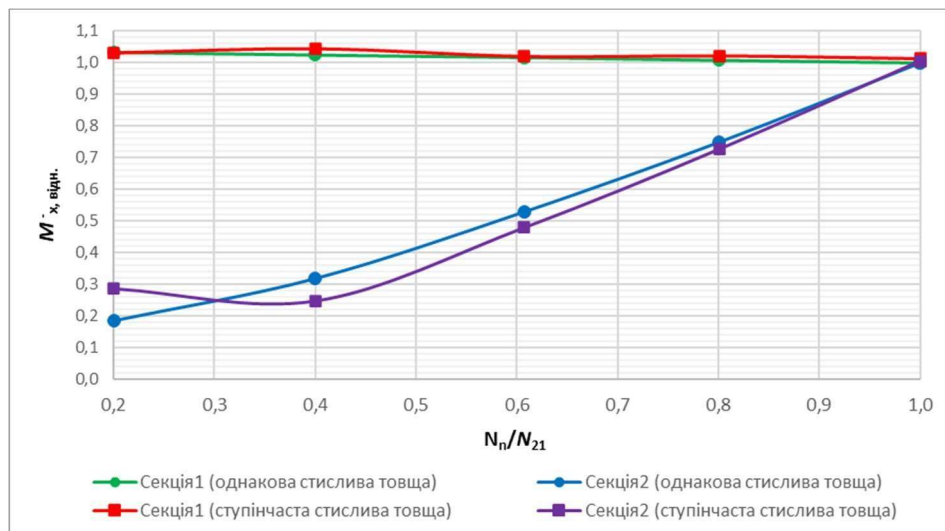


Рис. 1.10- Відносний повздовжній негативний згинальний момент M_x^- , відн.

Аналіз результатів розрахунку (рис. 1.9-1.10) показує, що для двосекційної будівлі на плитних фундаментах використання моделі ґрунтової основи із однаковою стисливою товщею, прийнятою по максимальному навантаженню при будь-якому його співвідношенні, у порівнянні із удосконаленою моделлю ґрунтової основи із ступінчастою стисливою товщею суттєво не впливає на абсолютні значення повздовжніх згинальних моментів у фундаментній плиті максимально навантаженої секції 1. Різниця визначених значень знаходиться у межах 0-13% як у бік завищення, так і заниження для повздовжніх згинальних моментів на всьому інтервалі співвідношень навантажень.

Для фундаментної плити змінно навантаженої секції 2, відносно максимально навантаженої секції 1, різниця визначених значень повздовжніх негативних згинальних моментів знаходиться у межах 1-10% як у бік завищення, так і заниження. Проте різниця визначених значень повздовжніх позитивних згинальних моментів знаходиться у межах 3-65% у бік заниження для моделі ґрунтової основи із однаковою стисливою товщею, що є принциповим недоврахуванням.

На підставі результатів проведеного дослідження можна зробити наступні висновки та рекомендації:

1. Запропоновано удосконалену модель ґрунтової основи у вигляді суцільного шару скінченої розподільчої здатності, яка має параметри фізико-механічних характеристик ґрунтів основи, геометричний профіль з урахуванням їх розподільчої здатності та різні граничні умови, для моделювання та розрахунку системи «основа – фундаменти – споруди», яка відрізняється тим, що її нижня границя має ступінчастий геометричний профіль через різні величини стисливих товщ під кожним фундаментом споруд.

2. Проведено чисельні дослідження на- пружено-деформованого стану системи «основа – фундаменти – споруди» з метою виявлення впливу удосконаленої моделі ґрунтової основи на розподіл повздовжніх згинальних моментів великорозмірних поряд розташованих фундаментів різноповерхових споруд. За результатами аналізу розрахунків виявлено принципове заниження значень повздовжніх позитивних згинальних моментів у менш навантажених фундаментній плиті до 65% у інтервалі співвідношень навантажень $N_n/N_{21}=0,2\div 1,0$ при використанні моделі ґрунтової основи із однаковою стисливою товщею у порівнянні із запропонованою удосконаленою моделлю ґрунтової основи зі ступінчастою стисливою товщею.

3. Практична цінність отриманих результатів полягає в тому, що за умови одночасного зведення секцій будівель та споруд з метою зниження абсолютних значень повздовжніх позитивних згинальних моментів слід дотримуватись інтервалу співвідношення навантажень не менше $N_n/N_{21}=0,8$, що

дозволить скоротити витрати для армування верхньої зони фундаментної плити менш на- вантаженої секції до 55-65%. Або, як загальновідомо, слід повністю зводити більш на- вантажену секцію зі стабілізацією деформацій основи, а після чого зводити менш навантажену секцію.

4. Рекомендується використання удосконаленої моделі ґрунтової основи для підвищення точності моделювання ґрунтової основи великорозмірних поряд розташованих фундаментів різноповерхових споруд для отримання надійних та достовірних результатів напружено-деформованого стану системи «основа – фундаменти – споруди».

Існують аналітичні просторові моделі суцільного лінійно-деформованого середовища (півпростору або шару), що розроблялися для розрахунку деформацій основ фундаментів [27-29] та й залишаються у державних будівельних нормах України [30, 31]. Однак, сьогодні, через потужний розвиток інформаційних технологій, найбільш розповсюдженою моделлю ґрунтової основи є модель суцільного шару скінченної ширини (рис. 11), яка, окрім обмеження вертикальних деформацій на деякій глибині H , також має обмеження горизонтальних деформацій на деякій відстані від навантаження у плані ($L_x \times L_y$). Для розрахунку фундаментів, що працюють з ґрунтовою основою в умовах плоскої деформації, ця модель також може бути плоскою, як окремий випадок. Вченими І. Я. Лучковським [32], З. Г. Тер-Мартиросьяном, Пак Чун Сун та Махмудом Назір Башеті отримані аналітичні рішення напружено-деформованого стану ґрунтової основи з навантаженнями на поверхні з використанням моделей суцільного лінійно-деформованого (пружного) шару скінченної ширини.

При моделюванні та чисельних розрахунках системи «ОФС» у потужних розрахункових комплексах SOFiSTiK, ABAQUS, Plaxis, SCAD, Ліра тощо, як правило, застосовується саме модель ґрунтової основи у вигляді суцільного шару скінченної ширини, при цьому задаються будь-які закономірності деформування ґрунтів під навантаженнями, в тому числі й у часі.

Загальновідомо, що для отримання надійних та достовірних результатів

Підхід «кута внутрішнього тертя» використовується для визначення параметрів еквівалентного плитного фундаменту при розрахунках осідань пальових фундаментів [34], а також для визначення параметрів піщаних подушок [35].

Підхід «тиску на підпірну стіну» використовується при визначенні тиску ґрунту на підпірні стіни від місцевих навантажень на поверхні [36].

При $\varphi=30^\circ$, як можна побачити з формул (3) та (4), кут розподілу стає рівним $\alpha=30^\circ$ за обома підходами, що й було раніше запропоновано Томлінсоном (Tomlinson, M.J., 1977) [34] при розрахунках осідань пальових фундаментів методом еквівалентного (умовного) плитного фундаменту.

На рис. 2 також показано різні кути розподілу до бічної поверхні крайніх паль: $\beta=\varphi/4$ [30] та $\beta=14^\circ$ [34] для розподілу дотичними силами стискаючих напружень по глибині ґрунтової основи, що приймаються для визначення габаритів еквівалентного (умовного [30]) плитного фундаменту.

Наведені вище інженерні підходи, в основному, пропонуються для розрахунку габаритів умовних фундаментів та їх осідань.

Водночас, слід зазначити, що у Німеччині, як правило, на підставі рекомендацій геотехнічного товариства [37] інженери при моделюванні у розрахункових комплексах призначають геометричний профіль моделі ґрунтової основи пальових фундаментів виходячи з ширини фундаменту b та/або довжини паль (див. рис. 13), тобто при цьому кут розподілу взагалі буде дорівнювати $\alpha>45^\circ$.

Виходячи з вищенаведеного, на сьогодні немає єдиного підходу щодо розподільчої здатності ґрунтових основ, тому дослідження впливу крайових умов у плані (згідно з кутом розподілу α) моделі суцільного лінійно-деформованого шару скінченної ширини на напружено-деформований стан конструкцій фундаментів є актуальною задачею для адекватного моделювання системи «ОФС».

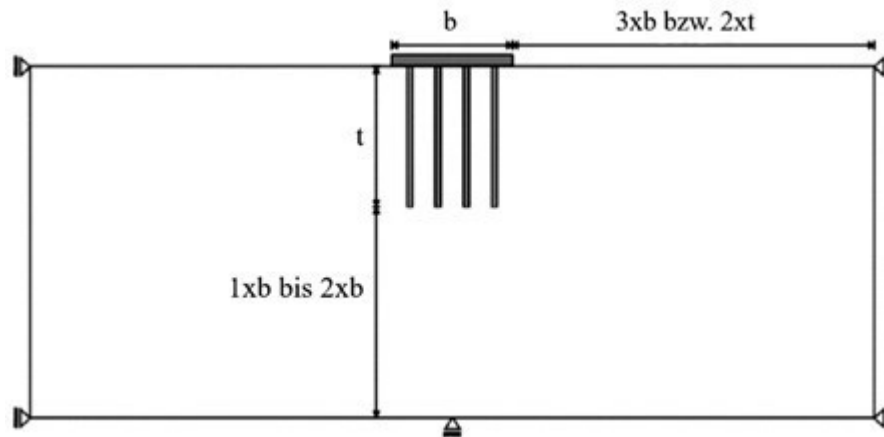


Рисунок 1.13 – Геометричний профіль моделі ґрунтової основи пальового фундаменту (рекомендація Німецького геотехнічного товариства)

Для дослідження впливу крайових обмежень у плані моделі суцільного лінійно-деформованого шару скінченної ширини на її розподільчу здатність та деформативність від навантаженого фундаменту на поверхні обрано плоску постановку задачі (плоска деформація) (рис. 1.14).

За допомогою комплексу SCAD Office 21.1 (ліц. №17280) створено скінченно-елементну модель взаємодії ґрунтової основи з фундаментом. Ґрунтова основа представлена пластинчастими скінченними елементами з постійними деформаційними характеристиками: $E=1,0$ кПа та $\nu=0,3$. Фундамент змодельовано стержневими скінченними елементами. Характеристики фундаменту представлено у табл. 1 та прийнято різну відносну згинальну жорсткість (гнучкість) згідно з пропозиціями Горбунова-Посадова М.І. [28, 35]:

$$t = 10 \frac{Eb^3}{F_k h^3}$$

де E та E_k – модулі деформації ґрунту й матеріалу фундаменту відповідно;

b та h – ширина й товщина (висота) фундаменту.

На рис. 14 показано загальний вигляд скінченно-елементної розрахункової моделі взаємодії ґрунтової основи з фундаментом різної згинальної жорсткості.

У комплексі SCAD методом скінченних елементів проведено чисельні розрахунки напружено-деформованого стану рівномірно навантаженого ($q=1,0$

кН/м) фундаменту різної відносної згинальної жорсткості (гнучкості, t), що взаємодіє з шаром товщиною H та шириною L , що дорівнює:

$$L = b + 2 \cdot H \cdot \tan(\alpha_i) \rightarrow (6)$$

з обмеженням лінійних переміщень в перпендикулярних напрямках до контуру моделі (рис. 1.15).

Дослідження виконані для моделей ґрунтової основ з наступними співвідношеннями потужності шару H до ширини фундаменту b : $H/b=5$, $H/b=4$, $H/b=3$, $H/b=2$ та $H/b=1$. Покрокове обмеження горизонтальних переміщень по ширині моделі відбувалося згідно з кутом розподілу α від 45° до 0° з кроком 5° . Для прикладу, на рис. 3 схематично показано логіку побудови скінченно-елементної моделі ґрунтової основи при $H/b=5$ з урахуванням кута розподілу α .

У якості критеріїв оцінки адекватності роботи моделі прийнято наступні співвідношення:

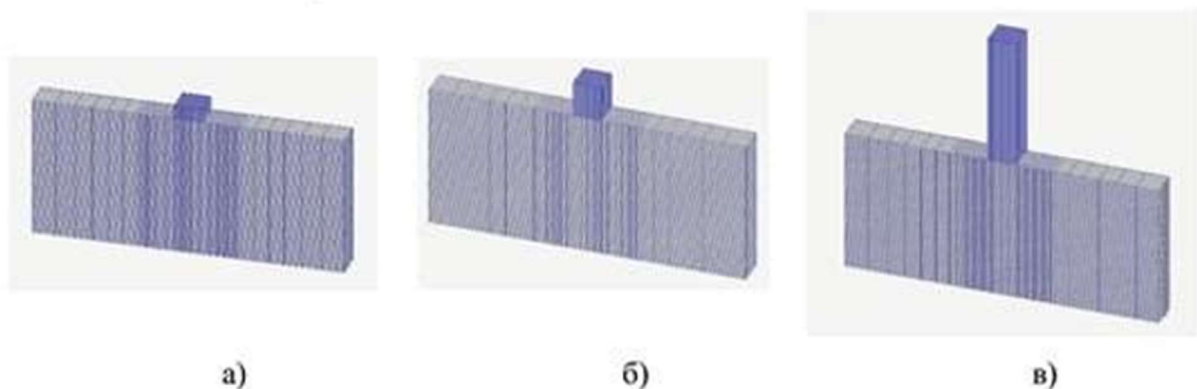
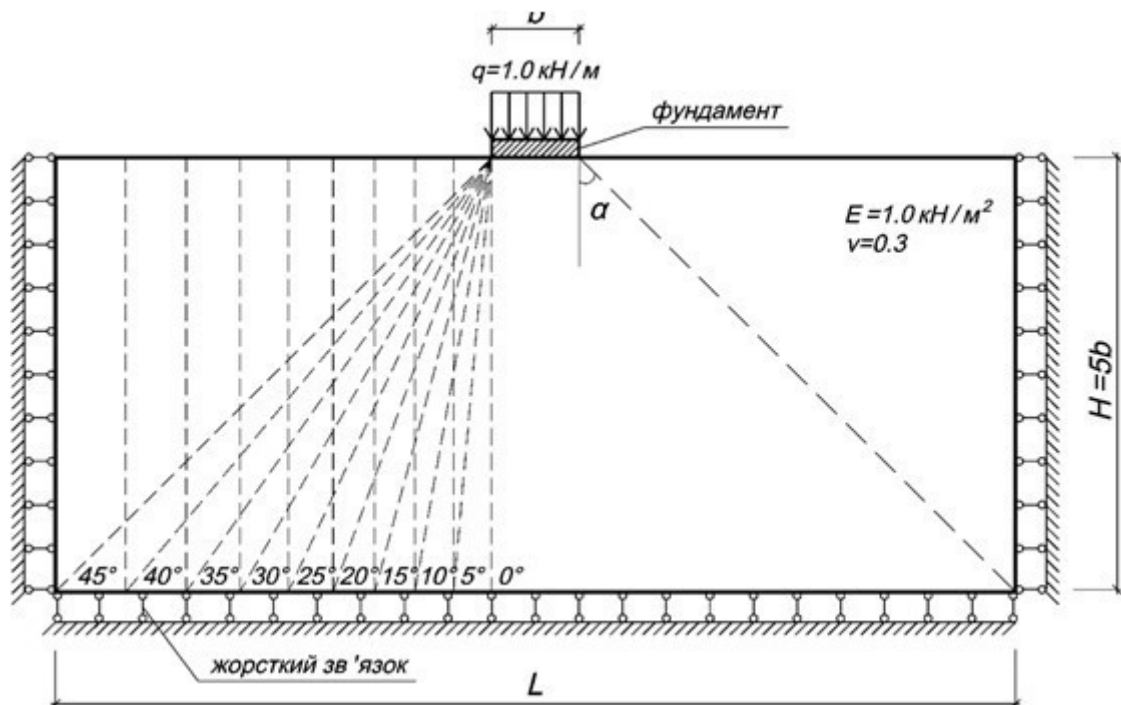


Рисунок 1.14 -Загальний вигляд моделей з фундаментами різної гнучкості: а – «гнучкий»; б – «скінченної жорсткості»; в – «абсолютно жорсткий»

Таблиця 1.1 - Механічні та геометричні характеристики фундаменту

Тип фундаменту	Ширина фундаменту, b, м	Висота фундаменту, h, м	Модуль деформації, E_k , кН/м ²	Коефіцієнт Пуассона, ν , од.	Відносна згинальна жорсткість (гнучкість) фундаменту, t, од.
«Гнучкий»	1,0	0,5	1,0	0,2	80
«Скінченної жорсткості»	1,0	1,25	1,0	0,2	5
«Абсолютно жорсткий»	1,0	4,6	1,0	0,2	0,1

Рисунок 1.15 – Схема для визначення граничних умов за шириною моделі при $H/b=5$

— для розподільчої здатності: ¶

$$\overline{M}_{\max} = \frac{M_{\max, \alpha}}{M_{\max, \alpha=45^\circ}}, \quad (7) ¶$$

де $M_{\max, \alpha i}$ — значення максимального згинального моменту у середині фундаменту при куті розподілу α_i , кН·м; ¶

$M_{\max, \alpha=45^\circ}$ — значення максимально-го згинального моменту у середині фундаменту при куті розподілу $\alpha=45^\circ$, кН·м; ¶

Для деформативності

$$\overline{s_{сер.}} = \frac{s_{сер., \alpha_i}}{s_{сер., \alpha=45^\circ}}, \quad (8)$$

де $s_{сер., \alpha_i}$ – значення середнього осідання по ширині фундаменту при куті розподілу α_i , см;

$s_{сер., \alpha=45^\circ}$ – значення середнього осідання по ширині фундаменту при куті розподілу $\alpha=45^\circ$, см.

На рис. 16–18 графічно показано результати розрахунків $M_{\max}$ та $s_{сер}$ для співвідношень: $H/b=5$, $H/b=2$ та $H/b=1$. На рис. 19 показано графік залежності $M_{\max}$ від H/b для $\alpha=20^\circ$ та $\alpha=25^\circ$.

По-перше, аналіз результатів розрахунку (див. рис. 1.16–1.18) показує, що при $\alpha=0^\circ$ чисельне рішення методом скінченних елементів приводить до точних рішень теорії пружності для рівномірно завантаженого лінійно-деформованого шару:

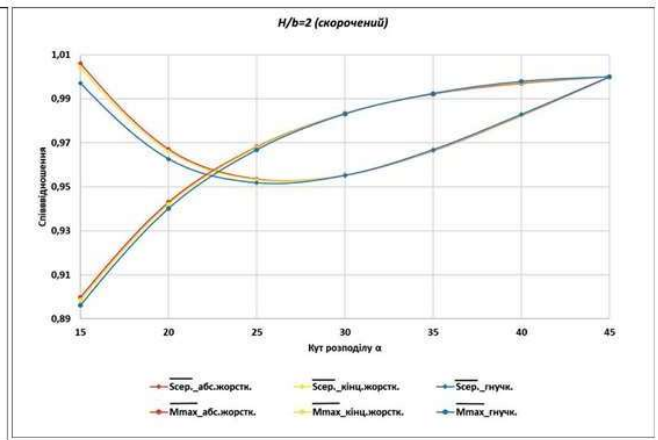
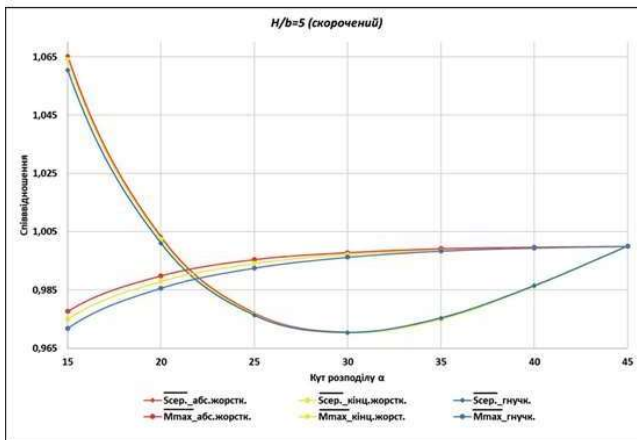
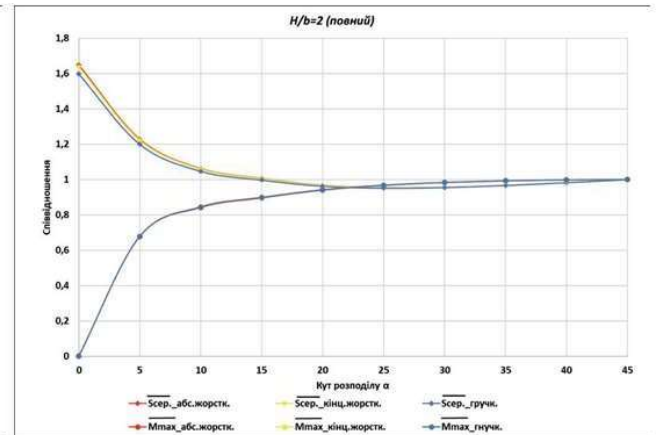
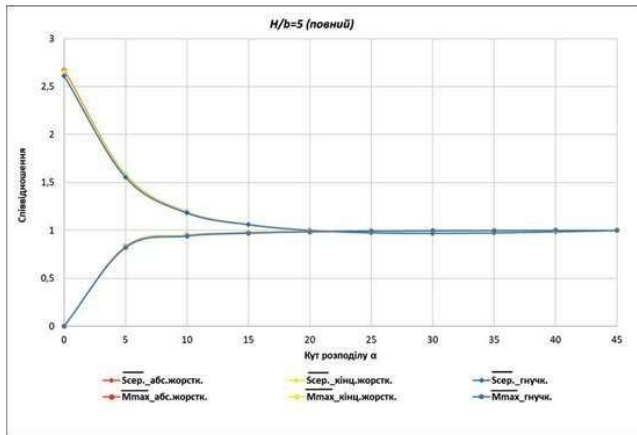


Рисунок 1.16 – Співвідношення $\overline{M_{max}}$ та $\overline{s_{sep}}$ при $H/b=5$ → Рисунок 1.17 – Співвідношення $\overline{M_{max}}$ та $\overline{s_{sep}}$ при $H/b=2$

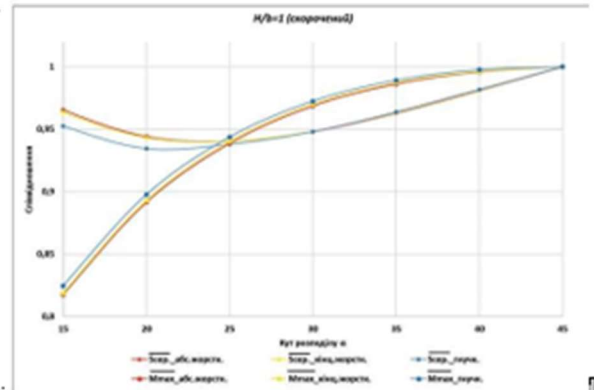
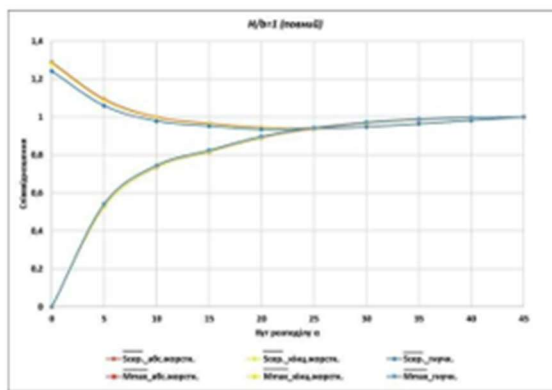


Рисунок 1.18 → Співвідношення $\overline{M_{max}}$ та $\overline{s_{sep}}$ при $H/b=1$

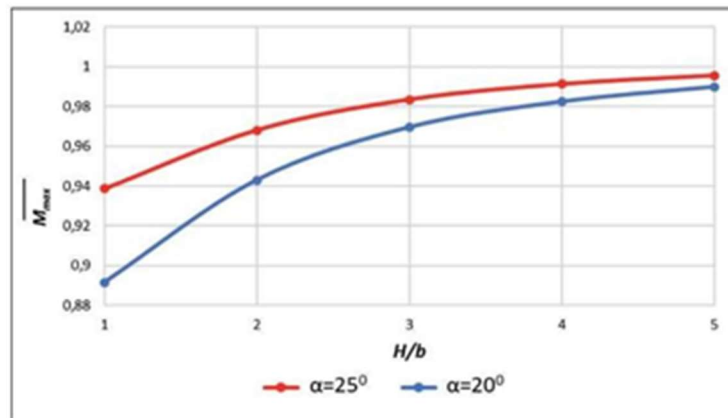


Рисунок 1.19 → Графік залежності M_{max} від H/b

$$M_{\max, \alpha=0} = 0; \quad (9)$$

$$s_{sep, \alpha=0} = \frac{\nu q H}{(1-\nu) E} \quad (10)$$

Аналіз результатів розрахунків показує, що для співвідношень $H/b=5$ (див. рис. 1.16), $H/b=4$ та $H/b=3$ розподільча здатність та деформативність ґрунтової основи практично не змінюються до кута розподілу $\alpha \approx 20^\circ$, тоді як для співвідношень $H/b=2$ та $H/b=1$ – до кута розподілу $\alpha \approx 25^\circ$.

Слід зазначити, що для великорозмірних фундаментів ($b > 10\text{м}$), які взаємодіють з реальними ґрунтовими умовами, як правило, співвідношення потужності стисливої товщі H до ширини фундаменту b не перевищує $H/b=2$, що також прийнято у рекомендаціях на підставі схеми на рис. 1.13.

Загальновідомо, що для отримання надійних та достовірних результатів розрахунку напружено-деформованого стану (НДС) конструкцій фундаментів споруд у системі «основа – фундамент – споруда» («ОФС») необхідно обрати таку модель ґрунтової основи з відповідними параметрами, яка є близькою до поведінки реального ґрунтового середовища під навантаженнями від конструкцій за двома критеріями: розподільчою здатністю та деформативністю фундаментів споруд.

Так як у дослідженнях розглядаються великорозмірні плитні фундаменти, тому, як правило, тиск по підшві фундаменту не перевищує розрахункового опору ґрунту основи, тому є правомірним застосування моделей лінійно-

деформованого середовища, що було запропоновано та обґрунтовано ще Н. М. Герсевановим [39] та В. А. Флоріним [40] і допускається діючими нормами [41]. На практиці модель лінійно-деформованого шару скінченної розподільчої здатності є найбільше розповсюдженою, так як вимагає завдання лише деформаційних характеристик ґрунту (модуля деформації E та коефіцієнта Пуассона ν). Для плоских задач (плоска деформація) модель має відому назву як модель суцільного шару скінченної ширини [42]. Однак, значна розподільча здатність моделі викликає виникнення надмірних реакцій на краях конструкцій фундаментів та, відповідно, значних моментних зусиль від загального вигину плитних фундаментів, особливо великорозмірних.

Ще з минулого сторіччя під час інженерних розрахунків основ та фундаментів широко застосовувалася модель ґрунтової основи у вигляді суцільного лінійно-деформованого шару, так як вона пропонувалася державними будівельними нормами [43] та вимагала завдання лише товщини шару H (стисливої товщі) та деформаційних характеристик ґрунту (модуля деформації E та коефіцієнта Пуассона ν). При цьому, ця аналітична модель не мала обмежень у плані [44]. Сьогодні, унаслідок розвитку інформаційних технологій, при моделюванні та чисельних розрахунках системи «ОФС» у потужних розрахункових комплексах SOFiSTiK, Plaxis, SCAD, Ліра тощо, як правило, у просторовій постановці задачі застосовується модель ґрунтової основи у вигляді суцільного шару скінченної розподільчої здатності (рис. 1.20), яка, крім обмеження вертикальних деформацій на деякій глибині H , також має обмеження горизонтальних деформацій на деякій відстані від місця прикладення навантаження у плані ($L_x \times L_y$).

Такі граничні умови моделі ґрунтуються на тому, що при дії зовнішніх навантажень на ґрунтову основу утворюється просторова область деформування, за межами якої деформаціями ґрунту можна знехтувати, так як додаткове навантаження на межах ґрунтового масиву не перевищує структурної міцності ґрунту [42]. При цьому для самої моделі можуть задаватися будь-які закономірності деформування ґрунтів під навантаженнями, в тому числі й у часі.

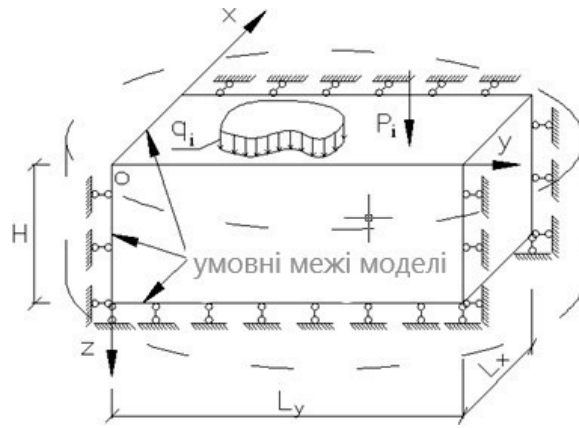


Рис.1.20-Модель ґрунтової основи у вигляді суцільного шару скінченної розподільчої здатності (для просторових задач)

Аналізуючи деякі рекомендації по призначенню характеристик стисливого шару, слід зазначити, що вони виходять з умови близької відповідності фактичних осідань фундаментних плит розрахунковим. Це дозволяє призначити або умовну товщину шару H_0 , або умовний модуль деформації E_0 . Однак, використання лише цієї умови не дає можливості знизити реальну розподільчу здатності лінійно-деформованої моделі ґрунтової основи, що призводить до значної концентрації реактивних тисків на краях великорозмірних фундаментів.

Звичайно, що розподільча здатність ідеалізованого лінійно-деформованого шару вища, ніж у природних ґрунтових основах.

Тому, для забезпечення близької відповідності розрахункових осідань фактичним, розрахункова товщина шару H_0 повинна бути більшою за фактичну стисливу товщу H_f (за умови однакового розрахункового модуля деформації E_0), а для забезпечення відповідності епюри контактних тисків меншою за фактичну, що збігається з висновками вчених І.К. Самаріна і Г.В. Крашенинникової [45].

Отже, варіюючи лише одним параметром E_0 або H_0 моделі лінійно-деформованого шару скінченної розподільчої здатності, не можна вирішити два основні завдання розрахунку: домогтися відповідності розрахункових осідань і зусиль у великорозмірних плитних фундаментах фактичним. Використання нелінійних моделей саме для великорозмірних фундаментів більш ніж з двома параметрами тільки призводить до труднощів проведення спеціальних випробувань ґрунтів з інтерпретацією результатів та ще більшої невизначеності

щодо моделювання.

У роботі професорів І.Я. Лучковського та О.В. Самородова [46] було запропоновано методику (див. рис. 1.21) визначення основних розрахункових параметрів (див. рис. 1.22) суцільного лінійно-деформованого шару скінченної розподільчої здатності (розрахункова товщина шару H_0 та розрахунковий модуль деформації E_0) для моделювання ґрунтових основ великорозмірних фундаментів, яка має наступний алгоритм:

- визначається фактична (реальна) глибина стисливої товщі H_f при середньому тиску p по підшві фундаменту;
- обчислюється середнє осідання s_{cp} фундаментної плити з урахуванням визначеної фактичної глибини стисливої товщі H_f ;

визначається величина A за формулою:

$$A = \frac{p H_f (1 - \nu^2)}{s_{cp} E_f} \dots\dots\dots(11)$$

- за знайденим значенням A і співвідношенням сторін фундаментної плити l/b за графіком на рис. 1.2 знаходиться співвідношення $2H_0/b$ і K_{cp} ;

обчислюються значення основних параметрів моделі

$$\left. \begin{aligned} H_0 &= \left(\frac{2H_0}{b} \right) \frac{b}{2}; \\ E_0 &= \frac{pb(1 - \nu^2)}{s_{cp}} K_{cp}. \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(12)$$

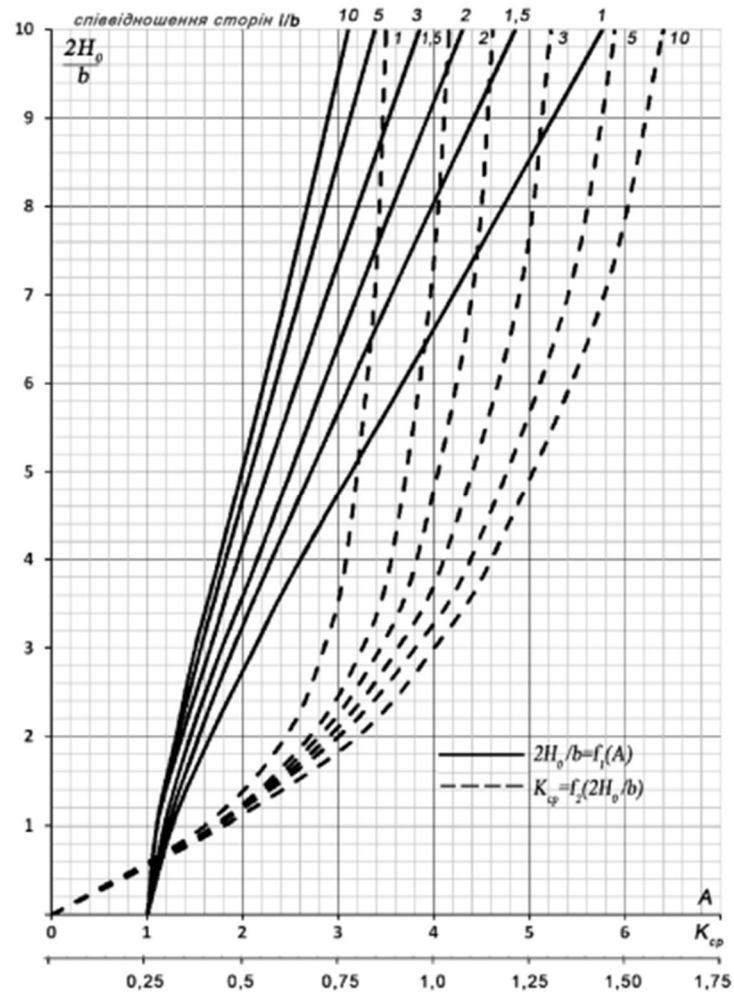


Рис.1.21 Графіки залежностей $2H_0/b$ від A та коефіцієнта K_{cp} для прямокутних плит

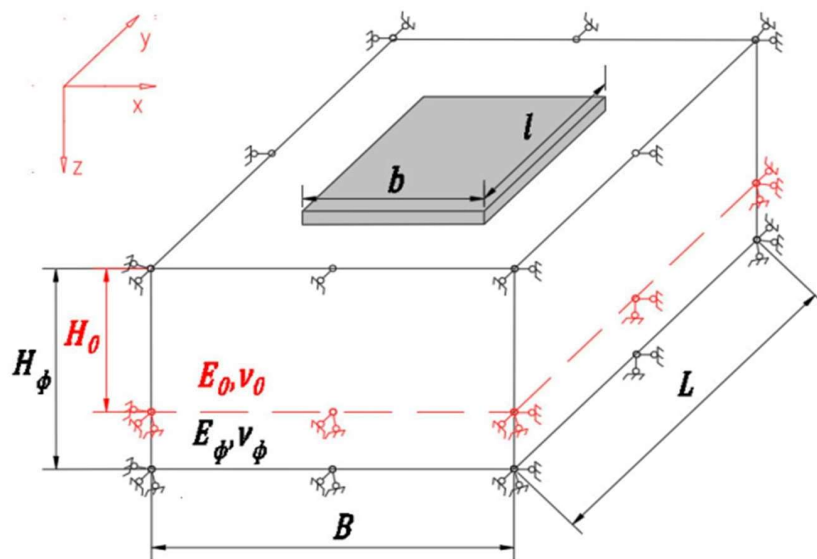


Рис.1.22-Загальний вигляд моделі ґрунтової основи з прямокутною плитою на поверхні

На рис. 1. 22 згідно з попередніми розрахунками [46] видно, що розрахункова товщина лінійно-деформованого шару H_0 менша за фактичну величину стисливої товщі H_f та розрахунковий модуль деформації лінійно-деформованого шару E_0 також менший за фактичний (наведений) модуль деформації ґрунту E_f . Тому модель ґрунтової основи з розрахунковими параметрами (H_0 та E_0) на відміну від фактичних параметрів (H_f та E_f) потребує додаткових досліджень впливу зменшення товщини шару на розподіл згинальних моментних зусиль у плиті при інших рівних умовах, що є актуальною задачею механіки ґрунтів та проєктування великорозмірних плитних фундаментів.

Для чисельних досліджень впливу товщини шару моделі суцільного лінійно-деформованого шару скінченної розподільчої здатності на розподіл моментних зусиль у рівномірно навантаженому гнучкому плитному фундаменті обрано просторову постановку задачі (рис. 1. 3).

За допомогою комплексу SCAD Office 21.1 створено скінчено-елементну модель взаємодії ґрунтової основи з плитним фундаментом. Гнучкий прямокутний плитний фундамент замодельований пластинчатими скінченими елементами (тип 21), який сприймає вертикальне рівномірно розподілене навантаження $p=300$ кПа. Фундамент має товщину $h=1,0$ м та механічні властивості, що відповідають бетону класу C20/25.

У плані розміри моделі ґрунтової основи (рис. 1.22) були прийняті більшими на 32 м за розміри фундаменту у плані відповідно: $V=b+32$ м та $L=l+32$ м, тобто з кожної сторони від краю фундаменту приймалася відстань, що дорівнює фактичній стисливій товщі $H_f=16$ м.

На рис. 1.23 показано загальний вигляд скінчено-елементної розрахункової моделі взаємодії ґрунтової основи з плитним фундаментом у програмі SCAD.

Ґрунтова основа змодельована об'ємними ізопараметричними скінченими елементами (тип 36) з відповідними деформаційними характеристиками.

У комплексі SCAD методом скінчених елементів проведено чисельні

розрахунки НДС гнучких плитних фундаментів, що взаємодіють з моделлю ґрунтової основи у вигляді лінійно-деформованого шару скінченної розподільчої здатності. При цьому плита сприймає рівномірно розподілене вертикальне навантаження $p_{\text{ср}}=300$ кПа.

Параметри моделі та відповідні результати розрахунків у вигляді максимальних моментних зусиль представлені у табл. 3 та на рис. 1.24-1.26 (для квадратного фундаменту ($l/b=1$))

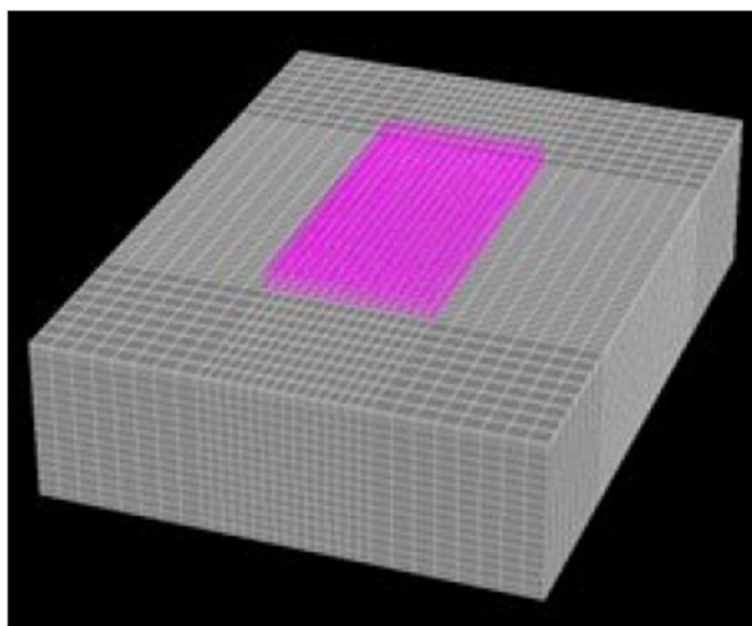


Рис. 1.23-Загальний вигляд скінчено-елементної моделі у програмі SCAD з рівномірно розподіленим навантаженням на плитний фундамент

Аналіз результатів розрахунків показує, що при зменшенні співвідношення $H_0/H_f=0,25$ (розрахункової товщі шару моделі ґрунтової основи $H_0=4$ до фактичної (реальної) стисливої товщі ґрунтової основи фундаменту $H_f=16$) зменшуються максимальні моментні зусилля уздовж орто-гональних осей прямокутних фундаментів за рахунок зменшення розподільчої здатності моделі ґрунтової основи та відповідно реакцій R під плитою при рівних середніх осіданнях $s_{\text{ср}}$ плити.. Це може мати принципове практичне значення при раціональному проєктуванні великорозмірних плитних фундаментів, де армування може бути знижено до 50%, при відповідному натурному експериментальному обґрунтуванні.

Чисельні дослідження показали також цікаві результати щодо розподілу

моментних зусиль у гнучких прямокутних плитах, де максимум знаходиться поза центром ваги рівномірно навантаженої плити. Це ще раз підтверджує особливість взаємодії гнучких плит з відносно вузькими стисливими шарами під подошвою, що відмічалось раніше у нашій роботі [47] та інших вчених. Звертаємо увагу на те, що помилки у моделюванні виключено: взаємодія вказаних скінченних елементів плити та ґрунтової основи виключала можливість виникнення кутів повороту у крайових зонах плити та розтягуючих зусиль між плитою та моделлю ґрунтової основи.

Однак, при реальних умовах взаємодії ґрунтової основи з плитними фундаментами багатоповерхових будівель цей ефект зникає, так як фундамент у системі «ОФС» можна вважати абсолютно жорстким, і максимальні моменти зусилля виникають саме у центрі плити зі значним підвищенням максимального значення згинального моменту (у даному випадку у 3-и рази) за рахунок значної концентрації реакцій по краях плити. При цьому відмічаємо ще більше зниження максимальних моментних зусиль у жорстких плитах, якщо приймати ті ж самі умови, що наведені у табл. 2, у порівнянні з гнучкими плитами.

Проведено чисельні дослідження впливу товщини шару моделі ґрунтової основи у вигляді суцільного лінійно-деформованого шару скінченної розподільчої здатності, що взаємодіє з великорозмірним гнучким плитним фундаментом за допомогою програми SCAD. Аналіз результатів чисельних розрахунків показав, що при зменшенні співвідношення H_0/H_f (розрахункової товщі шару моделі ґрунтової основи H_0 до фактичної (реальної) стислої товщі ґрунтової основи фундаменту H_f) зменшуються до 50% максимальні моментні зусилля уздовж ортогональних осей прямокутних фундаментів за рахунок зменшення розподільчої здатності моделі ґрунтової основи та відповідно крайових реакцій R під плитою при рівних середніх осіданнях s_{cp} плити.

Чисельні дослідження показали цікаві результати щодо розподілу моментних зусиль в гнучких прямокутних плитах, де максимум знаходиться поза центром ваги рівномірно навантаженої плити, що підтверджує особливість взаємодії гнучких плит з відносно вузькими стисливими шарами під подошвою.

При відповідному натурному експериментальному обґрунтуванні використання моделі ґрунтової основи у вигляді суцільного лінійно-деформованого шару скінченної розподільчої здатності з розрахунковими параметрами (H_0 та E_0) на відміну від фактичних параметрів (H_f та E_f) при розрахунках великорозмірних плитних фундаментів може мати принципове практичне значення при їх раціональному проєктуванні, так як армування може бути знижено до 50%.

Зростання міського населення, постійний тиск на наявний простір та потреба у безпеці перед обличчям повномасштабного вторгнення створюють виклик пошуку нових шляхів розвитку. Використання підземних просторів є стратегічною відповіддю на цей виклик, оскільки дозволяє ефективно використовувати простір у містах, не погіршуючи умови навколишнього середовища та не впливаючи на існуючі земельні ресурси.

Підземні простори можна використовувати для захисту природних ландшафтів, зелених насаджень, історичних пам'яток та будівель.

Крім того, підземні будівлі є більш стійкими до стихійних лих і можуть забезпечити безпеку мешканців та їхнього майна. Вони також заощаджують енергію завдяки природній теплоізоляції, що зменшує споживання енергії на опалення та охолодження.

Не слід також забувати про важливість використання підземних просторів у воєнний час. Підземні споруди надають притулок цивільному населенню у разі нападу або бомбардування. Вони також можуть слугувати укриттям і медичними установами для поранених, а також місцями, що захищають критичні об'єкти та інфраструктуру, такі як командні центри, електростанції та джерела водопостачання, від нападів загарбників. Підземні споруди забезпечують важливу стратегічну перевагу у військових операціях, розміщуючи війська і техніку в безпечному середовищі. Вони можуть використовуватися для розміщення секретних об'єктів, військових баз, арсеналів та інших стратегічно важливих об'єктів, забезпечуючи їх секретність і захист від розвідувальних операцій противника.

З огляду на великий потенціал використання підземних просторів у девелоперських цілях для подолання викликів, з якими стикаються сучасні міста, постає проблема забезпечення міцності та надійності ґрунту, фундаментів і будівельних систем з метою своєчасного виявлення ознак руйнування, обвалення та втоми конструкційних матеріалів.

Ґрунт, фундамент і будівельні системи відіграють важливу роль у забезпеченні стійкості та надійності будівель. Фундаменти виконують роль опорних конструкцій, які передають вагу будівлі на ґрунт і рівномірно розподіляють навантаження. Їх розмір, форма і матеріали вибираються на основі ряду факторів, в тому числі властивостей ґрунту і навантажень на будівлю. У сучасному середовищі ґрунти піддаються хімічним, фізичним і механічним навантаженням. Комп'ютерні моделі повинні враховувати фізичні та механічні параметри ґрунту.

Дослідники детально вивчили фактори, що впливають на вибір фундаменту: розташування і тип споруди, величина і розподіл навантажень, ґрунтові умови, доступ до будівельної техніки, вимоги до довговічності, вплив споруди на сусідні фундаменти, споруди і людей, відносна вартість і місцеві будівельні практики. Ці фактори можуть бути враховані в нашому дослідженні.

У роботі досліджено вплив розміру фундаменту на сейсмічні характеристики будівель шляхом розгляду взаємодії ґрунту, фундаменту і конструкції з використанням програмного забезпечення ABAQUS. Тривимірна чисельна модель враховує нелінійну поведінку ґрунту та елементів конструкції. Зроблено висновок, що розмір фундаментів мілкого закладання впливає на динамічні характеристики і сейсмічну реакцію будівель через взаємодію ґрунту, фундаменту і конструкції. Запропоноване дослідження рекомендує використовувати програмний комплекс LIRA CAD.

Глибина закладення фундаменту не тільки впливає на стійкість, надійність і довговічність будівлі, але і забезпечує захист від різних небезпек, таких як просідання, ерозія ґрунту і землетрус для забезпечення комплексної оцінки факторів, що впливають на глибину закладення фундаменту, була розроблена

структурна модель.

При проектуванні систем «грунт-фундамент-споруда» особливу увагу слід приділяти характеристикам ґрунту. Такі параметри, як глибина залягання родючого і мінерального шарів, плинність, стійкість до опадів і морозів, можуть впливати на вибір типу фундаменту і способу його захисту.

Методи забезпечення сталості включають використання більш стійких будівельних матеріалів. У статті обговорюється використання цементу для стабілізації та покращення стану ґрунту.

Використання геотекстилю обговорюється в, а використання ґрунтових завіс.

Для підвищення міцності та стійкості фундаментів можна використовувати арматуру для додаткової підтримки конструкції. Ізоляція фундаментів запобігає промерзанню ґрунту і зменшує ризик пошкодження від морозу .

Тому система «грунт-фундамент-будівля» передбачає комплексний підхід до вибору типу, конструкції та місця розташування фундаменту з урахуванням властивостей ґрунту, будівельних матеріалів та характеристик будівлі для забезпечення її стійкості та надійності. Всі ці аспекти необхідно враховувати при моделюванні та виборі ефективних методів забезпечення стійкості системи.

Найпоширенішим методом моделювання взаємодії ґрунт-фундамент-споруда є використання набору пружних елементів, по одному для кожного ступеня свободи системи. Коефіцієнти жорсткості та демпфування визначаються за допомогою еквівалентних пружних та демпфуючих елементів. Однак такий підхід може бути досить неточним, оскільки не враховує можливий зв'язок між різними ступенями вільності та непружну реакцію, спричинену пластичними деформаціями, які можуть виникати в ґрунтах основи навіть при відносно низьких рівнях навантаження.

В роботах розглядається метод макроелементів. Цей підхід об'єднує реакції системи основа-ґрунт в одному розрахунковому вузлі за допомогою одного непружного рівняння, яке визначається узагальненими навантаженнями і переміщеннями. Це значно зменшує кількість ступенів свободи при збереженні

можливості ефективно відтворювати нелінійну, незворотну, гістерезисну реакцію неглибоких фундаментів, що піддаються непропорційному, циклічному або динамічному навантаженню. Універсальний підхід полягає у використанні методу скінченних елементів для створення детальної моделі системи ґрунт-фундамент в «ближній зоні» (відповідна гранична область ґрунту, оточена штучною межею) і використання лінійної теорії пружності для моделювання реакції ґрунту на навантаження. У ближній зоні ґрунт може бути описаний нелінійною пружною або повністю непружною моделлю, яка може описати основні особливості реакції ґрунту при циклічних або динамічних впливах. Основним недоліком такого підходу є високі обчислювальні витрати, пов'язані з необхідністю великої дискретизації ближнього об'єму ґрунту, особливо в непружному режимі.

Незважаючи на те, що всі розрахункові програмні комплекси базуються на методі скінченних елементів, нормативна база майже не містить рекомендацій щодо створення чисельних моделей ґрунтів і будівель з урахуванням всіх основних факторів, що впливають на міцність і стійкість будівель [17], а також відсутні єдині рекомендації щодо вибору типу скінченних елементів, які можуть забезпечити необхідну точність.

Перспективним інструментом для розрахунку та моделювання є програмний комплекс ЛІРА-САПР. Для застосування цього інструменту актуальною науково-технічною задачею є розробка чисельних моделей та методів комплексного розрахунку лавиноподібного обвалення будівель і споруд при пожежі або вибуху з урахуванням особливостей роботи та властивостей ґрунту.

Для досягнення поставленої мети були визначені наступні завдання

- Проаналізувати наукові дослідження з питань стійкості та надійності будівель в системах «ґрунт-фундамент-будівля»;
- Розробити чисельну модель за допомогою комп'ютерної програми SAPFIR 3D для дослідження стійкості будівель до прогресуючого руйнування на прикладі чотириповерхової автостоянки та провести її подальший аналіз в

програмному комплексі ЛІРА-САПР.

Для створення моделі необхідно виконати наступні дії.

1. підготовка аналітичної моделі конструкції будівлі для подальших розрахунків на міцність та структурного аналізу в програмному забезпеченні LIRA-SAPR

2. документування та отримання креслень.

3. підготувати проектну документацію відповідно до вимог системи проектної документації на будівництво від проектної пропозиції до робочої документації.

SAPFIR 3D - Використовуйте модуль генератора SAPFIR для створення моделей для розрахунків на міцність, аналізу будівельних конструкцій і розрахунків прогресуючого обвалення в програмному комплексі ЛІРА-САПР або використовуйте стандартні елементи, такі як стіни, балки, плити перекриття, вікна, двері, палі і т.д. .

Як створити чисельну модель в SAPFIR 3D.

1. задайте жорсткість матеріалів, таких як цегла, бетон або метал. Стіни можуть бути задані як навантажувальні, так і несучі елементи.

2. постійні, тимчасові, вітрові, ґрунтові, динамічні та інші навантаження.

3. розрахункові комбінації зусиль генеруються автоматично.

4. підсистема аналізу коригує попередньо розраховані моделі і накладає обмеження (наприклад, шарніри, вставки жорсткості, відсутність розтяжок і т.д.).

5. підсистема «Розрахункова модель» створює ідеалізовану модель, вирівнюючи елементи по центральній лінії, перетинаючи елементи (колони в розрахунковій моделі представлені як стрижні, стіни і перекриття - як оболонки) і створюючи сітку для поділу скінченних елементів.

Показано приклад вигляду плану підвального поверху в SAPFIR 3D. Стіни побудовані у вигляді несучих елементів (оболонок), колони - у вигляді стрижнів, що спираються на кушові фундаменти, а перекриття - на фундаментні сітки.

Модель перевіряється в програмному забезпеченні LIRA-SAPR, а ґрунтова маса генерується в ґрунтовому модулі.

Після перенесення моделі з SAPFIR 3D в LIRA-SAPR параметри, необхідні для розрахунку моделі, повинні бути перевірені на точність і, за необхідності, скориговані.

Наприклад, розрахунки для підбору арматури слід виконувати для пружних матеріалів (залізобетон). Для отримання більш реалістичних переміщень (прогинів) розрахунки слід виконувати з використанням фізичних і геометричних нелінійних формул.

Модуль ґрунту використовується для врахування спільної роботи будівлі і ґрунту та визначення коефіцієнтів перекриття.

У цьому модулі створюється 3D-масив ґрунту за допомогою свердловин на основі інженерно-геологічних досліджень.

Ця модель ґрунту пов'язується з розрахунковою моделлю, і програмний комплекс ЛІРА-САПР розраховує жорсткість паль і коефіцієнт несучої здатності фундаментної плити

Сили реакції від пружного ґрунту замінюються силами реакції від жорсткого анкерування.

Схема, що використовується в якості прикладу для розрахунку прогресуючого обвалення .

Типи скінченних елементів, що використовуються в цій розрахунковій схемі

Стержні (колони) Тип 10 Універсальний розпірний стержень FE

- Плити (стіни, перекриття) - універсальний трикутний SE типу 42 та універсальний чотирикутний SE типу 42.

1. Проведено аналіз наукових праць із забезпечення стійкості та надійності будівлі у системі «ґрунт-фундамент-будівля». З огляду на великий потенціал використання підземного простору для забудови виникає питання забезпечення стійкості та надійності системи «ґрунт-фундамент-будівля» для своєчасного виявлення ознак руйнувань, осідань ґрунтів або втоми матеріалу конструкцій. Проведено аналіз літературних джерел та поставлено завдання досліджень. Актуальним науково-технічним завданням є розробка чисельної

моделі та методики комплексного розрахунку лавиноподібного обвалення будівель та споруд при пожежі та вибухах з урахуванням особливостей роботи ґрунтів та їх властивостей.

2. У ході досліджень за допомогою програмного забезпечення «ЛПРА-САПР» розроблено чисельну модель з урахуванням особливостей роботи ґрунтів та їх властивостей.

Для цього першим етапом були проведені роботи зі створення моделі: створення початкового проекту (визначення розмірів та характеристик будівлі, вибір необхідних параметрів для моделювання – висота, ширина, довжина, розташування входів та виходів, розміщення автомобілів); створення 3D моделі у програмі САПФІР 3D (використання інструментів для побудови будівлі: стіни, стеля, підлоги, сходи, ліфти тощо, додавання елементів паркінгу); встановлення параметрів моделі (вказівка матеріалів для будівельних елементів; встановлення параметрів для розрахунку навантажень); аналіз моделі та вирішення проблем (перевірка моделі на наявність помилок, коригування параметрів для досягнення оптимальних результатів); виконання розрахунків та аналіз результатів; оформлення звіту та висновків.

Другим етапом було проведено перевірку моделі в ПК «ЛПРА-САПР», побудовано ґрунтовий масив у модулі ґрунт. Роботи включають: імпорт моделі в «ЛПРА-САПР»; аналіз моделі на відповідність (перевірка геометрії та розмірів будівлі в ЛПРА-САПР, перевірка наявності необхідних елементів конструкції та їх параметрів); створення ґрунтового масиву (запуск модуля ґрунт у складі ЛПРА-САПР, вибір параметрів для побудови ґрунтового масиву – тип ґрунту, глибина, параметри навантаження тощо); побудова ґрунтового масиву (використання інструментів модуля ґрунт для побудови масиву ґрунту під будівлею, зазначення параметрів глибини, рівнів, властивостей ґрунтів тощо); аналіз впливу ґрунтового масиву на конструкцію (проведення розрахунків для визначення впливу тиску ґрунту на конструкцію будівлі, аналіз результатів інженерно-геологічних характеристик ґрунтового масиву на необхідність коригування конструкції будівлі); коригування моделі та повторний аналіз (внесення змін до

моделі будівлі або параметрів ґрунтового масиву, повторний аналіз впливу ґрунтового масиву на конструкцію для визначення відповідних змін та коригування).

Вважається, що взаємодія між елементами конструкції (наприклад, пальовими фундаментами і основами) і ґрунтовим середовищем може суттєво змінити фактичну поведінку будь-якої споруди. Характеристики ґрунтового середовища, які можуть впливати на поведінку конструкцій, включають - щільність ґрунту, кут внутрішнього тертя, тертя структури ґрунту та кут заповнення [48]. Набагато простіше і легше моделювати елементи конструкції, тобто надбудову і фундаментні палі, окремо, ніж моделювати конструкції, що взаємодіють з ґрунтом. Це пов'язано з нелінійною природою ґрунтового середовища.

У той час як конструкції зазвичай можна задовільно моделювати, використовуючи лінійно пружні, однорідні та ізотропні матеріали, моделювання ґрунту є надзвичайно складним через необхідність врахування неоднорідних, анізотропних та нелінійних властивостей вимушеного переміщення. У роботі автори наголошують на необхідності належного моделювання матеріалів та конструкцій, особливо ґрунту та його інтегральної взаємодії з конструкцією мосту (що є типовим випадком взаємодії ґрунту та конструкції).

Як зазначено в [49], моделі ґрунту є спрощеними ідеалізаціями властивостей ґрунту і мають фундаментальне значення для практичного застосування. Композиційні моделі забезпечують якісний опис поведінки матеріалу, а параметри матеріалу надалі кількісно оцінюють цю поведінку [50]. Вибір відповідної моделі будови ґрунту впливає на точність аналізу взаємодії ґрунту зі структурою. Відомо, що хороша модель ґрунту може передбачити реакцію ґрунту на комбінацію критичних навантажень, враховуючи фактичні властивості ґрунту під впливом критичних навантажень [51]. Тому матеріальні параметри конститутивної моделі можна визначити простим способом, використовуючи звичайні ґрунтові випробування або стандартні лабораторні випробування ґрунту [52]. Важливо, щоб обрана конститутивна модель ґрунту могла відтворювати реальну поведінку ґрунтового середовища в широкому

діапазоні умов.

Модель Мора-Кулона

Модель Мора-Кулона є лінійною пружно-ідеально-пластичною моделлю і є найбільш широко використовуваною конститутивною моделлю в моделюванні ґрунтів. Модель Мора-Кулона є однією з найпростіших конститутивних моделей ґрунту, що вимагає лише двох параметрів міцності для опису пластичної поведінки. Використовуючи тривісні випробування, дослідники показали, що комбінації напружень, які спричиняють руйнування реальних зразків ґрунту, добре узгоджуються з гексагональною формою контурів руйнування, знайдених за допомогою моделі Мора-Кулона. Також відомо, що модель Мора-Кулона нехтує впливом проміжних головних напружень, які не мають суттєвого впливу на аналіз плоских напружень.

Гіперболічна модель Дункана-Чанга

Гіперболічна конститутивна модель Дункана-Чанга [53] є однією з найпоширеніших конститутивних моделей, що використовуються для моделювання поведінки ґрунту.

Перевагою цієї гіперболічної конститутивної моделі є те, що вона базується на залежності між напруженням і деформацією ґрунту. Модель здатна моделювати нелінійну, залежну від напружень і непружну поведінку зв'язних і незв'язних ґрунтів. Можливості та обмеження цієї формули добре задокументовані і добре досліджені.

Модель Друкера-Прагера.

Модель Друкера-Прагера є спрощеною версією моделі Мора-Кулона; кути і сингулярності, присутні в моделі Мора-Кулона, в цій моделі зменшені, що призводить до отримання гладкої поверхні руйнування. Загалом, ця модель має ті ж переваги та обмеження, що й модель Мора-Кулона, але остання все ж таки перевершує першу [54].

Модифікована модель Скло-Глина

Модифікована модель Кам-Клея є розширенням моделі Кам-Клея, розробленої в Кембриджському університеті в 1960-х роках. Модифікована

модель Кам-Клея - це модель пружно-пластичного тверднення, в якій нелінійна поведінка моделюється пластичністю тверднення. Повідомлялося, що ця модель придатна для опису деформації в порівнянні з обваленням у нормально консолидованому м'якому ґрунті .

Моделювання взаємодії ґрунту з конструкцією.

Опір ґрунту напруженням і зусиллям, що генеруються рухом конструкції, може передавати додаткові зусилля на конструкцію. Цей ефект врівноваження між ґрунтом і прилеглою конструкцією може тривати до тих пір, поки вся система ґрунт-конструкція не досягне рівноваги або поки ґрунт або конструкція не вийдуть з ладу [55]. Відомо, що поведінка елементів конструкції та ґрунтового середовища дуже відрізняється. Тому моделювання та аналіз цих двох елементів дуже відрізняються. Що стосується структурного аналізу, то моделювання враховує різні структурні конфігурації, геометричні варіації, тобто лінійні і нелінійні, а також реакцію конструкції при різних умовах навантаження.

У геотехнічному аналізі, однак, виникають наступні питання

1. відповідні структурні моделі ґрунту
2. прикріплення механізмів, що прилягають до ґрунту
3. моделювання спеціальних граничних умов
4. залежні від часу процеси: консолідація та повзучість.

Таким чином, підходи, що використовуються для моделювання взаємодії ґрунт-структура, повинні доповнювати один одного для забезпечення надійних і точних результатів аналізу. Загалом відомо, що структурний аналіз спрощує поведінку ґрунтів, а геотехнічний аналіз спрощує поведінку конструкцій. Існує три підходи до скінченно-елементного моделювання, які зазвичай використовуються дослідниками в галузі взаємодії ґрунту і конструкцій.

Моделювання методом скінченних елементів, також відоме як континуальне моделювання. Це концептуальний підхід для роботи з граничними відстанями і режимами навантаження. Порівняно з іншими моделями, МСЕ може надати більше інформації про напруження і деформації при аналізі деформації ґрунту, стійкості та впливу ґрунту на навколишні конструкції. Однак, одним з

недоліків цього підходу може бути те, що він може не відображати фізичну поведінку ґрунту більш точно. Інтегроване моделювання поєднує метод скінченних елементів з пружинними елементами, демпферними елементами, елементами тонкого шару або елементами нульової товщини. Цей підхід до моделювання також відомий як система ґрунт-структура в поєднанні з елементами інтерфейсу [56].

Моделювання інтерфейсів ґрунт-структура

Відомо, що надійне і точне моделювання елементів інтерфейсу (див. рис. 1) для монотонної та/або циклічної поведінки є важливим аспектом при спробі зрозуміти поведінку взаємодії ґрунту і конструкції. Тому вибір ефективних методів моделювання та конститутивних моделей для інтерфейсу ґрунт-структура став основним викликом в останні роки завдяки швидкому розвитку чисельних методів.

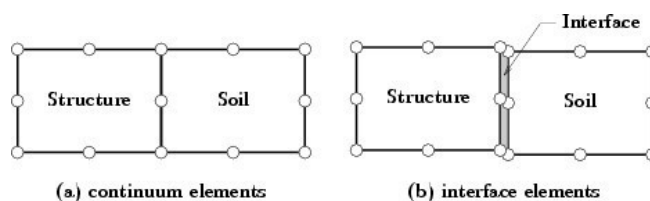


Рис. 1.24-Моделювання елемента інтерфейса “ґрунт-конструкція”

Моделювання інтерфейсу

Елементи інтерфейсу в основному включають двовузлові елементи, континуум (елемент вузол-вузол) з дрібнішою сіткою, елементи нульової товщини та тонкошарові елементи. Двохузлові елементи можуть набувати форми елементів dashpot або пружинних елементів вузол-вузол. Пружинні елементи вузол-вузол були поширеним вибором для моделювання поведінки інтерфейсу.

Відповідно до [56], для деяких проблем поведінка інтерфейсу може бути, можливо, змодельована шляхом простого уточнення звичайної сітки кінцевих елементів у безпосередній близькості від інтерфейсу та призначення відповідних властивостей. Цей метод також відомий як континуальна сітка, де елементи моделі з'єднані вузол до вузла. Принципи звичайного методу кінцевих елементів добре документовані та добре відомі. Основним недоліком цього методу є недостатня здатність чітко відтворювати площину руйнування або ковзання, коли

два різні матеріали затиснуті разом [57]. [56] заявили, що при аналізі з використанням звичайних кінцевих елементів з уточненою сіткою руйнування може статися в найближчій точці напруги в слабшому з двох матеріалів, затиснутих в інтерфейсі (тобто уточненої околиці). Тому дослідники чи аналітики повинні виявляти особливу обережність під час використання цього методу. [58] заявили, що елемент інтерфейсу отриманий із співвідношення відносного усунення вузлів і напруги, запропоновані Гудманом, є одним із найчастіше використовуваних елементів інтерфейсу. Це елемент із чотирма вузлами, без товщини, відомий як елемент нульової товщини. Однак елементи нульової товщини мають свої недоліки, тобто вони схильні до помилок у розрахунках нормальної напруги та деформації. [59] виявили, що інтерфейси нульової товщини найбільше підходять для моделювання контакту твердого тіла з твердим тілом в кінцево-елементному аналізі.

Інший підхід полягає у розгляді інтерфейсу ґрунт – конструкція як тонкого континууму або тонкошарового елемента. Тонкошарові елементи краще, ніж елементи нульової товщини, оскільки прості випробування на зсув, так і польові випробування показують, що насправді існує перехідна зона вздовж інтерфейсу двох тіл з різною жорсткістю. Проблеми з визначенням товщини тонкого шару висвітлювалися в літературі [58] [59]. Існує побоювання, що невелика зміна товщини може призвести до великих відмінностей у розрахункових результатах. [16] припустили, що можна провести просте випробування на зсув, щоб визначити товщину тонкошарового інтерфейсу.

Чисельний аналіз

Модель кінцевих елементів була розроблена з урахуванням підходу, запропонованого в [60] для польових випробувань [61], які досліджували поведінку циклічного бічного навантаження палі, пальового ростверку та засипки. Моделі з використанням пакетів OASYS SAFE були розроблені для відтворення цього польового випробування, описаного у [61]. Зазвичай обчислювальна ефективність кінцевих елементів залежить кількості розглядуваних елементів. Тому для вибору відповідної кількості елементів для

подання ґрунту використовувалася скорочена смуга пропускання за рахунок процесу перенумерації.

[62] у межах можливостей програмного забезпечення. На малюнку 1.25 показано модель, що використовується у цьому дослідженні.

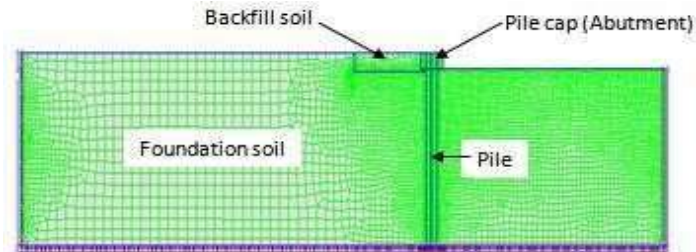


Рис. 1.25- Модель скінченних елементів

Визначення відповідної моделі ґрунту для точного відтворення поведінки ґрунту було однією з головних проблем на цьому етапі. Тому ефекти різних моделей складу ґрунту для чистого піску порівнювалися з польовими результатами, отриманими [61], щоб визначити відповідну модель ґрунту. На основі цього дослідження було визначено, що гіперболічна модель ґрунту Дункана-Чанга досить точно представляє поведінку ґрунту. Це дослідження також передбачає, що модель ґрунту Мора-Кулон досить точно представляє поведінку ґрунту до зміщення 8 мм. Це вказує на те, що при будь-якому бічному переміщенні менше 10 мм модель ґрунту Мора-Кулона може використовуватися для подання ґрунту з достатньою точністю.

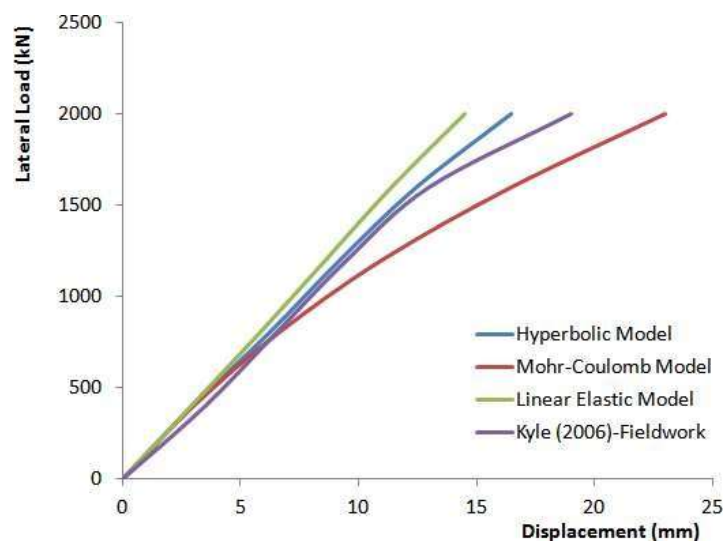


Рис. 1.26- Профіль поперечного навантаження-зміщення

Очевидно, що основною проблемою при моделюванні взаємодії ґрунту та конструкції є ступінь точності відтворення поведінки ґрунту. Хоча були проведені великі дослідження в галузі моделювання поведінки ґрунту щодо взаємодії з сусідніми елементами, визнано, що проста модель складу ґрунту з меншою кількістю параметрів та сильними можливостями моделювання ще не розроблена також заявив, що необхідні положення для точної взаємодії ґрунту та конструкції.

Однак дослідження показали, що гіперболічні співвідношення напруги та деформації, розроблені, забезпечують просту модель, яка охоплює найважливіші характеристики поведінки напруги та деформації ґрунту, використовуючи дані звичайних лабораторних випробувань. Завдяки своїй простоті, застосовність до осушених та неосушених проблеми, і наявність бази даних гіперболічних параметрів напруги-деформації, гіперболічна модель часто використовується в задачах взаємодії ґрунту та конструкції. Модель була успішно застосована до різних завдань взаємодії ґрунту та конструкції.

Також визнано, що яка б конститутивна модель не була обрана для ґрунту, найкращим підтвердженням її прогностичної здатності є порівняння з вимірами, отриманими на реальних конструкціях, оскільки чим складніший конститутивний закон, тим більший набір параметрів, що беруть участь у його визначенні.

1.2 Взаємодія фундаментів з основою і конструкціями споруди

Будівлі та споруди перебувають у постійній взаємодії зі своїми основами, і достовірність їх розрахунків не може бути досягнута без урахування основ.

Розвиток будівельної галузі пов'язаний з впровадженням у будівельну практику нових технологій прогностичних розрахунків, таких як метод скінченних елементів, метод граничних елементів та нечіткої логіки. Будівлі під час зведення та існування перебувають у постійному контакті та взаємодії з ґрунтом. Тому в процесі зведення будівлі напружено-деформований стан (НДС) основи змінюється і впливає на будівлю, при цьому будівля і основа діють як єдина система. Експерименти показують, що при деформації ґрунтового середовища

змінюється напружено-деформований стан наземної частини будівлі і з'являється її реакція. Це призводить до виникнення зворотного зв'язку від наземної частини будівлі до ґрунтового масиву. Тому необхідно враховувати взаємодію всіх елементів системи «основа-фундамент-будівля». Це пов'язано з тим, що НІР фундаментів і конструкцій, отримані з натурних спостережень, суттєво відрізняються від розрахункових значень.

Рекомендується визначати зусилля на елементи будівлі, а також деформації основи на основі спільної роботи основи, надбудови і фундаменту з урахуванням неоднорідності по глибині і площині фундаменту [65-67]. Такі розрахунки призводять до більш точного моделювання неруйнівного контролю як основи фундаменту, так і надбудови. Так само, як жорсткість будівлі впливає на НДС і осадку фундаменту, так само піддатливість і нелінійні властивості фундаменту впливають на перерозподіл зусиль в надбудові. Тому важливим є взаємозв'язок між розрахунковою моделлю будівлі та розрахунковою моделлю ґрунтової основи.

Згідно з [58-70], необхідність спільних розрахунків будівель і основ особливо актуальна на сучасному рівні розвитку будівельної науки, коли сучасні методи розрахунку і впровадження сучасних матеріалів дають можливість проектувати будівельні конструкції з мінімальним запасом міцності. В цих умовах незначне збільшення напружень внаслідок спільної роботи будівлі і фундаменту може призвести до появи тріщин і зниження надійності всієї конструкції. Для розрахунку взаємодії конструкцій, основ і фундаментів просторова розрахункова модель системи «основа-фундамент-конструкція» повинна бути сформована за наступними принципами

Просторова розрахункова модель системи «основа-фундамент-споруда» повинна формуватися за наступними принципами

- Розрахункова модель повинна гарантувати роботу системи та її аналіз в розрахункових ситуаціях, що відповідають вимогам стандартів і технічних завдань на проектування;
- Моделі повинні враховувати вхідні параметри конструктивних рішень

основи будівлі (споруди), фундаментів, підшви та ґрунтової основи, а також їх можливу модифікацію в процесі будівництва та експлуатації;

- Моделі фундаментів слід представляти у вигляді фрагментів півпростору, найчастіше шляхом моделювання плоскими або просторовими скінченними елементами, або за жорсткісними характеристиками фундаменту, визначеними з використанням замкнених розв'язків для розподілу напружень у півпросторі;

- Встановлені межі масиву моделей основи не повинні перевищувати впливу деформацій від основи споруди в першому випадку, а в другому випадку, якщо основа складається з ґрунту з особливими властивостями, обмежуватися затуханням напружень і літологічною будовою основи;

- Ступінь дискретизації моделі основи повинен забезпечувати можливість моделювання границь шарів і лінз з різними властивостями ґрунту та параметризації спеціальних ефектів;

- Розрахункова модель основи повинна враховувати фактичне розташування досліджуваних шарів ґрунту, фактичне розташування рівня ґрунтових вод, наявність виїмок при необхідності, локальні зони розсіювання ґрунту тощо;

- Властивості матеріалу повинні бути призначені з урахуванням нелінійності деформування (наприклад, використання критеріїв оцінки переходу ґрунту в пластичний стан, моделей в'язкопружного деформування тощо).

- Розрахункова модель повинна передбачати виключення розтягуючих зв'язків між основою і ґрунтовим масивом;

- У розрахунковій моделі частини матеріалу, що перевищують значення його міцнісних властивостей, слід моделювати або зменшення значення відповідної жорсткості, або виключенням відповідного скінченного елемента з розрахунку;

- Геометричні властивості поперечних перерізів елементів будівлі, в тому числі фундаментів, слід призначати з урахуванням допусків (з використанням мінімальних значень) та/або пошкоджень (з використанням

дефектних властивостей поперечного перерізу);

Розрахункова модель системи «основа - фундамент - споруда» в принципі повинна бути виражена у вигляді базової моделі просторових підструктур, тобто підсистем: основа, фундамент і надбудова.

При об'єднанні (з'єднанні) підсистем у цілісну систему «основа-фундамент-конструкція» на їхніх границях повинні виконуватися умови сумісності переміщень між основою і фундаментом будівлі або споруди та між фундаментом і надбудовою, а також умови рівноваги між силами (напруженнями), що діють на основу і фундамент та на будівлю або споруду.

Для розрахунку основних підсистем може бути застосований метод розбиття рівнянь на підсистеми нижчого рівня (піделементи) з використанням методів, що знижують порядок рівнянь.

Для дослідження сумісного деформування основи і конструкції необхідно використовувати якусь просторову або контактну модель основи і програмний комплекс, що реалізує акредитовані методи чисельного аналізу.

Властивості жорсткості (текучості) моделі основи можуть бути отримані за допомогою базового розв'язку для дії вертикальних і горизонтальних напружень на однорідні та неоднорідні (шаруваті, модуль змінюється з глибиною) лінійно деформовані півпростори.

Якщо для визначення спільного деформування основи і споруди використовується модель фундаменту у вигляді тривимірного півпростору, то його розміри повинні бути такими, щоб границі мало впливали на результати аналізу досліджуваних властивостей (напружень, деформацій, переміщень і т.д.). У спільних розрахунках системи «фундамент - плита перекриття - надбудова», залежно від конструктивної системи надземної споруди, надбудова може або розглядатися як жорсткий штамп (наприклад, безкаркасні будівлі з $H/L \geq 0,75$ і частими бічними стінами), або її жорсткість не враховується (наприклад, одноповерхові каркаси і металеві рами в багатоповерхових будівлях). багатоповерхових будівлях).

Параметри взаємодії основ і фундаментів залежать від співвідношення їх

жорсткісних властивостей. Для визначення переміщень основи, внутрішніх зусиль в конструкції фундаменту і напружень в зоні контакту основи з фундаментом (контактних напружень) досліджують фундаменти з відомими навантаженнями, прикладеними до них.

Жорсткість фундаменту, або, точніше, жорсткість фундаменту з надземною конструкцією, визначає здатність конструкції вирівнювати осідання фундаменту з боку підшви фундаменту [65]. Більш жорсткі конструкції розподіляють осьові сили рівномірно, в той час як підвищена гнучкість призводить до значно нерівномірного осідання і деформацій. Не завжди доцільно вирівнювати осадку в частинах будівлі шляхом збільшення жорсткості фундаментів і надземних конструкцій. Це пов'язано з тим, що такий захід тягне за собою значні додаткові матеріальні витрати під час будівництва. Перш за все, варто розглянути варіант вирівнювання осідань не шляхом перерозподілу діаграми опору ґрунту, а шляхом формування збалансованої діаграми тиску ґрунту під частинами споруди, наприклад, шляхом зміни ширини стрічкового фундаменту в плані будівництва.

Для того, щоб проектувати фундаменти як автономні конструкції, достатньо знати навантаження, що діють на фундаменти в системі будівлі. У цьому випадку контактні напруження і контактні напруження і переміщення в з'єднаннях можуть бути визначені за допомогою механіки ґрунту.

Як і всі задачі теорії будівельних конструкцій, задача визначення конструктивних параметрів фундаменту не має прямого розв'язку. Результати досягаються послідовним розв'язанням оберненої задачі, пов'язаної з перевіркою умов першої та другої груп граничних станів при заданих конструктивних параметрах фундаменту. При цьому в якості першого наближення використовується навантаження на фундамент, визначене за правилами зони навантаження. Для будівель класу відповідальності СС1 ці навантаження приймаються як остаточні [66, 67]. В інших випадках навантаження на фундаменти уточнюються на основі розрахунку системи фундамент-фундамент-будівля. У цьому випадку розрахунки повторюють для фундаменту або наземної споруди кожного разу, коли уточнюються конструктивні параметри системи.

У ряді робіт на конкретних розрахункових прикладах продемонстровано необхідність спільних розрахунків системи «будівля-фундамент».

В роботі [71] було поставлено завдання розробити методику розрахунку параметрів сумісного впливу на жорсткість кожного елемента системи «будівля-фундамент-грунт» з метою зниження загального рівня НДС споруди та вирівнювання нерівномірності осідань основ. Необхідність спільних розрахунків системи «будівля-фундамент-грунт» та приклади розрахунків не вимагаються.

Результати показують, що як жорсткість самої фундаментної плити, так і жорсткість елементів надбудови впливають на неруйнівний контроль системи.

Результати показують, що зміна жорсткості системи впливає на результати неруйнівного контролю системи. В роботі досліджено вплив форми розподілу жорсткості будівельної конструкції та її основ на їх неруйнівний контроль та запропоновано оптимальну деформацію цієї форми.

Зокрема, пропонується введення поздовжніх і поперечних ребер жорсткості під плитою. Поперечні ребра найбільш ефективно діють як додаткова опора в зонах найбільшого прогину, тоді як поздовжні ребра безпосередньо підвищують згинальну жорсткість плити. Якщо частина стіни підвалу включена в конструкцію, тобто стіна інтегрована з фундаментною плитою, ефективність плити значно підвищується. Для економії матеріалу і подальшого зменшення осідання центральної частини плити проміжні поперечні ребра можна замінити рядом буронабивних паль різної довжини.

Значний ефект на зниження рівня нерівномірної осадки спостерігається при викопуванні щілин нижче краю фундаментної плити, досягаючи 15% при викопуванні щілин глибиною 7 м і шириною 0,5 м. У той же час, якщо суцільні щілини замінюються великою кількістю шпурів (які не перетинаються між собою), ефективність цього методу значно знижується (зменшення обсягу виїмки ґрунту на 20% призводить до зниження ефективності на 75%).

Розміщуючи елементи підсилення в зонах, що впливають на жорсткість несучих стін (нижній, середній і крайній), підсилюючи фундаменти в середині і послаблюючи фундаменти по краях будівлі, осадку будівлі на м'якому ґрунті

можна зробити найбільш рівномірною, таким чином зменшуючи NFR будівлі в найбільшій мірі при найменших витратах.

У дисертації [72] зазначається, що спільні розрахунки проводяться з використанням комп'ютерних технологій, як правило, методом скінченних елементів. Оскільки будівлі часто мають складну форму плану і складний розподіл жорсткості, зазвичай дуже важко оцінити вплив різних факторів (жорсткості різних елементів ґрунтової основи і фундаментів) на результати розрахунку

В роботі [72] проаналізовано вплив жорсткості надземної конструкції на результати спільних розрахунків та розроблено рекомендації з проектування будівель і споруд, що обпираються на фундаменти.

Експериментальні та теоретичні дослідження виявили нелінійність перерозподілу зусиль в залежності від жорсткості надземної конструкції. Зі збільшенням жорсткості структури різниця в осіданні будівлі зменшується, а додаткове зусилля на конструкцію зростає. Коли відносна різниця осідань наближається до нуля, збільшення додаткового зусилля на конструкцію будівлі зі збільшенням жорсткості практично не відбувається.

Врахування в розрахунках пластичних властивостей ґрунту зменшує жорсткість основ і, відповідно, перерозподіл зусиль порівняно з пружними розрахунками.

Автором визначено значення граничної жорсткості конструкції, при якому відносна різниця осідань дорівнює нулю. Граничним значенням жорсткості конструкції зі стану зчеплення з основою слід вважати значення, при якому відносна різниця осідань дорівнює нулю, а будь-яке подальше збільшення жорсткості призведе до збільшення зусиль без реальної зміни перерозподілу навантажень.

Розроблено методику визначення жорсткості будівлі шляхом заміни будівлі плоскою плитою зменшеної жорсткості, а товщина плити визначається шляхом порівняння прогину плоскої плити з прогином будівлі на кутовій, абсолютно жорсткій опорі, без урахування опору ґрунту основи.

На основі розробленого методу визначення жорсткості будівлі та граничної жорсткості плоскої плити показано, що якщо жорсткість будівлі перевищує граничну жорсткість, то значення точкових осідань будівлі та навантаження на фундамент залишаються незмінними. Збільшення жорсткості будівлі понад граничне значення є нераціональним в умовах спільної роботи будівлі та фундаменту. Для того, щоб визначити оптимальну конструктивну схему будівлі, необхідно мінімізувати додаткові зусилля, що виникають в конструкції від спільної дії будівлі та фундаменту, що досягається шляхом мінімізації жорсткості конструкції, коли максимальна нерівномірна деформація будівлі обмежена естетичними, технічними або іншими вимогами. Там, де нерівномірність осідання необхідно мінімізувати, жорсткість будівлі повинна дорівнювати граничному значенню і подальше збільшення жорсткості не є виправданим. Жорсткість будівлі можна зменшити, зменшивши кількість і товщину несучих стін і замінивши їх стінами і колонами, або зменшивши товщину перекриттів і фундаментних плит. Цей метод зменшує загальну вагу будівлі, а отже, і навантаження на фундаменти, зменшуючи абсолютну величину осідання і створюючи більш сприятливі умови для спільної роботи будівлі і фундаментної системи. За рахунок зменшення перерізів конструктивних елементів і навантажень на фундаменти досягається зниження загальної вартості будівлі.

Дослідження, проведене в [72], показало необхідність врахування підвищеної диференціальної осадки та зміни зусиль в конструкціях внаслідок деформації фундаменту. Рекомендується розраховувати надземні конструкції у двох випадках: початкова фаза (коли просідання мінімальне) і кінцева фаза (після умовної стабілізації осідань). При цьому зусилля на надземну конструкцію і навантаження, що передаються на фундаменти (палі), повинні бути максимальними з двох розрахунків. Для будівель з різними конструктивними схемами збільшення сумарного навантаження на фундаменти (сумарної несучої здатності пального поля) за результатами розрахунків з різними жорсткостями фундаментів в принципі не повинно перевищувати 20 %. Шляхом проведення розрахунків з різними жорсткостями фундаментів можна підвищити надійність

будівлі та досягти економії коштів на ремонтні роботи в процесі експлуатації на всіх етапах існування будівлі.

В роботі [73] використано інший підхід до розрахунку системи «будівля-фундамент-основа» для спільного розрахунку двох 10-поверхових великопанельних будинків з каркасними вставками з арками прольотом 9,6 м, з'єднаних без деформаційних швів. Просторова розрахункова схема будівлі була створена в програмному комплексі ЛПРА 2024 (рис. 1.27).

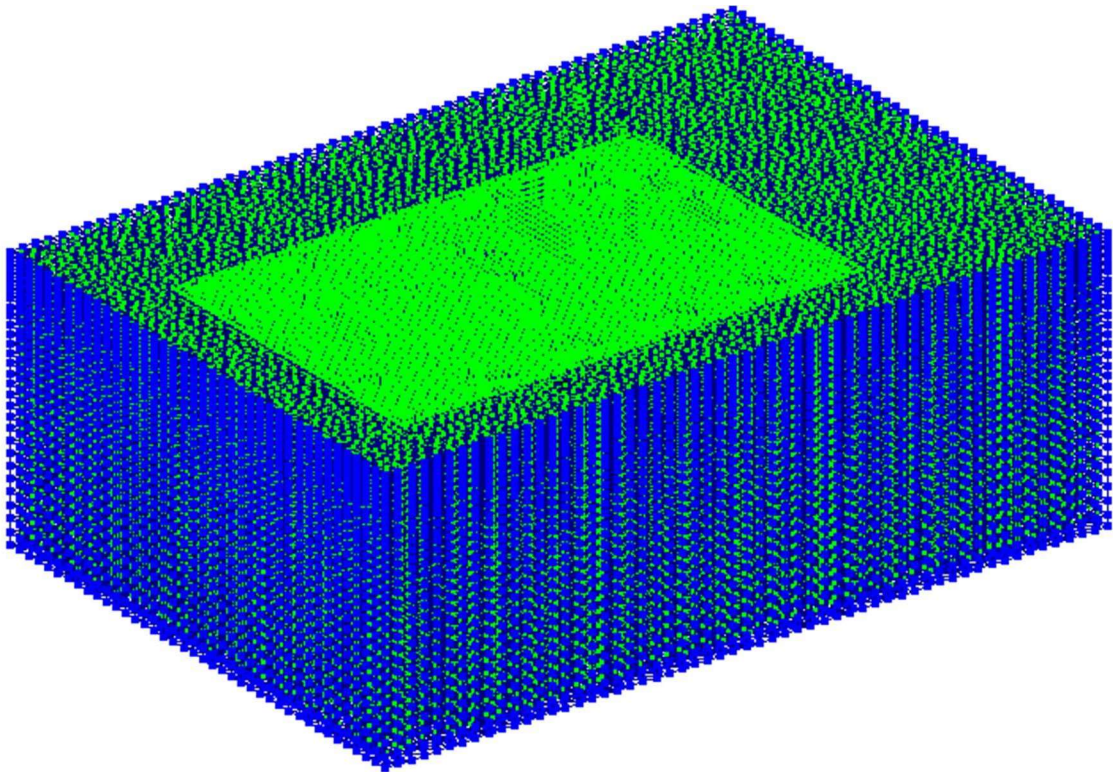


Рис. 1.27-Розрахункова модель ґрунтової основи з фундаментом

На першому етапі, через складність задачі, що характеризується високим порядком системи рівнянь МСЕ, розрахунок основ і фундаментів проводився без урахування жорсткості конструкції. Навантаження від будівлі на ґрунтовий масив прикладалися на рівні обрізу фундаментів за допомогою «фіктивних» стержнів. Значення навантажень на фундаменти були отримані в результаті статичних розрахунків конструкції будівлі на жорсткому фундаменті (рис. 1.28).

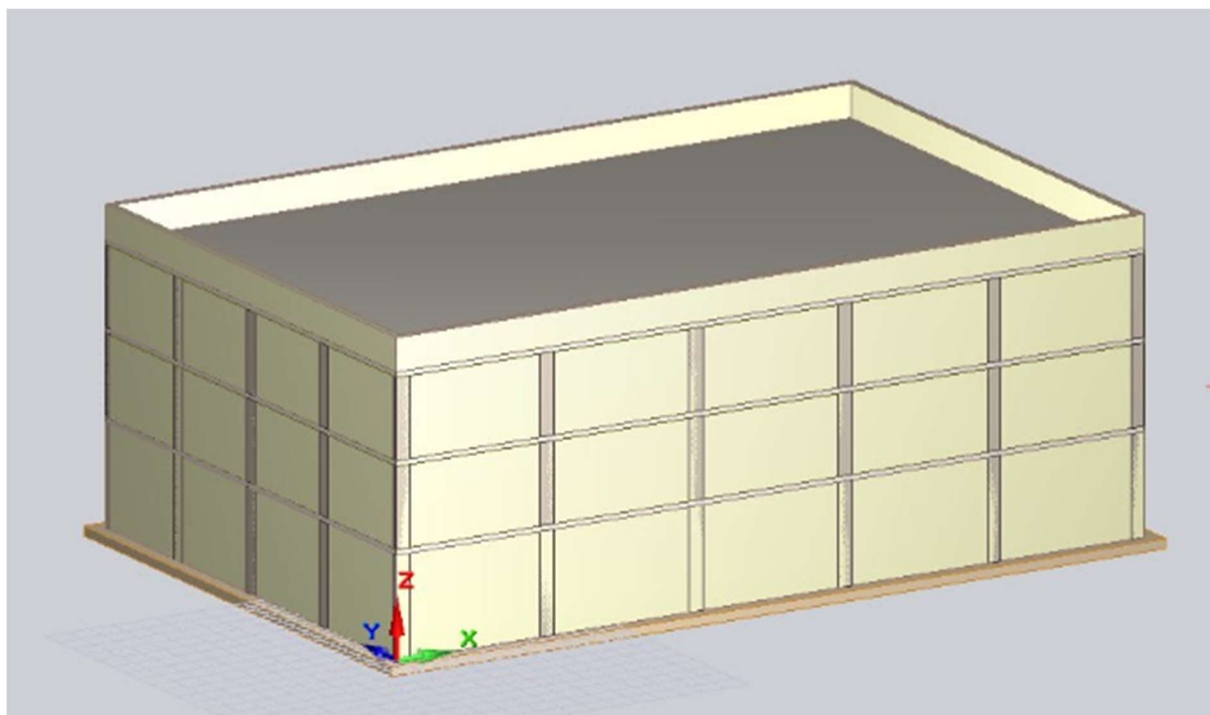


Рис. 1.28-Модель будівлі у ПЗ САПФІР

На другому етапі осідання фундаментів було використано для розрахунку коефіцієнта жорсткості фундаментів і будівлі з урахуванням деформівних фундаментів. Були отримані нові значення осідань, які виявилися нижчими, ніж у випадку, коли жорсткість будівлі не враховувалася. При достатній кількості ітерацій можна отримати достатню кількість результатів.

Окремі методи розрахунку дозволяють оцінити вплив конструкції будівлі та фундаментів на величину осідань.

Вплив конструкції та фундаменту на неруйнівний контроль системи можна оцінити, одночасно зменшуючи складність та порядок системи рівнянь. В роботах [74, 75] наведено результати досліджень впливу типу групової моделі на неруйнівний контроль системи.

У статті наведено результати дослідження впливу типу групової моделі на «структуру» з використанням різних програмних продуктів Структуру» з використанням різних програмних продуктів, стаття [76].

В роботі [76] рекомендується окремий метод розрахунку для систем «конструкція-фундамент-основа» з використанням різних програмних продуктів для системи надбудови та системи фундамент-основа.

Існує низка програмних продуктів для статичних і структурних розрахунків споруд: наприклад, Ing+, Stark, Scad, Lyra та ін. Ing+, Stark, Scad, Lyra та ін. Надаючи розширені можливості прогнозування результатів неруйнівного контролю надземних споруд, ці програми не дозволяють адекватно моделювати взаємодію між спорудою та ґрунтовою основою. Як правило, моделювання ґрунтових основ обмежується використанням пружних основ з одним або двома коефіцієнтами в'язкості або створенням 3D-елементних основ з пружними властивостями за моделями Вінклера, Пастернака та Барвашова.

Геотехнічні розрахунки, з іншого боку, в основному виконуються за допомогою спеціалізованого програмного забезпечення, такого як Plaxis, Ansys,

Nastran і Fem models. Ці програмні пакети мають низку складних скінченно- елементних моделей для розрахунку ґрунту та відповідного моделювання його нелінійних властивостей. Однак вони не забезпечують високого рівня деталізації, необхідного для розрахунку конструкції самої будівлі, тобто для визначення армування окремих елементів і перевірки їхньої міцності та стійкості.

При цьому дуже важливим питанням є розрахунок несучого каркасу будівлі з урахуванням спільної роботи з ґрунтовою основою. Цей розрахунок призводить до більш точного моделювання неруйнівного контролю як ґрунтової основи, так і надбудови. Так само, як жорсткість будівлі впливає на НДС і осідання фундаменту, нелінійні властивості фундаменту також впливають на перерозподіл зусиль в надбудові.

1.3 Методи врахування спільної роботи системи “основа-фундамент-будівля”

Методи, що використовуються на практиці для врахування спільної роботи системи «основа-фундамент-будівля», можна розділити на три основні групи :

- 1) комбіновані спільні розрахунки наземних споруд, основ, фундаментів та комбіновані розрахунки фундаментів;

2) розрахунки основ і фундаментів з урахуванням жорсткості попередньо розрахованої конструкції.

3) розрахунок основ і фундаментів з урахуванням жорсткості конструкції;

3) Використання довідкових даних при проектуванні основ і фундаментів.

4) Використання довідкових даних про допустимі переміщення і рекомендацій по влаштуванню фундаментів з урахуванням конструктивних особливостей і жорсткості споруди.

Перша група методів розглядає споруду, основи і фундаменти як неподільне ціле, що деформується разом. У цьому випадку використовуються різні розрахункові схеми або розрахункові ідеалізації надземної частини будівлі, основи і фундаменту. Наприклад, каркасна будівля на стовпчастому фундаменті (рис. 1.29) може бути представлена такими розрахунковими схемами: наземна будівля - каркасна; фундамент - бруси з нескінченною жорсткістю; основа - бруси з жорсткістю, рівною жорсткості фундаменту. Ці елементи розрахункової схеми жорстко з'єднуються між собою для створення розрахункової моделі споруди.

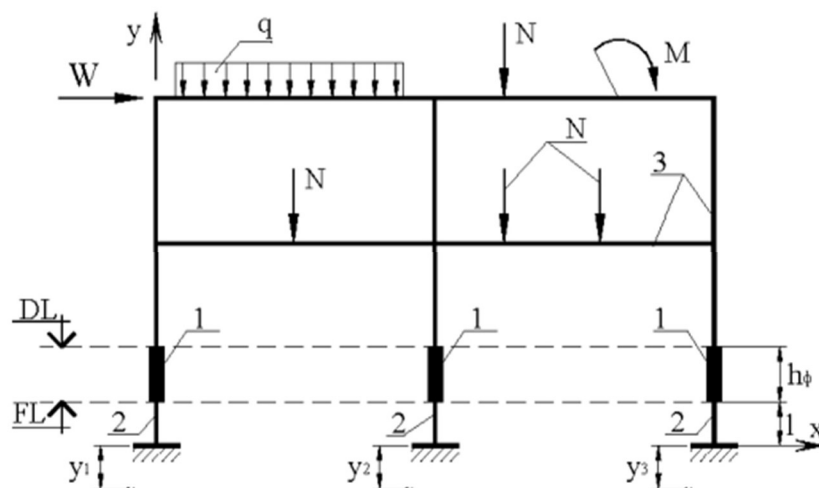


Рисунок 1.29 - Розрахункова схема рами на стовпчастих фундаментах:

1 – абсолютно жорсткий стрижень, що моделює фундамент; 2 – стрижень, що моделює роботу основи з жорсткісними характеристиками EF , GF , EI ;

3 – стрижні, що моделюють роботу каркасу; q , M , N , W – навантаження; y_1 , y_2 , y_3 – вимушені переміщення основи

Такі системи можуть бути спроектовані для заданих навантажень і впливів за допомогою програмного забезпечення для автоматизованого проектування (САПР). Прикладами таких програмних систем є Mirage, Lira-Windows, SCAD і Polyphem, розроблені в Україні, та Robot, Ansys, Nostran, Nemec і Wolf, розроблені за кордоном.

У багатьох випадках для створення розрахункових схем систем «фундамент-фундамент-будівля» використовують континуальні скінченно-елементні моделі. У таких розрахункових схемах основа представляється як середовище, яке може деформуватися лінійно або нелінійно. Враховуючи складність моделювання основ як суцільного середовища, для фундаментів часто використовують спрощені розрахункові схеми. Для цього для моделювання фундаментів використовуються спеціальні типи скінченних елементів, що описують поведінку конструкцій на пружних основах Вінклера: в Ліра-Вікна використовуються наступні скінченні елементи: тип 10 - універсальний стрижень на пружній основі, тип 44 - 4 на пружній основі кутові оболонкові елементи і тип 51 - в'язі скінченної жорсткості. У програмному забезпеченні Polyphem будь-який скінченний елемент може бути конструкцією на пружній основі, якщо у вхідних даних описана жорсткість основи. При використанні спрощених моделей ґрунтової основи слід враховувати, що вони базуються на моделях локальних деформацій і не враховують розподільчих властивостей ґрунтової основи.

Наприклад, особливістю є процедура введення в скінченно-елементну розрахункову схему ефектів вимушеного переміщення фундаменту внаслідок просідання та зміни поверхні ґрунту в районі будівництва. Якщо фундамент моделюється як суцільне середовище, то вимушені переміщення задаються шляхом закріплення скінченних елементів на границях середовища. У спрощених розрахункових моделях вимушені переміщення задаються анкерними (опорними) кінцевими елементами, що моделюють поведінку фундаменту. Якщо анкерування таких елементів явно не передбачено розрахунковою схемою, як, наприклад, скінченних елементів типу 10 і 44 в програмному комплексі «Lira-Windows», то для них неможливо задати вимушені переміщення основи. У цьому

випадку необхідно використовувати скінченні елементи типу вузлів (стержнів) кінцевої жорсткості. Вимушені переміщення від нерухомих зв'язків (стержнів) при моделюванні поведінки ґрунтових фундаментів задаються або в натуральному вигляді (ПК «Поліфем»), або шляхом прикладання фіктивних зусиль до нерухомих зв'язків скінченної жорсткості (ПК «Міраж»). Нерухомі вузли фіктивних в'язей повинні бути з'єднані в розрахунковій схемі з нерухомими опорними вузлами в'язей, що моделюють поведінку фундаменту. Величина фіктивного зусилля повинна на кілька порядків перевищувати загальне навантаження на конструкцію. Жорсткість фіктивної в'язі розраховується на основі вимушеного переміщення і відомої фіктивної сили. Значення фіктивної сили також може бути розраховане за значенням вимушеного переміщення і відомої жорсткості фіктивної в'язі. У цьому випадку жорсткість фіктивної в'язі повинна відповідати практично нестисливій основі. Поширеною помилкою при використанні описаної вище процедури є ототожнення фіктивних зв'язок зі зв'язками, що моделюють субстрат. Це дві різні в'язки, з'єднані послідовно. В такому випадку фіктивні зв'язки використовуються тільки тоді, коли є вплив у вигляді примусового переміщення основи.

В останні роки стрімкий розвиток комп'ютерної техніки і програмного забезпечення, в тому числі персональних комп'ютерів, призвів до традиційного використання першої групи методів для розрахунку систем «основа-фундамент».

В результаті розрахунків системи «основа-фундамент-будівля» зводиться до розрахунку узагальненої жорсткості деформівної основи. У загальному випадку узагальнена жорсткість конструкції розраховується як величина внутрішньої сили, що призводить до одиничної деформації перерізу.

Основним недоліком другої групи методів є необхідність розподілу узагальнених зусиль, отриманих в результаті розв'язання контактної задачі між фундаментом і надземною конструкцією. Цей розподіл, як правило, пропорційний жорсткості елементів, що складають конструктивну систему будівлі.

Методи другої групи складають основу нормативних документів з проектування будівель і споруд у складних умовах будівництва (наприклад, просідання ґрунту, зони виїмки ґрунту).

покладені в основу нормативних документів з проектування будівель і споруд у складних умовах будівництва (наприклад, зони виїмки ґрунту).

Третя група методів - для оцінки спільної роботи фундаментів і будівель. У цьому методі жорсткість надбудови здебільшого враховується за допомогою нормативів на спільні переміщення та класифікації конструкцій за жорсткістю. Такі методи розроблені в стандартах на проектування основ будівель і споруд і найчастіше використовуються на практиці завдяки своїй простоті. На практиці ці методи застосовують принцип оцінки граничного стану конструкції за узагальненими деформаційними критеріями, які були емпірично встановлені на основі статистичної обробки натурних спостережень за осадками будівель і споруд. Наприклад, для оцінки конструктивної міцності каркасної будівлі достатньо розрахувати різницю осідань її фундаментів і порівняти її з рекомендованими в стандартах допусками. Третя група методів, при всій своїй привабливості, позбавлена головної переваги - універсальності. Це означає, що якщо вихідний матеріал не включає відповідний тип споруди або тип деформації основи, метод стає непридатним, а його розвиток вимагає величезного обсягу довготривалих натурних спостережень.

З цієї причини перспективною є розробка третьої групи методів, заснованих на математичному моделюванні з використанням точних розв'язків першої та другої групи методів.

1.4 Розрахункові моделі ґрунтової основи

Першим і найпростішим припущенням щодо залежності осадки фундаментів від прикладених до них навантажень була пропорційна залежність між ними. Однак в той час використовувалися жорсткі фундаменти і питання про зв'язок між навантаженням і осіданням не було пов'язане із законом розподілу сил реакції під основами фундаментів. Якщо осадка масивного фундаменту, на

який діє центральне навантаження, рівномірна, то тиск під його основою буде розподілений рівномірно. У випадку ексцентричних навантажень сили реакції також розподіляються лінійно, але вважаються трапецієподібними за формою, що знаходяться в рівновазі із зовнішніми силами.

В даний час в багатьох практичних випадках лінійний розподіл тиску сил реакції використовується тільки для наближених розрахунків.

Коли схема лінійного розподілу тиску сили реакції була вперше розроблена, фундаменти не проектувалися з урахуванням міркувань міцності, тому закон розподілу тиску сили реакції не мав особливого значення. Лише з появою гнучких сталевих і залізобетонних конструкцій питання розподілу тиску сил реакції стало дійсно важливим. Адже сили реакції впливають на прогин, згинальний момент і поперечні сили конструкції. У зв'язку з цим Вінклером (1867) була запропонована розрахункова модель для гнучких балок на деформованих основах [77]. Цей метод розрахунку основ відомий як метод Вінклера-Гусса або гіпотеза Вінклера.

У двадцятому десятилітті 20-го століття, коли розрахунки на основі гіпотези Вінклера почали впроваджуватися в практику проектування, Г. Е. Проктор [78] і К. Вігарт [79] прокоментували недоліки цієї гіпотези і запропонували нову модель для розрахунку балок на пружних основах. Для цього вони почали використовувати розв'язки з теорії пружності. Однак, теорія пружності застосовується з виключенням. Ґрунт слід розглядати не як пружне середовище, а як середовище, що лінійно деформується.

Дотепер ці дві теорії використовувалися разом з деформівними основами при розрахунку гнучких фундаментів і, згідно з класифікацією Н.А. Цитовича [80], називаються

- Теорії локальних пружних деформацій, засновані на гіпотезі Вінклера і Циммермана;
- Теорії загального пружного деформування на основі гіпотези пружного півпростору.

Теорія локальної пружної деформації базується на гіпотезі, що тиск і локальне осідання прямо пропорційні:

$$S = \frac{P}{k_s} \quad (13)$$

де S – пружне осідання ґрунту в місці прикладання тиску інтенсивністю P
 k_s – коефіцієнт пружності основи, кН/м

Можна зробити висновок, що осідання поверхні основи виникає тільки у місці прикладання навантаження P . Тому модель ґрунту можна представити у вигляді сукупності окремо-стоячих пружин (рис. 1.30)

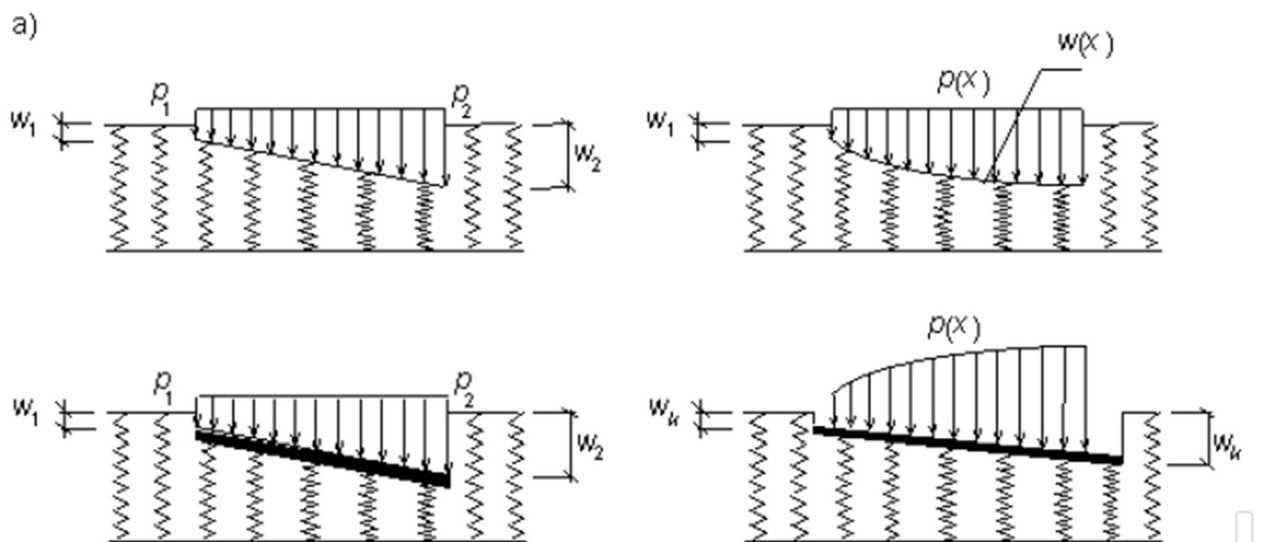


Рисунок 1.30 – Деформація поверхні ґрунту основи за теорією місцевих пружних деформацій

У реальних ґрунтових масивах спостерігається прогин поверхні за межами зони навантаження (рис. 1.31) і утворюються пружні пори. Крім того, коефіцієнт жорсткості фундаменту не враховує розмір основи фундаменту і не є постійною величиною для даного типу ґрунту. Дослідження показали, що ця гіпотеза дає дуже надійні результати для фундаментів у слабких ґрунтах.

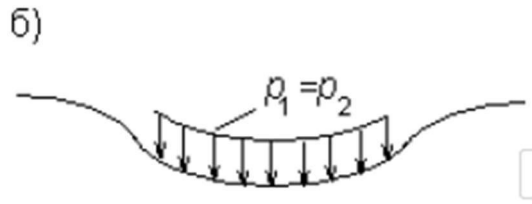


Рисунок 1.31 – Деформація поверхні ґрунту основи за теорією загальних пружних деформацій

Незважаючи на свої недоліки, метод локальних пружних деформацій як основа розрахунку балок і плит на пружних основах дозволяє більш економно проектувати пружні фундаменти за рахунок повного врахування властивостей текучості ґрунтової основи. Цей метод широко застосовується при розрахунку стрічкових і плитних фундаментів і може давати дуже надійні результати, якщо значення коефіцієнта жорсткості фундаменту враховують площу передачі навантаження.

Високонадійні результати можна отримати, якщо значення коефіцієнта жорсткості фундаменту враховує значення середнього тиску ґрунту вздовж основи.

Загальна теорія пружних деформацій базується на гіпотезі пружної половини.

Згідно з цією гіпотезою, ґрунт діє як суцільне однорідне пружне середовище, оточене зверху площиною, що нескінченно розширюється в бік. Деформаційні властивості пружного середовища характеризуються величиною коефіцієнта деформації, який, на відміну від коефіцієнта жорсткості основи, не залежить від навантаження на основу фундаменту. При прикладанні навантаження до такої пружної основи деформації виникають не тільки в точці дії навантаження, але і за її межами (рис. 1.32).

Відповідно до загальної теорії пружного деформування, деформації пружних основ визначаються за допомогою розв'язків теорії пружності.

Початкові рівняння для деформування основ в загальній теорії пружного деформування мають наступний вигляд:

→ для випадку плоскої деформації – рішення Фламанга¶

$$S = \frac{P}{\pi \tilde{N}} \ln(x - x_0) + D \quad (14)¶$$

→ для випадку просторової й осесимметричної деформації – рішення Буссі-неска¶

де S - осідання пружної півплощини або півпростору;

P - зосереджена сила для випадку просторової деформації;

P - погонне навантаження для випадку плоскої деформації,

Рівняння прогину пластини, яке пов'язує прогин з контактним напруженням, використовується як гранична умова.

Використовується наступне

З досвіду використання цього методу, накопиченого при проектуванні багатьох відповідальних конструкцій.

Досвід використання цього методу, накопичений при проектуванні багатьох важливих споруд, показав, що в багатьох випадках пружний півпростір добре моделює основу земляного полотна [81].

Однак цей метод має ряд недоліків. Основним з них є коефіцієнт деформації. Існуючі лабораторні методи не дозволяють визначити його з достатньою точністю. Випробування ґрунту ущільнювальним обладнанням занижують значення коефіцієнта деформації. Крім того, коефіцієнт деформації має різні значення для плоскої та просторової деформації

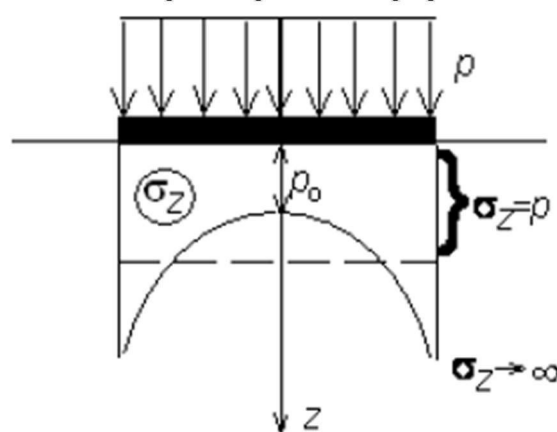


Рисунок 1.32 – Епюра реактивних тисків за рішенням теорію пружності

Деякі моделі мають змінні коефіцієнти жорсткості [82]. При розрахунку конструкцій передбачається, що жорсткість фундаменту оцінюється на основі очікуваного осідання поверхні фундаменту. У цьому випадку коефіцієнт жорсткості фундаменту визначається за середнім розрахунковим тиском під основою фундаменту. Такий метод визначення жорсткості основи, яка змінюється в площині споруди, зводить задачу до розрахунку споруд на фундаментах Вінклера, де коефіцієнт жорсткості змінюється.

Інший розвиток теорії проектування конструкцій на пружних основах пов'язаний із загальним представленням лінійно деформівних основ у вигляді ядер деформацій [83]. Для фундаментних плит, що характеризуються складними навантаженнями та геометрією, теорія розвивалася в напрямку все більшого використання чисельних методів.

В даний час для розрахунку систем «фундамент-фундамент-конструкція» використовуються програми скінченно-елементного розрахунку, причому використання моделі Вінклера в МСЕ є найбільш прийнятним. Однак це не означає, що інші моделі фундаментів не можуть бути використані в МСЕ.

Розрахунки перекриттів з нелінійними основами можна виконувати за допомогою ітераційного алгоритму Шварца [84]. Для цього в SCAD-Cross використовуються білінійні моделі [85] та [86]. Білінійна модель - це жорстко-пластична модель, яка є більш складною версією лінійної деформівної моделі півпростору і враховує наявність структурної міцності в ґрунті. Модель основи представляється у вигляді шару, що спирається на більш жорсткий півпростір. Товщина шару залежить від навантаження на ґрунт і структурної міцності, а коефіцієнт деформації шару усереднюється по глибині.

Тому сьогодні питання, як розрахувати плиту, є менш важливим, ніж питання вибору моделі фундаменту.

У статті [65] наведено класифікацію геотехнічних моделей фундаментів.

У статті [65] вони поділяються на фіксовані (незалежні від часу) і нефіксовані (залежні від часу).

Між ними проводиться різниця. Нестационарні моделі враховують процеси

консолідації ґрунтового фільтра та скелетної повзучості. Ці явища зазвичай враховуються в стаціонарних моделях шляхом додавання поправочних коефіцієнтів.

Розрізняють моделі загальних деформацій і моделі локальних деформацій, що базуються на характеристиках розподілу ґрунту. Прикладом моделі локальних деформацій є модель Вінклера-Фуса (російський вчений М. І. Фусс, 1801; німецький інженер Вінклер, 1867).

За врахуванням незворотності деформації розрізняють пружні та непружні моделі. У випадку пружних моделей діаграми деформування під навантаженням і без навантаження збігаються. У цьому випадку напруження і деформації в ґрунті дорівнюють нулю після зняття всіх навантажень. Для непружних моделей деформування ґрунту при навантаженні і розвантаженні відбувається за різними діаграмами.³⁹ Після зняття всіх навантажень напруження в ґрунті дорівнюють нулю, а деформації відмінні від нуля, і пластична (залишкова) складова повної деформації S дорівнює S_p . Непружні моделі часто використовуються для опису властивостей реальних основ. Прикладами непружних моделей є моделі Фусса та Клепікова [87].

Залежно від виду залежності між напруженням і деформацією розрізняють лінійні та нелінійні моделі. Прикладами лінійних моделей є модель лінійно деформованого напівдаху та модель Вінклера. Нелінійні моделі були запропоновані С.Н. Клепіковим.

Лінійні моделі використовуються, коли контактні напруження не перевищують розрахунковий опір ґрунту. Нелінійні моделі застосовуються для аналізу ґрунтів основи на стадії, близькій до руйнування.

Відповідно до загальноприйнятої класифікації, модель Фусса є непружною лінійною моделлю локального деформування; її відмінність від моделі Вінклера полягає в тому, що в ненавантаженому випадку осідання, отримане при заданому рівні навантаження, є незворотнім. Це відповідає нескінченному коефіцієнту несучої здатності в ненавантаженому стані. Ця модель використовується для розрахунку конструкцій на лінійно деформівних непружних основах.

Модель фундаменту Пастернака характеризується двома опорними коефіцієнтами C_1 і C_2 , які описують тільки вертикальні деформації (осідання) основи і під основою. Параметр C_2 враховує рух ґрунту за межами фундаменту. При $C_2=0$ модель Пастернака подібна до класичної моделі Вінклера.

Основним обмеженням моделі Пастернака в практичному застосуванні є те, що запропоновані в [87] експериментальні та теоретичні методи визначення коефіцієнтів плити C_1 і C_2 є складними і можуть бути отримані тільки для одного або двох шарів фундаменту.

Модель коефіцієнта жорсткості ґрунтується на залежності тиск-осідання, що використовується в моделі Вінклера. Однак коефіцієнт постелі (повністю або частково) враховує дисперсійні характеристики основи, непружні та нелінійні деформаційні характеристики тощо. У цьому випадку коефіцієнт постелі називають коефіцієнтом жорсткості [88]. Для часткового врахування розподільчих властивостей ґрунту застосовується модель коефіцієнта жорсткості, що базується на розв'язанні теорії пружності. При цьому використовується не тільки залежність середнього осідання від середнього тиску на поверхню навантаження, але й залежність середнього кутового переміщення від розподіленого моментного навантаження та середнього горизонтального переміщення від розподіленого тангенціального навантаження (рис. 1.33).

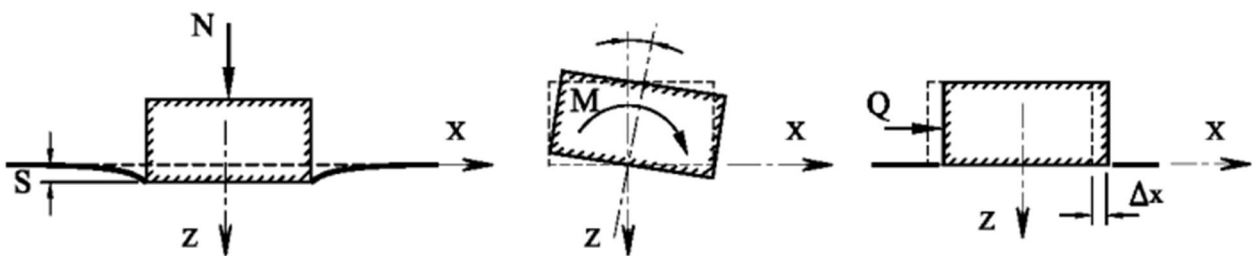


Рисунок 1.33 - Переміщення жорсткого фундаменту по моделі коефіцієнта жорсткості: а – при рівномірному стисненні; б – при нерівномірному стисненні; в – при рівномірному зсуві

Узагальнена модель основних коефіцієнтів жорсткості, розроблена С. М. Клепиковим [88], наразі є найбільш поширеною в Україні. Згідно з наведеною вище класифікацією, це, як правило, лінійна непружна модель повної деформації.

В окремих випадках вона перетворюється на лінійну непружну модель місцевих деформацій, тобто модель Вінклера-Фуса. Основною перевагою моделі ґрунтової основи С.М. Клепікова є те, що вона тісно пов'язана з теорією розрахунку осадки фундаментів (пошаровий сумарний метод, метод лінійних деформацій шару), рекомендованою стандартами та експериментально перевіреною. За С. М. Клепіковим [88], будучи тісно пов'язаним з теорією розрахунку осадки фундаментів (метод пошарового підсумовування, метод шарів лінійних деформацій), коефіцієнт жорсткості фундаменту визначається наступним чином. Передбачається, що тільки пружна деформація ґрунту має характеристики розподілу, а пластична деформація такої характеристики не має. Тому повне осідання фундаменту розділяється на пружне S_e і пластичне S_p . Для розрахунку коефіцієнта жорсткості фундаменту на плані фундаменту наносять розрахункові точки. Кількість цих точок залежить від необхідності врахування геологічної будови ділянки та особливостей розподілу ґрунту. Вихідними даними для розрахунків є коефіцієнти деформації шарів ґрунту, що складають стисливу товщу фундаменту. Розрізняють залишковий (пластичний) модуль деформації $E_{p\ell}$ і модуль пружної деформації $E_{e\ell}$. Ці модулі пружності визначаються за результатами польових випробувань ґрунту з використанням шайб лабораторних випробувань зразків ґрунту на ущільнення.

1.5 Континуальні кінцево-елементні розрахункові схеми фундаментів і споруд на деформованій основі.

До першої групи методів належить розрахунок основ, фундаментів і конструкцій за допомогою неперервних скінченно-елементних розрахункових схем [50]. Загалом побудова таких розрахункових схем не відрізняється від тієї, що використовується в теорії будівельних конструкцій. Для моделювання розрахункової схеми ґрунту основи використовуються трикутні та прямокутні скінченні елементи в просторі або на площині (плоскі задачі). Для розрахунків фундаментів з використанням рівняння стану теорії пластичності

рекомендується використовувати октаедричні або трикутні скінченні елементи з однорідним напружено-деформованим станом. Це необхідно для прив'язки рівняння стану до конкретної точки середовища. Це пов'язано з тим, що в процесі навантаження початково ізотропне середовище стає анізотропним (явище деформаційної анізотропії). У найпростішому випадку деформаційними властивостями ґрунту є коефіцієнт деформації E і коефіцієнт поперечного напруження ν . При використанні лінійних моделей ґрунтовий масив можна вважати невагомим. Деякі програмні пакети можуть застосовувати пружні методи розв'язання для врахування нелінійної поведінки конструкційних матеріалів, в тому числі ґрунтів з поліпшеними властивостями, що моделюються за допомогою неперервних скінченно-елементних розрахункових схем. У цьому випадку ґрунтовий масив повинен бути навантажений власною вагою ґрунту. Для скінченних елементів, розташованих нижче поверхні ґрунтових вод, для визначення об'ємних сил використовується питома вага γ_{sb} ґрунту в підвішеному стані.

Розміри ґрунтового масиву в розрахунковій схемі слід призначати по границях стисливої товщини основи. Ці межі рекомендується визначати попередніми розрахунками з використанням методів механіки ґрунтів. Анкери на границях ґрунтового масиву слід приймати лінійно закріпленими. При аналізі результатів розрахунків слід перевірити рівні напружень у ґрунтовому масиві за допомогою рівняння міцності Кулона-Мура. При цьому на заданій глибині в ґрунтовому масиві вертикальне напруження не повинно перевищувати розрахунковий опір ґрунту. Якщо ця умова не виконується, то при розрахунку ґрунтового масиву слід враховувати нелінійну поведінку ґрунтового масиву. Якщо напружено-деформований стан ґрунтового масиву є неприйнятним, вносяться корективи для зміни розрахункових параметрів і фундаментів.

У багатьох випадках напружено-деформований стан надземної споруди є визначальним при аналізі спільної роботи системи «основа-фундамент-споруда». Наприклад, під час експлуатації будівлі опір ґрунту під фундаментом може перерозподілятися в міру зволоження фундаменту до краю будівлі. У цьому

випадку максимальний тиск на фундамент може залишатися нижчим за допустимий. У процесі перерозподілу показника опору ґрунту під основою фундаменту відбувається перерозподіл нормальних напружень у стіні першого поверху. За певних умов міцність перегородки може бути недостатньою для сприйняття додаткових напружень, що виникають внаслідок перерозподілу опору ґрунту під будівлею. Наведені приклади ілюструють необхідність проведення детальних розрахунків з урахуванням взаємодії конструкцій з основами і фундаментами в ряді випадків для отримання достовірних даних про напружено-деформований стан надземних конструкцій і запобігання будівельним аваріям.

У дослідженнях для розрахунку ґрунтових основ використовувалися спеціальні комп'ютерні програми, що реалізують різні версії теорії пластичності (наприклад, І. П. Бойко, Д. М. Шапіро, А. А. Петраков). В основному ці програми реалізують модифіковану версію рівняння стану теорії пластичної течії або теорії пластичних деформацій. Різниця між цими рівняннями полягає в тому, що в них приймаються різні гіпотези про ко-лінеарність напружень, векторів деформацій

та їхніх швидкостей, що ґрунтуються на результатах експериментальних досліджень. У зв'язку з цим використання таких розрахункових програм потребує експериментального визначення додаткових властивостей ґрунту, які визначають нелінійні параметри деформування, форми дилатаційного руйнування тощо. Використання таких комп'ютерних програм у практиці проектування є дуже обмеженим, оскільки визначення таких властивостей не передбачено критеріями проектування фундаментів.

Більш поширеними є алгоритми, що описують нелінійну поведінку ґрунтового масиву на основі розв'язання змішаної задачі теорії пружності та пластичності (наприклад, О. К. Бугров, А. Б. Фадєєв). При цьому передбачається, що ґрунт деформується лінійно до втрати міцності, а потім переходить у стан пластичної течії. Для розв'язання таких задач достатньо стандартних властивостей деформативності та міцності ґрунту (коефіцієнт деформації E , коефіцієнт Пуассона ν , кут внутрішнього тертя ϕ та зчеплення c).

Висновки до розділу 1

1. Фундаменти і основи будівель взаємодіють як єдина система, ігнорування цього факту може призвести до суттєвих помилок у розрахунках напружено-деформованого стану (НДС).
2. Моделювання НДС потребує врахування як конструктивних характеристик фундаменту, так і фізико-механічних властивостей ґрунтового середовища.
3. Удосконалені моделі ґрунтових основ, що використовують суцільні шари кінцевої розподільчої здатності, забезпечують точніше прогнозування поведінки основи під час навантажень.
4. Сучасні програмні комплекси дозволяють проводити багатовимірні чисельні розрахунки, що значно підвищує точність результатів.
5. Найбільш доцільно розглядати споруду, основу та фундаменти як єдине ціле, що деформується разом. При цьому використовуються різні розрахункові схеми та розрахункові ідеалізації структури ґрунту, основ і фундаментів.
6. В останні роки стрімкий розвиток комп'ютерної техніки і програмного забезпечення, в тому числі персональних комп'ютерів, призвів до традиційного використання системних розрахунків фундаментів, основ і будівель.
7. У багатьох випадках для створення розрахункових схем систем «основа-фундамент» використовуються безперервні скінченно-елементні моделі. У таких розрахункових схемах основи представляються як лінійні або нелінійні деформівні середовища. Враховуючи складність моделювання основ як суцільного середовища, часто використовують спрощені розрахункові схеми, наприклад, моделі з коефіцієнтами жорсткості для основ.

2. ПОСТАНОВКА ЗАДАЧ ДОСЛІДЖЕННЯ

Вітчизняні програмні пакети вже давно пропонують моделі коефіцієнта жорсткості для моделювання деформацій фундаменту. Вважається, що коефіцієнт жорсткості змінюється в межах плану будівлі і отримується шляхом безперервної ітерації.

Просторове моделювання ґрунтових масивів стало можливим лише за допомогою зарубіжних програмних пакетів, таких як Plaxis 3D Foundations.

Останнім часом з'явилися версії вітчизняних програмних комплексів, які дозволяють це робити, зокрема LIRA 2024

Проте в літературі відсутні рекомендації щодо різних результатів, отриманих за допомогою різних методів моделювання фундаментів. Тому метою даного дослідження є визначення ефекту від використання просторових неперервних скінченно-елементних моделей НДС фундаментів для різних конструктивних схем будівель на різних рівнях землі.

Для досягнення поставленої мети в магістерській роботі були поставлені наступні завдання

1. дослідити та проаналізувати різні конструктивні схеми будівель
2. дослідити та проаналізувати різні конструктивні схеми будівель в реальній експлуатації та вибрати одну з них з різними просторовими жорсткостями
2. вибрати три конструктивні схеми з принципово різними просторовими жорсткостями для подальшого дослідження
2. розробити двовимірну розрахункову модель для інтегрованих спільних розрахунків надземної частини будівлі, фундаменту та ґрунту:
 - 1. моделювання податливості фундаментів з використанням стержнів із заданим коефіцієнтом жорсткості
 - Використання неперервної скінченно-елементної моделі фундаменту, що просідає.
2. використання неперервної скінченно-елементної моделі фундаменту, що просідає; 3. використання неперервної скінченно-елементної моделі фундаменту, що просідає

3. комплексні спільні розрахунки наземних будівель, фундаментів та ґрунтових основ для трьох обраних конструктивних схем за різних ґрунтових умов

4. аналіз відмінностей у напружено-деформованому стані конструктивних елементів розглянутих будівель при використанні різних моделей плинного фундаменту.

2.1 Побудова розрахункових моделей в ПЗ LIRA 2024

2.1.1 Задання геологічних умов будівельного майданчику за допомогою підпрограми ГРУНТ

Задання геологічних умов (рис. 2.1) майданчику для будівництва та автоматизована побудова просторової моделі ґрунтової основи, в програмному комплексі Лира, виконується за допомогою підпрограми ГРУНТ. Характеристика ґрунтів рис. 2.2- 2.3

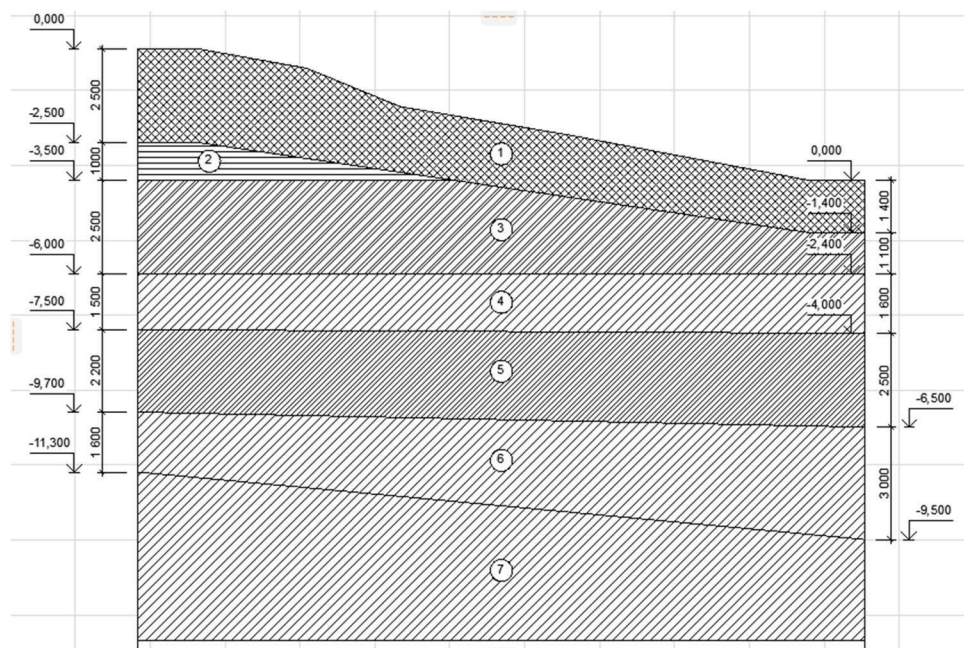


Рисунок 2.1- Інженерно-геологічний розріз

Введення даних ґрунтової основи в програму ГРУНТ виконуємо в такому порядку:

Вводимо характеристики ґрунтів основи за допомогою спеціального меню, як показано на рисунку 2.2

Вводимо параметри свердловин як показано на рисунку 2.3. В програмі ГРУНТ можна ввести такі параметри свердловин:

1. Координати свердловини відносно глобального центру координат;
2. Відмітки гирла та устя свердловини. Відмітки співпадають в подальшому з відмітками в моделі будівлі. В даній дипломній роботі приймаємо відмітку верху свердловини відмітці центру кінцевих елементів фундаментів в моделі будівлі.
3. Товщини шарів ґрунту з можливістю вибору типу ґрунту з переліку попередньо введених характеристик.

Після задання свердловин зберігаємо введені дані та тимчасово закриваємо підпрограму ГРУНТ

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Q
	№	Усл.	Наименование	Цвет	Модуль деформации, кН/м ²	Коеф-фици-ент Пуассона	Удельный вес грунта, кН/м ³	Коеффици-ент пере-хода ко 2 модулю деформации	Природная влажность, доли	Показатель текучести IL	Вода Лёсс	Коеффици-ент пористости e	Удельное сцепление Rc, кН/м ²	Угол внутреннего трения Fi, °	Предельное напряжение растяжения Rs, кН/м ²	Коеффици-ент пропорциональности K	и код грунта
1			Насыпной		980.665	0.4	15.6906	5	0.05	0.2		0.7	4.90332	16	0.980665	700	Cf
2	3		Суглинок напівт...		6999.99	0.35	17.5539	5	0.24	0.13		0.85	13.0036	17	0.980665	1696	Ls
3	4		Суглинок м'якоту...		8000.26	0.35	18.6326	5	0.29	0.55	W	0.83	16.0045	15	0.980665	1100	Lp
4	5		Суглинок м'якоту...		5999.71	0.35	18.5346	5	0.28	0.77	W	0.82	10.0028	13	0.980665	700	Lp
5	6		Суглинок тупогл...		8999.56	0.35	18.5346	5	0.25	0.42	W	0.79	13.0036	17	0.980665	1464	Ls
6	7		Суглинок текучо...		6999.99	0.35	18.6326	5	0.26	0.86	W	0.79	8.99956	15	0.980665	568	Lf

Рисунок 2.2 - Вікно задання характеристик ґрунтів в підпрограмі ГРУНТ

Скважина 1 (м) ?

☐ Координаты

X 0.00 Абс.отм. устья 256.90

Y 20.00 Глубина 15.00

☒ Таблица

ИГЭ 7 ☒ Задаю глубину залегания

N	Наименование	Абс.отм. подошвы	Мощность слоя	Глубина залегания
1	Насыпной...	255.50	1.40	1.40
3	Суглинок...	254.50	1.00	2.40
4	Суглинок...	252.90	1.60	4.00
5	Суглинок...	250.40	2.50	6.50
6	Суглинок...	247.40	3.00	9.50
7	Суглинок...	241.90	5.50	15.00

Скважина 2 (м) ?

☐ Координаты

X 40.00 Абс.отм. устья 256.90

Y 20.00 Глубина 15.00

☒ Таблица

ИГЭ 7 ☒ Задаю глубину залегания

N	Наименование	Абс.отм. подошвы	Мощность слоя	Глубина залегания
1	Насыпной...	255.50	1.40	1.40
3	Суглинок...	254.50	1.00	2.40
4	Суглинок...	252.90	1.60	4.00
5	Суглинок...	250.40	2.50	6.50
6	Суглинок...	247.40	3.00	9.50
7	Суглинок...	241.90	5.50	15.00

Рисунок 2.3 - Діалогове вікно створення свердловин в підпрограмі ГРУНТ

2.1.2 Побудова моделі будівлі за допомогою програми ЛІР-ВІЗОР

Для спрощення побудови моделі будівлі в програмі ЛІР-Визор виконуємо спочатку побудову основних вузлів майбутньої моделі в графічному редакторі Archicad з наступним імпортом їх у ЛІРА-Визор.

Моделювання плит перекриття, фундаментів та стін виконуємо по ключовим вузлам за допомогою інструменту триангуляції по контуру. Для триангуляції приймаємо чотирикутну чарунку з розміром сторони до 0,5 м.

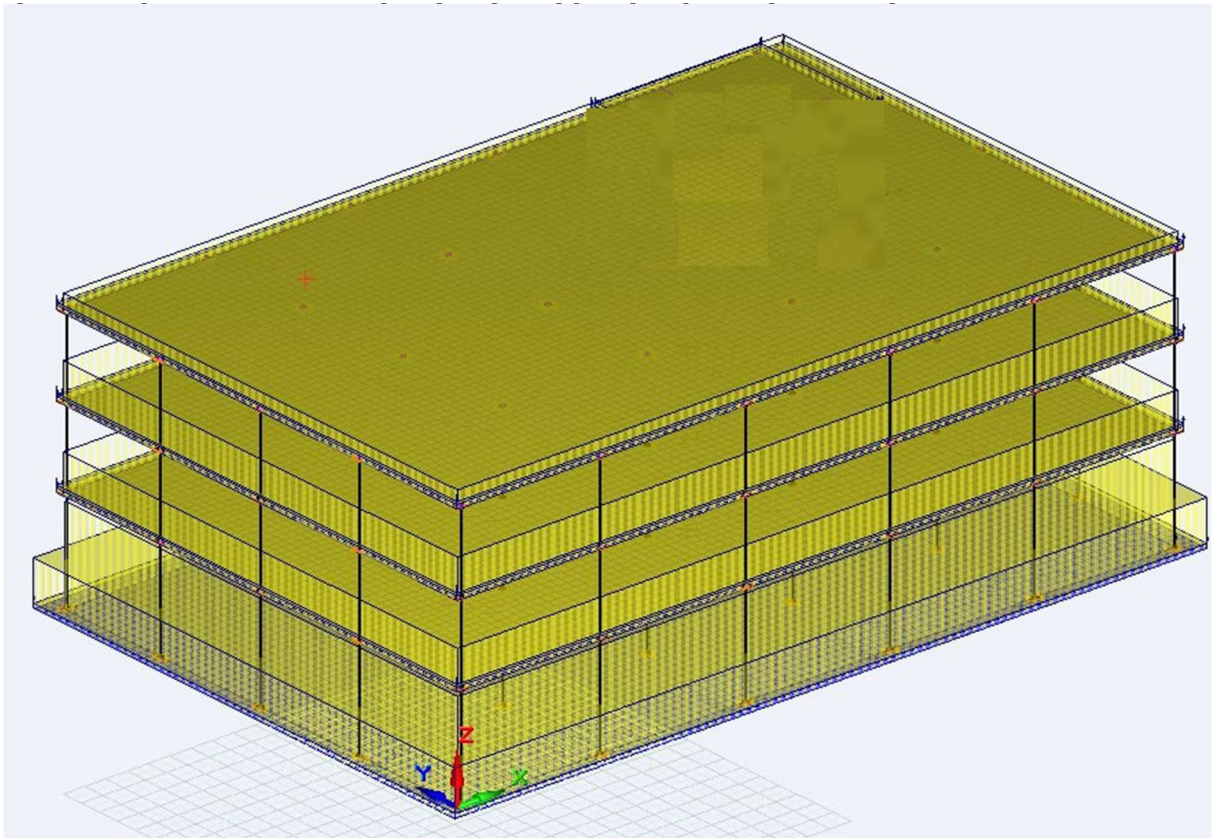


Рис. 2.4- Розрахункова модель будинку в ПЗ САПФІР

Після побудови всіх кінцевих елементів моделі задаємо їм жорсткості. Наступним кроком в побудові моделі будівлі являється формування завантажень. Для зручності побудови таблиці РСН (розрахункові сполучення навантажень) створюємо окремі завантаження для кожного з видів навантажень, що діють на будівлю. Приймаємо такі завантаження:

Для варіанту каркасної будівлі із монолітним каркасом та фундаментною плитою:

1. Власна вага конструкцій

2. Вага конструкцій покрівлі, підлоги
3. Вага перегородок
4. Вага стін з газобетону
5. Корисна вага на плити перекриття
6. Снігове навантаження

2.1.3 Розрахунок при моделюванні ґрунтової основи за допомогою коефіцієнтів жорсткості (пастелі)

Для введення коефіцієнтів жорсткості необхідно приєднати до моделі будівлі попередньо створену модель ґрунта за допомогою спеціального діалогового вікна в програмі ЛИРА-Визор, як показано на рисунку 2.5.

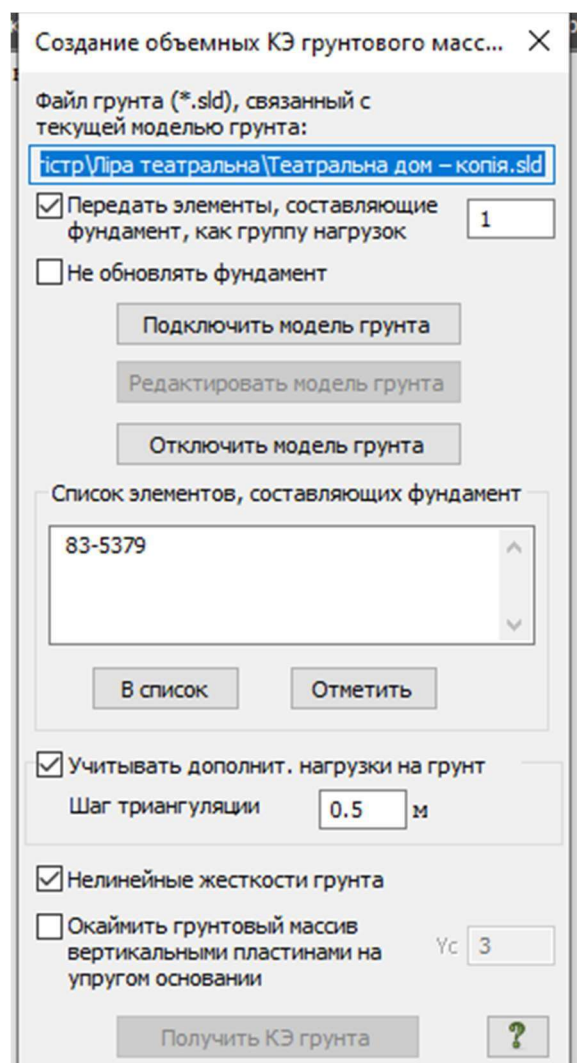


Рисунок 2.5 - Підключення моделі ґрунта.

Після цього необхідно для елементів фундаментів задати коефіцієнти C_1 та C_2 за допомогою панелей як показано на рисунку 2.6

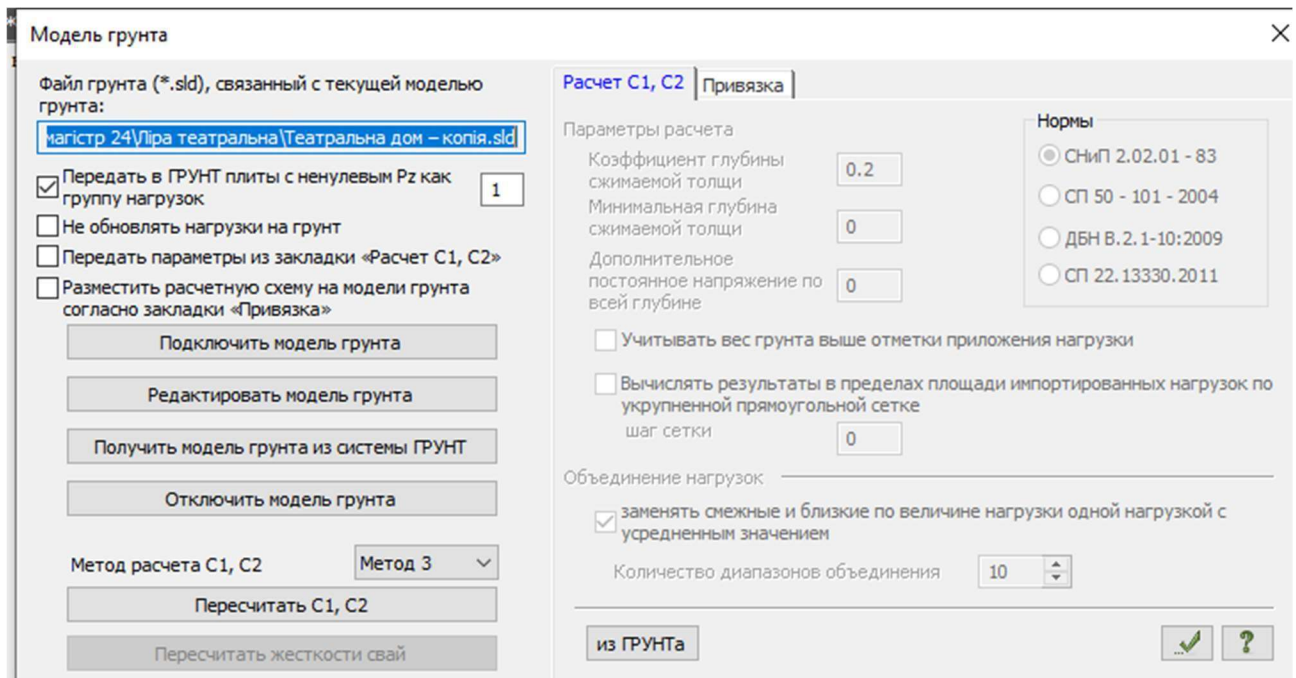


Рисунок 2.6 - Підключення моделі ґрунта.

Після задання моделі ґрунта можна проводити розрахунок.

Після розрахунку необхідно сформувати таблицю РСН. Та перенести результати визначених тисків під подошвою ґрунта в початкову розрахункову схему для перерахунку коефіцієнтів жорсткості. Операцію перерахунку повторяти до тих пір коли перестане змінюватись загальний вид розподілень тисків під подошвою ґрунта.

2.1.4 Розрахунок при моделюванні ґрунтової основи за допомогою моделювання просторових елементів ґрунтової основи

Для моделювання просторових елементів ґрунтової основи [59] необхідно спочатку приєднати до моделі будівлі попередньо створену модель ґрунта за допомогою спеціального діалогового вікна в програмі ЛІРА-Визор, як показано на рисунку 2,7. Процес моделювання ґрунтової основи проводимо за допомогою підпрограми ГРУНТ, як показано на рисунку 40.

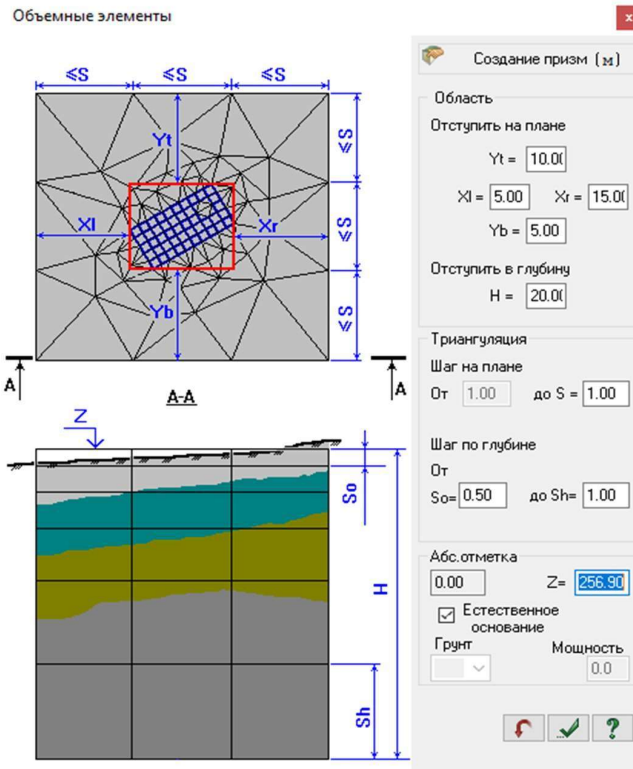


Рисунок 2.7 - Моделирование пространственных элементов грунтовой основы за помощью подпрограммы ГРУНТ

Після роботи підпрограми ГРУНТ в програмі ЛРА-Визор генеруються просторові елементи грунтової основи, з'єднані спільними вузлами з побудованою раніше моделлю будівлі. Для цих елементів автоматично створюються нелінійні жорсткості, як показано на рисунку 2.8

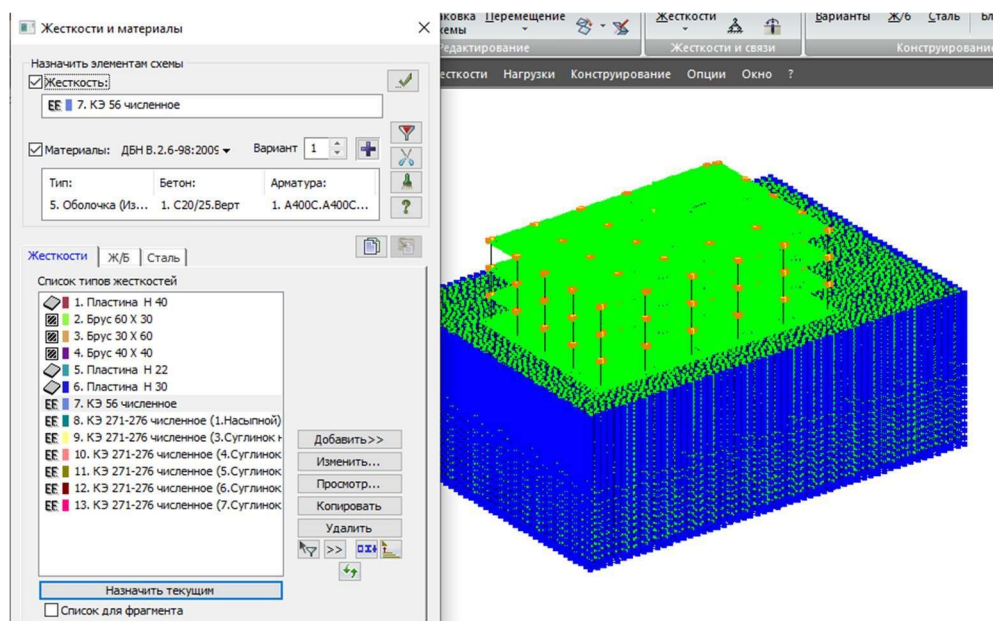


Рисунок 2.8 – Жорсткості моделі будівлі разом із жорсткостями елементів грунтової основи

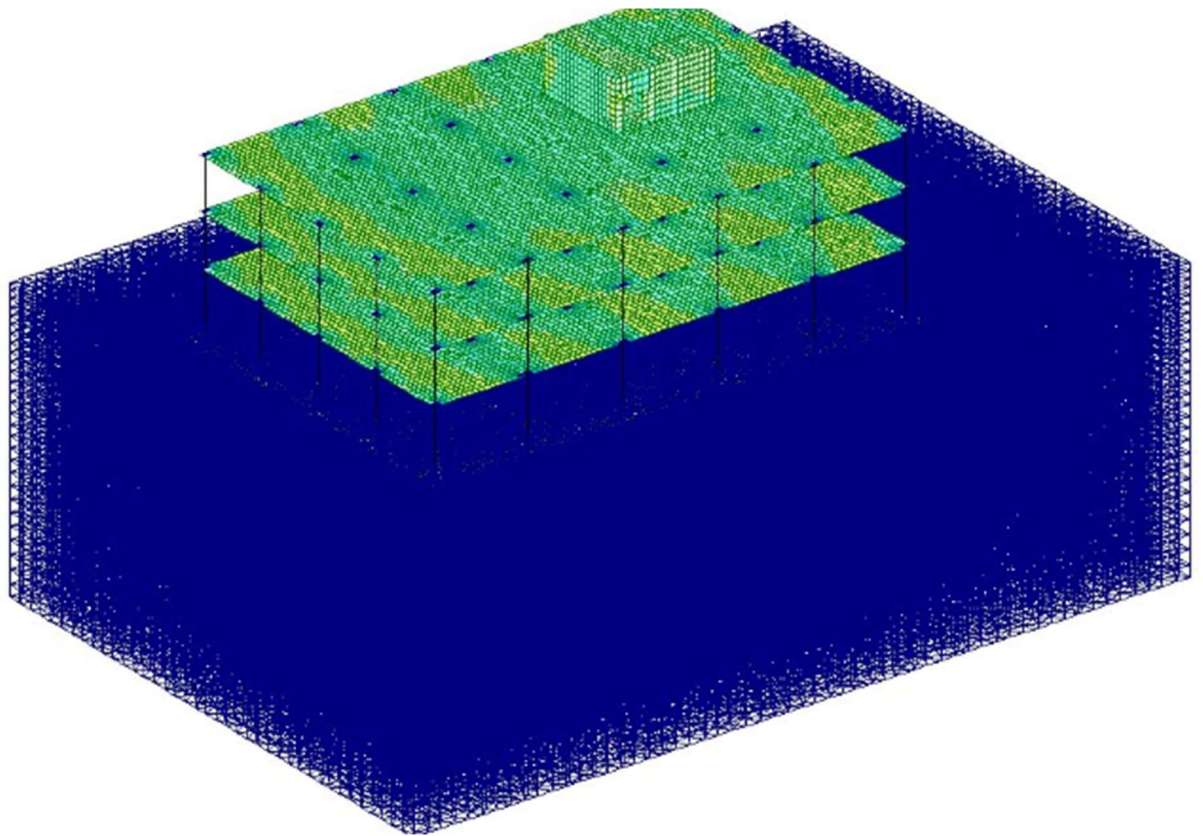


Рисунок 2.9 – Ізополя армування плити перекриття при розрахунку за допомогою побудови просторових елементів ґрунта

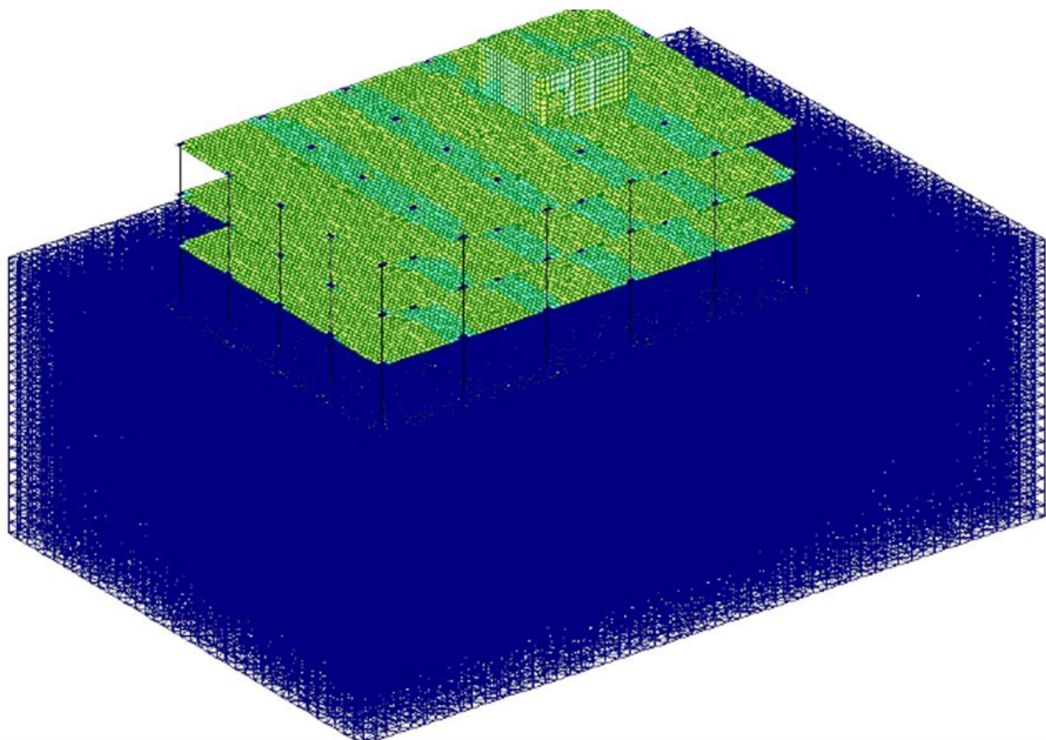


Рисунок 2.10 – Ізополя армування плити перекриття при розрахунку за допомогою коефіцієнтів постелі

2.1.5 Варіанти фундаментів та параметрів ґрунтової основи

Варіант 1.

У площині розміри моделі ґрунтової основи приймаються на 32 м більшими, ніж розміри фундаменту в площині, відповідно: $b = b + 32 \text{ м}$ і $l = l + 32 \text{ м}$, тобто на відстань, що дорівнює фактичній стисливій товщині $N_f = 16 \text{ м}$ по обидва боки від краю фундаменту.

Ґрунт основи моделюється об'ємним ізопараметричним скінченним елементом (тип 36) з відповідними деформаційними характеристиками (табл. 2.1). Комплекс ЛПРА використовує метод скінченних елементів для чисельного розрахунку НДС гнучкої плити фундаменту, що взаємодіє з ґрунтовою моделлю у вигляді лінійного деформаційного шару зі скінченною розподільчою здатністю. На плиту діють рівномірно розподілені вертикальні навантаження з $p_{cp} = 300 \text{ кПа}$.

Результати розрахунку у вигляді параметрів моделі та відповідних їм максимальних моментних сил (для квадратних фундаментів ($l/b=1$) середнє осідання $ssr \approx 6,10 \text{ см}$; для прямокутних фундаментів -2 ($l/b=2$) середнє осідання $ssr \approx 7,13 \text{ см}$; для прямокутних фундаментів -3 ($l/b=3$) (з прямокутним фундаментом -3 ($l/b=3$), середнє осідання $ssr \approx 7,17 \text{ см}$).

Табл. 2.1-Параметри моделі ґрунтової основи та максимальні моментні зусилля у плиті.

Фундамент	Параметри моделі ґрунтової основи				Максимальні моментні зусилля			
	Фактична величина стисливої товщі (або розрахункова товщина шару), H_i , м	Співвідношення, H_0 / H_ϕ , од.	Фактичний (або розрахунковий) модуль деформації, E_i , кПа	Коефіцієнт Пуассона, ν_i , од.	$M_{\max, x}$, кН·м	$M_{\max, y}$, кН·м	Зниження $M_{\max, x}$, %	Зниження $M_{\max, y}$, %
1	2	3	4	5	6		8	9
Прямокутний-2	$H_\phi=H_0=16$	1,00	$E_\phi=37000$	$\nu_\phi=0,3$	2627	2794	-	-
Прямокутний-2	$H_0=12$	0,75	$E_0=30830$	$\nu_0=0,3$	2004	1638	5	4
Прямокутний-2	$H_0=8$	0,50	$E_0=22830$	$\nu_0=0,3$	1644	1376	18	15
Прямокутний-2	$H_0=4$	0,25	$E_0=12688$	$\nu_0=0,3$	987	866	40	37

Варіант 2.

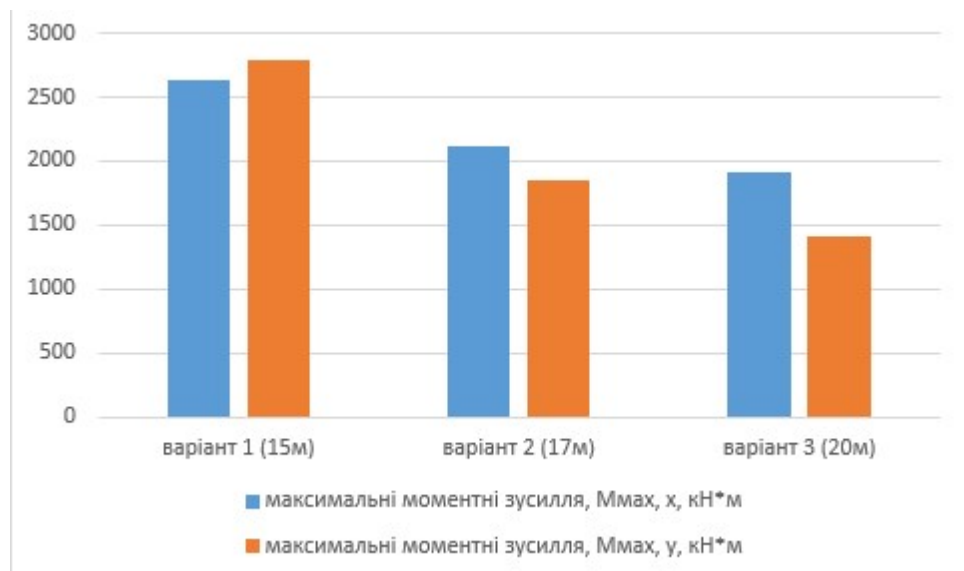
Табл. 2.2-Параметри моделі ґрунтової основи та максимальні моментні зусилля у плиті.

Фундамент	Параметри моделі ґрунтової основи				Максимальні моментні зусилля			
	Фактична величина стисливої товщі (або розрахункова товщина шару), H_i , м	Співвідношення, H_0 / H_ϕ , од.	Фактичний (або розрахунковий) модуль деформації, E_i , кПа	Коефіцієнт Пуассона, ν_i , од.	$M_{\max, x}$, кН·м	$M_{\max, y}$, кН·м	Зниження $M_{\max, x}$, %	Зниження $M_{\max, y}$, %
1	2	3	4	5	6		8	9
Квадратний	$H_\phi=H_0=16$	1,00	$E_\phi=37000$	$\nu_\phi=0,3$	2110	1850	-	-
Квадратний	$H_0=12$	0,75	$E_0=32170$	$\nu_0=0,3$	1857	1376	3	3
Квадратний	$H_0=8$	0,50	$E_0=24560$	$\nu_0=0,3$	1635	1211	12	12
Квадратний	$H_0=4$	0,25	$E_0=13797$	$\nu_0=0,3$	1030	763	37	37

Варіант 3.

Табл. 2.3-Параметри моделі ґрунтової основи та максимальні моментні зусилля у плиті.

Фундамент	Параметри моделі ґрунтової основи				Максимальні моментні зусилля			
	Фактична величина стисливої товщі (або розрахункова товщина шару), H_i , м	Співвідношення, H_0 / H_ϕ , од.	Фактичний (або розрахунковий) модуль деформації, E_i , кПа	Коефіцієнт Пуассона, ν_i , од.	$M_{\max, x}$, кН·м	$M_{\max, y}$, кН·м	Зниження $M_{\max, x}$, %	Зниження $M_{\max, y}$, %
1	2	3	4	5	6		8	9
Прямокутний-3	$H_\phi = H_0 = 16$	1,00	$E_\phi = 37000$	$\nu_\phi = 0,3$	1915	1419	-	-
Прямокутний-3	$H_0 = 12$	0,75	$E_0 = 30580$	$\nu_0 = 0,3$	1520	1278	7	10
Прямокутний-3	$H_0 = 8$	0,50	$E_0 = 22650$	$\nu_0 = 0,3$	1158	1095	22	26
Прямокутний-3	$H_0 = 4$	0,25	$E_0 = 12040$	$\nu_0 = 0,3$	921	805	48	50

Рис. 2.11. Діаграма максимальних моментних зусиль $M_{\max, x}$, y

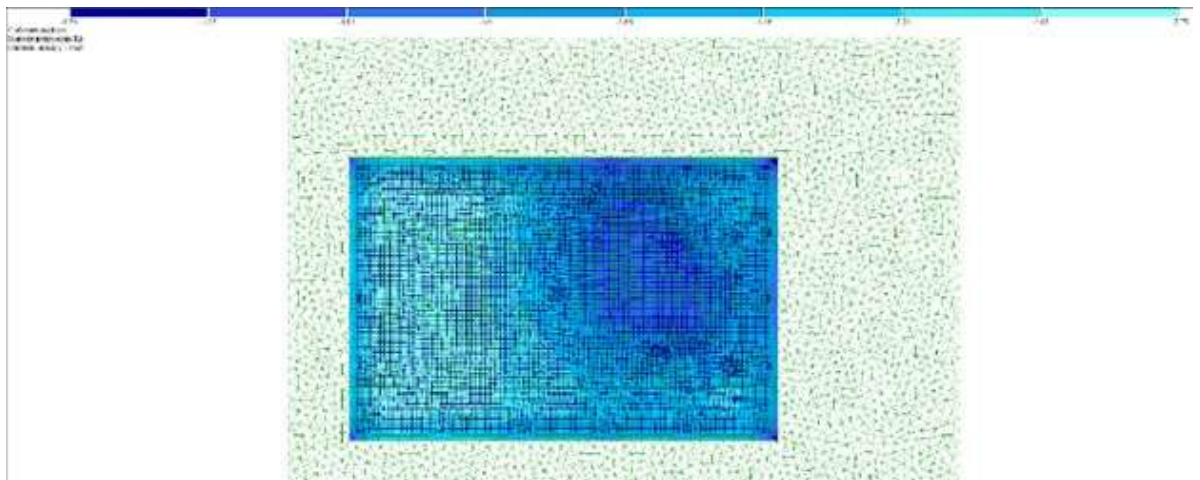


Рис. 2.12. Мозаїка напружень M_{max} , x , y

Висновки по розділу 2

1. Постановка задач дослідження акцентує увагу на аналізі впливу розмірів ґрунтового масиву на НДС споруд, що особливо актуально для великогабаритних фундаментів.
2. Використання програмних комплексів для моделювання, таких як LIRA 2024, дозволяє враховувати вплив геологічних умов будівельного майданчика.
3. Задано ціль оптимізувати проєктування фундаментів, мінімізуючи витрати, враховуючи реальні характеристики ґрунтової основи.
4. Запропоновано застосування ступінчастого підходу до моделювання стисливих товщ, що враховує різні навантаження для секцій будівель.
5. Чисельні експерименти спрямовані на порівняння моделей з різними розмірами та властивостями ґрунтових масивів, що підвищує точність і обґрунтованість висновків.

3. АНАЛІЗ РЕЗУЛЬТАТІВ РОЗРАХУНКУ

Вид ґрунту практично мало впливає на відмінність між результатами розрахунку при різних схемах моделювання основи, хоча в менш жорстких ґрунтах ефект від перерозподілу зусиль виявився більшим, як це і можна було логічно очікувати.

Було проведено наступні розрахунки:

1. Розрахунок за допомогою просторових елементів ґрунта.
2. Розрахунок за допомогою коефіцієнтів постелі.

Аналіз результатів розрахунків (табл. 3.1-3.5) показує, що при зменшенні співвідношення $H_0/H_\phi=0,25$ (розрахункової товщі шару моделі ґрунтової основи $H_0=4$ до фактичної (реальної) стисливої товщі ґрунтової основи фундаменту $H_\phi=16$) зменшуються максимальні моментні зусилля уздовж ортогональних осей прямокутних фундаментів за рахунок зменшення розподільчої здатності моделі ґрунтової основи та відповідно реакцій R під плитою при рівних середніх осіданнях s_{cp} плити.. Це може мати принципове практичне значення при раціональному проєктуванні великорозмірних плитних фундаментів, де армування може бути знижено до 50%, при відповідному натурному експериментальному обґрунтуванні.

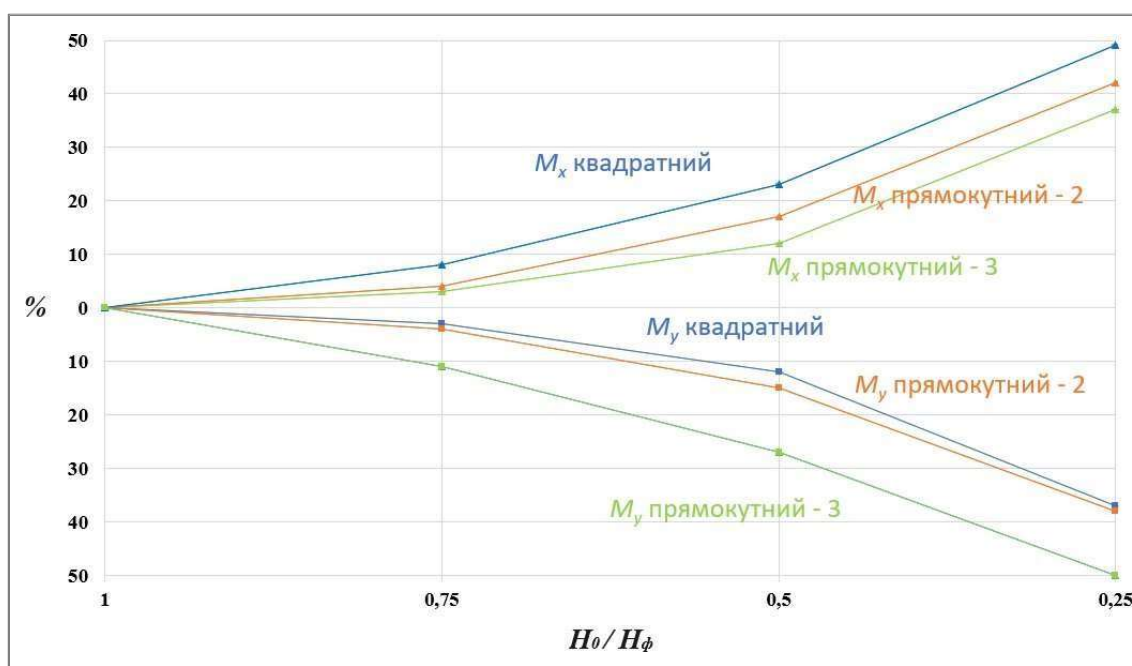


Рис. 3.1-Зменшення (%) максимальних моментних зусиль у гнучких прямокутних плитах в залежності від зменшення співвідношення H_0/H_ϕ

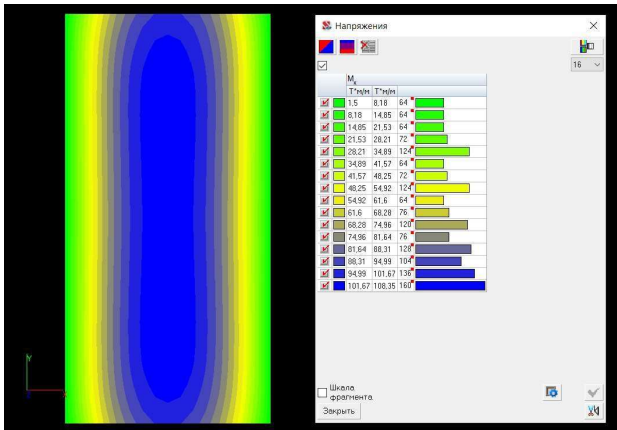


Рис.3.2-Розподіл моментних зусиль M_x уздовж осі x у гнучкій прямокутній плиті при $H_0/H_\phi=0,25$

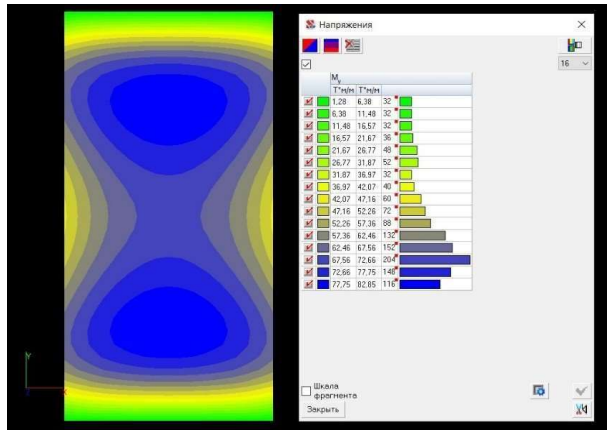


Рис. 3.3-Розподіл моментних зусиль M_y уздовж осі y в гнучкій прямокутній плиті (прямокут-ник-2) при $H_0/H_\phi=0,25$

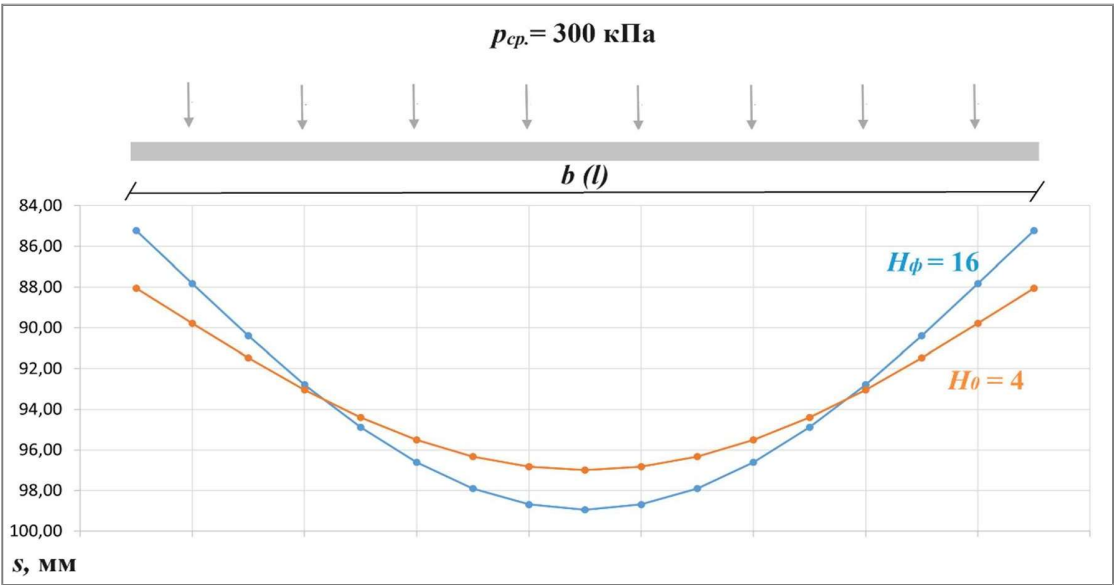


Рис. 3.4.-Епюра осідань плити квадратного фундаменту уздовж ортогональних осей x або y

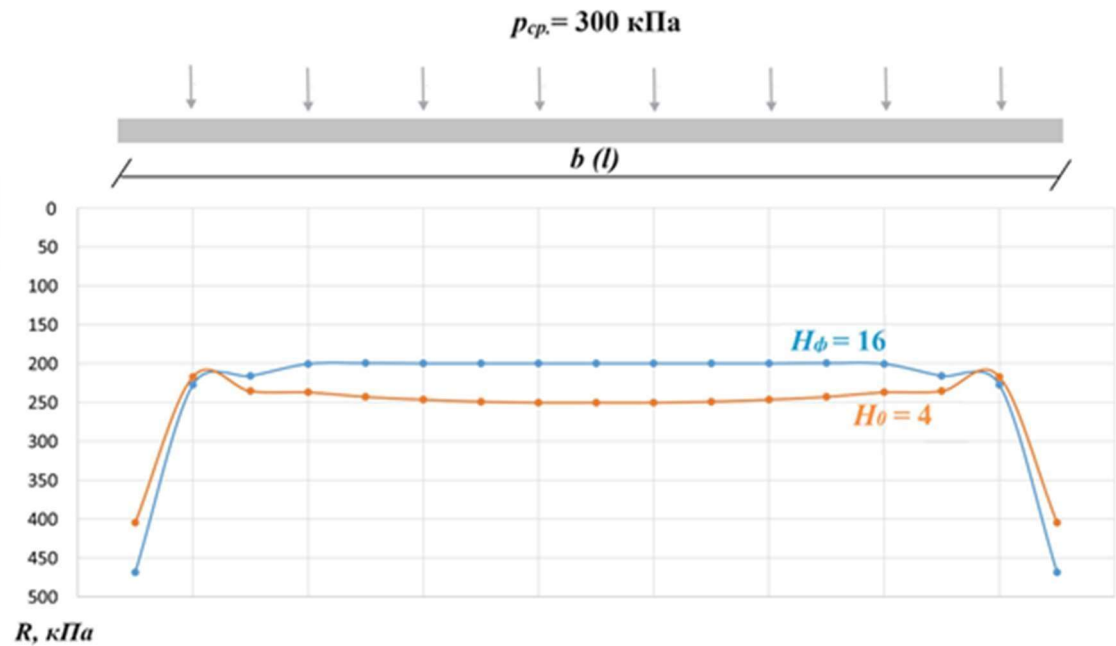


Рис. 3.5-Епюра реакцій під квадратною плитою уздовж ортогональних осей x або y

Чисельні дослідження показали аналогічні результати для розподілу моментних сил у гнучких прямокутних плитах, з максимальними значеннями, розташованими поза центром ваги рівномірно навантаженої плити. Це ще раз підтверджує особливість взаємодії гнучких плит з відносно вузьким компресійним шаром під основою, що раніше відзначалася в нашій роботі та іншими дослідниками. Слід зазначити, що похибки моделювання виключені. Зазначена скінченно-елементна взаємодія плити з перекриттям виключила можливість виникнення кутів повороту в крайовій зоні плити та розтягуючих зусиль між моделлю плити та перекриттям.

Однак, в реальних умовах взаємодії перекриття та плитних фундаментів багатопверхових будівель фундаменти системи «OFS» можна вважати повністю жорсткими, максимальні моменти виникають в центрі плити а значна концентрація сил реакції виникає на краю плити. Цей ефект зменшується за рахунок значного збільшення максимального згинального моменту

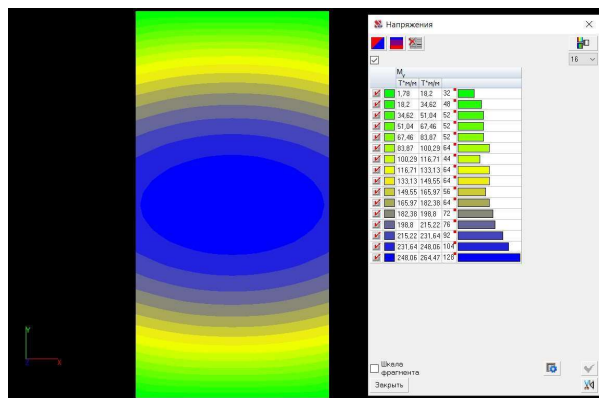


Рис. 3.6-Розподіл моментних зусиль M_u уздовж осі y в абсолютно жорсткій прямокутній плиті при $H_0/H_f=0,25$

Проведено чисельні дослідження впливу товщини шару моделі ґрунтової основи у вигляді суцільного лінійно-деформованого шару скінченної розподільчої здатності, що взаємодіє з великорозмірним гнучким плитним фундаментом за допомогою програми SCAD.

Аналіз чисельних результатів показує, що: Максимальна моментна сила вздовж ортогональної осі прямокутного фундаменту зменшується до 50% при зменшенні відношення H_0/H_f (розрахункова товщина H_0 шару моделі ґрунту основи та стислива товщина H_f фактичного ґрунту основи). Максимальна моментна сила вздовж ортогональної осі прямокутного фундаменту може бути зменшена до 50% за рахунок зменшення роздільної здатності моделі ґрунту основи для сили крайової реакції R під плитою при рівній середній осіданні плити ssr .

Чисельні дослідження показали цікаві результати щодо розподілу моментних сил у гнучких прямокутних плитах. Максимальні значення знаходяться поза центром ваги рівномірно навантаженої плити, що підтверджує особливий характер взаємодії гнучкої плити з відносно вузьким стисливим шаром нижче рівня землі.

Якщо це підтверджується відповідними натурними експериментами, використання моделі ґрунтової основи у вигляді неперервного шару лінійних деформацій з кінцевою роздільною здатністю з розрахунковими параметрами (H_0 і E_0) замість реальних параметрів (H_f і E_{ff}) при розрахунку великих плитних фундаментів може зменшити армування до 50%, оскільки фундамент має

практичне значення при раціональному проектуванні.

Висновки з розділу 3.

1. Перехід до просторового моделювання призводить до більш адекватного відображення розподілу внутрішніх зусиль і забезпечує більш економічні рішення для багатопверхових каркасних будівель.

Перехід до просторового моделювання призводить до кращого відображення розподілу внутрішніх зусиль і забезпечує більш економічні рішення для багатопверхових каркасних будівель.

2. для одноповерхових промислових будівель з низькою просторовою жорсткістю в наземній частині будівлі результати розрахунків з використанням різних моделей фундаментів суттєво не відрізняються. У випадку будівель з високою просторовою жорсткістю перенесення масиву ґрунту в просторове моделювання призводить до кращого перерозподілу зусиль і, таким чином, впливає на кількість витраченого матеріалу в бік зменшення при розподілі армування.

3. тип ґрунту мало впливає на різницю в результатах розрахунку різних схем моделювання фундаментів, але ефект перерозподілу зусиль більший на менш жорстких ґрунтах

4. перехід до просторового моделювання земляних мас може зменшити витрати арматури до 9% для безкаркасних будівель і до 30% для повністю каркасних будівель. Для будівель, де на конструкцію не діють сили, зумовлені нерівномірним осіданням, просторове моделювання ґрунтових мас практично не має ефекту.

4. Технічна частина

4.1 Архітектурно-будівельні рішення

Земельна ділянка під будівництво знаходиться у місті Вінниця в кварталі багатоквартирної житлової забудови на вулиці Театральна.

Розпланування межі. Земельна ділянка межує:

- З сходу – вулиця Театральна;
- З півдня- громадська забудова;
- З заходу – багатоквартирний житловий будинок;
- З півночі – багатоквартирний житловий будинок;

Поряд з майданчиком будівництва проходять існуючі міські мережі газо-, електро-, тепло-, водопостачання, що дозволяє з найменшими витратами підключити будівлю, що будується, до міських комунікацій.

Місто Вінниця розташовано в південно-західній частині України.

У цілому клімат Вінниці є помірно-континентальним з м'якою зимою і теплим літом. Середньорічна температура повітря становить 7,1 °С, найнижча вона у січні (-5,8 °С), найвища – у липні (18,3 °С).

Будівля розташована у кліматичному районі- I. Природньо-кліматичні характеристики району будівництва приведені у таблиці 7 [91].

Таблиця 4.1 – Температура зовнішнього повітря

Температура	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	Рік
Середня місячна	-5,1	-3,8	0,5	8,1	14,2	17,2	18,7	18,0	13,3	7,6	1,8	-2,9	7,3
Середньодобова амплітуда	6,2	6,1	7,1	9,7	11,2	10,9	10,8	11,2	10,6	8,7	5,5	5,0	-

Площадка будівництва має абсолютні відмітки рельєфу від 256.40 до 258.40 м.

Снігові навантаження 1360 Па [92].

Вітрове навантаження 470 Па [92].

Сейсмічність району будівництва до 6 балів [93].

4.1.1 Характеристика функціонального призначення будівлі

Основними функціями торговельно-офісних центрів є надання послуг і продаж товарів покупцям, а також здійснення адміністративної та торговельної діяльності для офісних працівників.

Торгово-офісні центри включають в себе наступні об'єкти:

- Офісні приміщення;
- обслуговуючі та будівельні об'єкти
- допоміжні приміщення
- санвузли
- технічні приміщення для систем інженерного обладнання.

На першому поверсі розташовується вхідна група, що складається з коридорів, офісних приміщень і санвузлів.

Як правило, офісні приміщення, де люди перебувають тривалий час, рекомендується мати природне освітлення.

Поверхи на шляхах евакуації з офісів не повинні мати порогів.

Офісні приміщення, санвузли та підсобні приміщення слід передбачати на другому і третьому поверхах.

4.1.2 Архітектурно-планувальне рішення майданчику будівництва

Будівельний майданчик розташований в межах багатоквартирної житлової забудови по вул. Театральній у м. Вінниця. Площа земельної ділянки становить 0,1112 га, а площа в межах розробленої межі земельної ділянки - 1555,94 кв.м. Схема розташування меж. Межі земельної ділянки є наступними.

Зі східної сторони - вулиця Театральна;

Південна сторона - громадські будівлі

Західна сторона - багатоквартирний житловий будинок

Північна сторона - багатоквартирний житловий будинок;

Горизонтальне планування ділянки виконано з урахуванням вимог та обмежень генерального плану та містобудівного плану муніципалітету м. Вінниця. Ділянка має прямокутну форму. Торгово-офісний центр розташований паралельно вулиці

Театральній. Будівля має три поверхи з технічним поверхом на останньому поверсі. Будівля прямокутна в плані, має один головний вхід і п'ять другорядних входів до торгових приміщень. З обох боків будівлі є під'їзди для автотранспорту та пожежних машин. Головний вхід запроектований з боку вулиці Театральної. У дворі торгово-офісного центру вздовж вулиці Театральної передбачена відкрита автостоянка.

Для основного покриття буде використаний асфальтобетон. Тротуари вздовж контурів будівлі виконані з бетонних паркетних плит. Територія торгово-офісного центру має декоративні та озеленені елементи. До них відносяться: стійкі до витоптування газони і посадки липи серцелистої, вічнозеленого самшиту, самшиту і туї, а також кущові троянди. В рамках благоустрою буде встановлено зовнішнє освітлення в торгових та офісних зонах центру. Відходи утилізуватимуться у спеціальний контейнер, який буде розміщений поруч з будівлею на вул. Театральній, 23. На ділянці буде облаштовано тимчасову велопарковку. Ділянка має схили на схід.

Зливові води і талі води з ділянки будуть відводитися і очищатися на дорогу по вул. Театральній, але існуюча зливово каналізація відсутня.

4.1.3 Організація рельєфу

Організація рельєфу вирішена відповідно до технологічних і будівельних вимог, наявністю транспортних шляхів та комунікацій, з врахуванням природних умов площадки: геології і гідрогеології.

Планувальні відмітки будівлі та автодоріг визначені в результаті проробки проекту організації рельєфу і приведені на кресленні генерального плану

На площадці будівництва запроектоване вибіркове вертикальне планування.

Чорні відмітки основних точок будівлі приймаємо згідно з даними геодезичної зйомки на майданчику.

$H_{A\text{чорн}}=258.40$ м.

$H_{B\text{чорн}}=257.90$ м.

$H_{C\text{чорн}}=256.40$ м.

HD_{чорн}=256.60 м.

Червоні відмітки основних точок будівлі.

HA_{черв}=257.00 м.

HB_{черв}=257.00 м.

HC_{черв}=256.60 м.

HD_{черв}=256.60 м.

За відносну відмітку 0.000 прийнята відмітка підлоги, що відповідає абсолютній відмітці 257,20 м.

Горизонтальна прив'язка виконана до існуючих будинків.

Водовідлив виконується поверхневим методом по спланованій поверхні і забезпечується існуючим рельєфом.

Таблиця 4.2- Основні показники до генплану

№ з/п	Найменування	Одиниця виміру	Кількість
1	Площа земельної ділянки	м ²	1112,00
2	Площа ділянки в межах благоустрою	м ²	1555,94
3	Площа забудови	м ²	782,00
4	Площа твердих покриттів	м ²	615,40
5	Площа озеленення	м ²	157,23

4.1.4 Об'ємно-планувальна структура будівлі

Об'ємно-планувальна структура будівлі- загального типу. Вона побудована на підпорядкуванні відносно невеликого числа допоміжний приміщень головним, яке і визначає функціональне призначення будівлі.

Габаритні розміри будівлі в плані:

- У осях 1-10- 33,40 м. ;
- У осях А-Д-21,09 м. ;

Будівля складається із трьох поверхів та технічного поверху.

На першому поверсі передбачається вхідна група з вестибюлем, де розміщено сходову клітину та два ліфти. Офісні приміщення розміщені по обидві сторони від коридору. Вхід в офісні приміщення через коридор, а також

через головний фасад.

На другому та третьому поверхах передбачено офісні приміщення, коридори та санвузли.

Технічний поверх передбачається для обслуговування та експлуатації інженерних мереж, а саме: розміщення газової теплогенераторної, вентиляційного обладнання, автоматизованої станції керування ліфтами.

Висота поверхів- 3,3 м. Загальна висота будівлі-15,7 м.

Вертикальні зв'язки в запроектованому торговельно-офісному центрі здійснюються за допомогою сходової клітини та ліфта.

Техніко-економічні показники об'ємно-планувального рішення представлені в таблиці 4.3.

Таблиця 4.3- Техніко-економічні показники об'ємно-планувального рішення

№ з/п	Найменування	Одиниця виміру	Кількість
1	Будівельний об'єм	м ³	9261,65
2	Загальна площа	м ²	2485,45
3	Корисна площа	м ²	2362,65
4	Площа забудови	м ²	782,00

4.2 Архітектурне рішення будівлі

Будівельне рішення передбачає створення на виділеній ділянці торгово-офісного центру з об'єктами громадського призначення, тобто офісними приміщеннями. Будівля складається з трьох поверхів і технічного поверху. Будівля прямокутна в плані, з габаритними розмірами 33,40 x 21,09 м і висотою в три поверхи. На всіх поверхах розташовані офісні приміщення для адміністративної та торговельної діяльності.

Особливістю архітектурного рішення торговельно-офісного центру є те, що лівий і правий боки будівлі виконані в різних стилях.

На першому поверсі знаходиться вестибюль з фойє, сходами та двома ліфтами.

Офісні приміщення розташовані по обидва боки коридору. Вхід в офіси здійснюється через коридор і головний фасад.

На другому і третьому поверхах знаходяться офісні приміщення, коридори та ванні кімнати.

Технічні поверхи призначені для обслуговування та експлуатації інженерних мереж, включно з газовими теплогенераторами, вентиляційними установками та автоматичними станціями управління ліфтами.

Спроектовані торговельний і офісний центри вертикально пов'язані між собою сходами і ліфтами.

Передній фасад будівлі виходить на Театральну вулицю. Головний фасад звернений на південний схід.

Зовнішні стіни будівлі оздоблено штукатуркою типу «деревоточця» з підготовленою поверхнею і високоякісною фарбою для стін у кольорах згідно з паспортом оздоблення фасаду. Елементи скління виконані з металевих і пластикових профілів, рами антрацитового кольору, скло прозоре. Цоколь і ганок - сірий натуральний камінь. Двері виготовлені з металопластикових профілів, колір антрацит, скло прозоре.

Козирок будівлі виконано з потрійного тонованого скла.

Внутрішнє оздоблення будівлі офісних приміщень виконується орендарями і власниками самостійно в міру необхідності і відповідно до призначення приміщень.

Сходи та коридори оздоблено високоякісною фарбою для стін і стель, підлоги виконано зі зносостійкого керамограніту, а огорожі поручнів - із нержавіючої сталі.

Будівля захищена від зовнішнього шуму добре спроектованою зовнішньою стіною. Будівля виходить на Театральну вулицю, де рівень шуму помірний.

У будівлі передбачено доступ для людей з обмеженими можливостями пересування. Доступ забезпечує прямий вхід у будівлю з пішохідної зони. Вхідні двері та підлоги не мають порогів. Кожен поверх торговельно-офісного центру обладнано ліфтом для людей з обмеженими можливостями пересування. На кожному поверсі наявний туалет для людей з обмеженою рухливістю, спроектований відповідно до ДБН В.2.2-40:2018 «Інклюзивність будівель і

споруд. Основні положення» [94] та спроектований відповідно до.

Відкриті індивідуальні автостоянки біля торговельних та офісних центрів мають два паркувальні місця для пересування інвалідів або для перевезення інвалідів. Паркувальні місця для людей з обмеженою рухливістю розташовані за 10,0 м від входу в будівлю.

Для перевезення людей з обмеженими можливостями пересування є ліфт вантажопідйомністю 630,0 кг.

4.3 Конструктивні рішення будівлі

Будівля відноситься до II ступеню вогнестійкості і розташована у I кліматичному районі з наступними характеристиками:

- Характеристичне значення вітрового тиску- 470 Па;
- Характеристичне значення ваги снігового покриву- 1360 Па;
- Розрахункова температура зовнішнього повітря - -21 °С;
- Глибина сезонного промерзання ґрунту- 0,9 м;
- Сейсмічність району будівництва- не більше 6 балів;

Для будівлі прийняте каркасно-монолітне рішення. Колони спільно з горизонтальними монолітними перекриттями кожного поверху утворюють жорсткий каркас, здатний сприйняти вертикальні і горизонтальні навантаження. За відносну відмітку 0.000 прийнято відмітку чистої підлоги прийнято+257,20 м.

Фундаменти розглядаються плитні монолітні залізобетонні бетону класу С20/25 (В25). Перед влаштуванням фундаментів виконати бетонну підготовку товщиною 100мм з класу бетону С8/10 (В12) та гідроізоляцію руберойду

Зовнішні стіни будівлі запроектовані з газобетонних блоків товщиною 300 мм, марки D500. Перегородки запроектовані з газобетонних блоків товщиною 200 мм, марки D500.

Сходи сходових кліток запроектовані товщиною 300 мм з монолітного залізобетону. Стіни ліфтових шахт- товщиною 300 мм з монолітного залізобетону

Перекриття та покриття запроектовано як монолітні безбалочні плити товщиною 220 мм, оперті на монолітні залізобетонні колони (переріз 400х400

мм).

Монолітні колони каркасу перерізом 400х400мм виконувати з бетону класу С20/25 (В25) з армуванням окремими стрижнями арматури класу А400С .

Під час бетонування слід контролювати товщину захисного шару бетону. Товщина захисного шару бетону повинна бути не менша діаметру робочої арматури. Потрібну товщину захисного шару слід забезпечувати шляхом встановлення бетонних прокладок-сухарів.

Відхилення від проектної товщини захисного шару не повинно перебільшувати: при товщині захисного шару 15 мм- 3 мм, при товщині захисного шару більше 15 мм- 5 мм.

Подача бетону в опалубку повинна виконуватися так, щоб арматура не була деформована або зміщена з проектного положення та щоб бетонна суміш не розшаровувалась на місці укладення. Висота вільного падіння бетонної суміші в момент вивантаження не повинна перевищувати 1 м.

Бетонування в зимових умовах потрібно виконувати відповідно до вимог ДСТУ-Н Б В.2.6-203:2015 “Настанова з виконання робіт при виготовленні та монтажі будівельних конструкцій”.

У будівлі запроектовані монолітні залізобетонні сходи. Ширина сходових маршів- 1,2м, ширина сходового майданчика -1,2 м, ухил сходів 1:2. Висота ступеня міжповерхових сходів-150 мм, ширина- 300мм. Для безпеки руху сходи обладнані вертикальними огорожами.

Покрівля будівлі 3-х шарова з рулонних матеріалів та утеплювача з екструзійного пінополістирол товщиною $\delta=300\text{мм}$.

Для забезпечення природної освітленості приміщень і можливості візуального контакту з навколишнім середовищем в будівлі запроектовані металопластикові вікна. При проектуванні враховувались експлуатаційні вимоги по захисту великих світлопрозорих поверхонь від конденсату і обмерзання (скляний простір вентилується зовнішнім повітрям через невеликі отвори у верхніх обв'язуваннях зовнішньої палітурки) і передбачено обдування внутрішнього скління струменем теплового повітря.

Двері служать для зв'язку приміщень один з одним і зв'язку будівлі з вулицею. Двері на шляхах евакуації відкриваються назовні. Розташування дверей, вікон представлено у графічній частині.

У таблиці 4.4 наведена специфікація вікон. У таблиці 4.5 наведено специфікацію дверей.

4.4 Зовнішнє опорядження

Зовнішнє оздоблення будинку-штукатурка типу “короїд”, виконується по підготовленій поверхні з високоякісним пофарбування стін у кольори згідно із паспортом оздоблення фасадів. Елементи застосування виконана з металопластикових профілів, колір рам- антрацит, скло-прозоре. Цоколь та ганки виконується природнім каменем сірого кольору. Двері металопластикові, колір рам-антрацит, скло прозоре.

Навіси в будівлю виконані із триплексового тонованого скла

Стіни зовнішні утеплені мінераловатними плитами і оздоблені декоративними штукатурками та клінкерною цеглою відповідно кольорам зображених на кресленнях.

Таблиця 4.4- Специфікація вікон

Поз.	Позначення	Найменування	Габаритні розміри	Кількість	Примітка
В-1	ДСТУ Б В.2.6-23:2009	Вікно металопластикове з подвійним застосуванням	2780x1600	11	
В-2	-//-	-//-	1400x1600	5	
В-3	-//-	-//-	2580x1300	17	
В-4	-//-	-//-	2200x1200	17	
В-5	-//-	-//-	3300x2140	6	
В-6	-//-	-//-	2780x1310	82	
В-7	-//-	-//-	2180x1310	2	

Таблиця 4.5- Специфікація дверей

Поз.	Позначення	Найменування	Габаритні розміри	Кількість	Примітка
Д-1	ДСТУ Б В.2.6-23:2009	Зовнішні двостворчасті каркасні	2900x1600	1	
Д-2	-//-	-//-	2900x2090	2	
Д-3	-//-	Зовнішні одностворчасті каркасні	2400x1000	2	
Д-4	-//-	Внутрішні двостворчасті каркасні	2700x2500	1	
Д-4	-//-	Внутрішні одностворчасті каркасні	2400x1000	2	
Д-5	-//-	Внутрішні двостворчасті каркасні	2700x2500	1	
Д-6	-//-	Зовнішні одностворчасті каркасні	2900x1300	2	
Д-7	-//-	Внутрішні двостворчасті каркасні	2700x1500	17	
Д-7	-//-	-//-	2700*1280	4	
Д-8	-//-	-//-	2700x1500	1	
Д-10	-//-	Внутрішні двостворчасті каркасні	2100x700	9	
Д-11	-//-	-//-	2100x600	16	

Навколо будівлі влаштовується асфальтобетонне вимощення шириною 1000мм.

У віконних прорізах встановлюються пластикові плити і зливи. Двері запроектовані однопольні та двопольні.

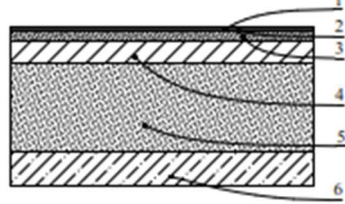
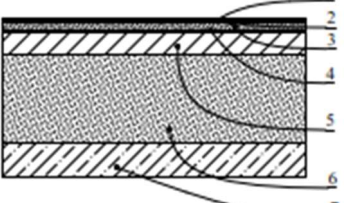
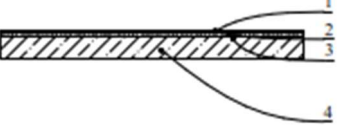
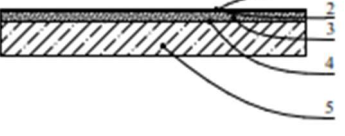
4.5 Внутрішнє опорядження

Внутрішнє оздоблення будинку у офісних приміщеннях виконується згідно функції приміщення, які орендатори або власники виконуватимуть самі, виходячи із їх потреб.

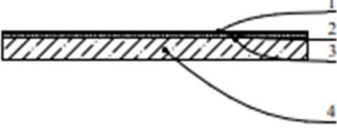
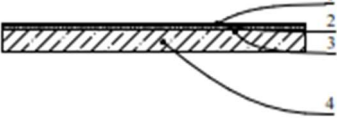
Сходи та коридор виконані високоякісними пофарбуванням стін і стелі, підлоги влаштовуються із керамогранітної плитки стійкої до зносу, огороження поручнів- нержавіюча сталь.

У таблиці 4.6 наведена експлікація підлог

Таблиця 4.6- Експлікація підлог

Номер приміщення	Тип	Схема підлоги або тип підлоги по серії	Дані елементів підлоги	Площа, м ²
1 поверх				
(1,2,3,9, 10,11,12, 13,14)	1		1.Покриття-керамограніт-15мм(щорсткою поверхнею) 2.Клейовий розчин 3.Полімерна стяжка Ceresit (з прокладкою труб комунікацій d=16-25мм)-65мм 4.Бетонна стяжка 150мм армована 100х100 d=8мм 5.Засипка з відсіву 750мм 6.Монолітна залізобетонна плита-220мм	667,31
(6,7,8)	2		1.Плитка керамічна на клею-15мм 2.Клейовий розчин 3.Стяжка із цементно-піщаного розчину М150 (з прокладкою труб комунікацій d=16-25мм)-60мм 4.Обмазочна гідроізоляція на основі еластичної гідроізоляції маси Ceresit CR 166-5мм 5. Бетонна стяжка 150мм армована 100х100 d=8мм 6. Засипка з відсіву 750мм 7. Монолітна залізобетонна плита-220мм	19,00
(3)	5		1.Покриття-керамограніт-15мм 2.Клейовий розчин 3.Шар з цементно-піщаного розчину М50-20мм 4. Монолітна залізобетонна плита-200мм	3,92
2 поверх				
(1,2,8,9, 10,11,12)	3		1.Покриття-керамограніт-15мм (із щорсткою поверхнею) 2.Клейовий розчин 3.Полімерна стяжка Ceresit (з прокладкою труб комунікацій d=16-25мм)-65мм 4. Монолітна залізобетонна плита-220мм	653,94
(5,6,7)	4		1. Плитка керамічна на клею-15мм 2. Клейовий розчин 3. Стяжка із цементно-піщаного розчину М150 -60мм 4. Обмазочна гідроізоляція на основі еластичної гідроізоляції маси Ceresit CR 166-5мм 5. Монолітна залізобетонна плита-220мм	19,00

Продовження таблиці 4.6

(2)	5		1. Покриття-керамограніт-15мм 2. Клейовий розчин 3. Шар з цементно-піщаного розчину М50-20мм 4. Монолітна залізобетонна плита-200мм	3,92
3 поверх				
(1,2,3,9, 10,11,12, 13,14)	3		1. Покриття-керамограніт-15мм (із щорсткою поверхнею) 2. Клейовий розчин 3. Полімерна стяжка Ceresit (з прокладкою труб комунікацій d=16-25мм)-65мм 4. Монолітна залізобетонна плита-220мм	625,69
(5,6,7)	4		1. Плитка керамічна на клею-15мм 2. Клейовий розчин 3. Стяжка із цементно-піщаного розчину М150 (з прокладкою труб комунікацій d=16-25мм)-60мм 4. Обмазочна гідроізоляція на основі еластичної гідроізоляції маси Ceresit CR 166-5мм 5. Монолітна залізобетонна плита-220мм	19,00
(2)	5		1. Покриття-керамограніт-15мм 2. Клейовий розчин 3. Шар з цементно-піщаного розчину М50-20мм 4. Монолітна залізобетонна плита-200мм	3,92
4 поверх				
(1,2,3)	3		1. Покриття-керамограніт-15мм 2. Клейовий розчин 3. Полімерна стяжка Ceresit 65мм 4. Монолітна залізобетонна плита-220мм	297,92

4.6 Теплотехнічний розрахунок

Згідно з картою-схемою температурних зон України, м. Вінниця відноситься до I температурної зони [5].

Температура в приміщенні — 20°C .

Вологість внутрішнього повітря $\phi_{\text{в}}$ за температури $t_{\text{в}}$ — 50-60%.

Вологісний режим — нормальний. Умови експлуатації — Б.

Нормативне значення опору теплопередачі стіни з утеплювачем для даної температурної зони, згідно з таблицею 3 [5] $R_{\text{н}} = 4,0 \text{ м}^2 \cdot ^{\circ}\text{C} / \text{Вт}$.

Зовнішньої стіни (варіант “Штукатурений фасад”)

1. Зовнішня штукатурка — $\delta = 5 \text{ мм}$

2. Вироби теплоізоляційні з мінеральної вати на основі базальтового волокна $\delta = 50 \text{ мм}$

3. Зовнішня стіна з газобетонних блоків $\delta = 300 \text{ мм}$

4. Внутрішня штукатурка $\delta = 15 \text{ мм}$

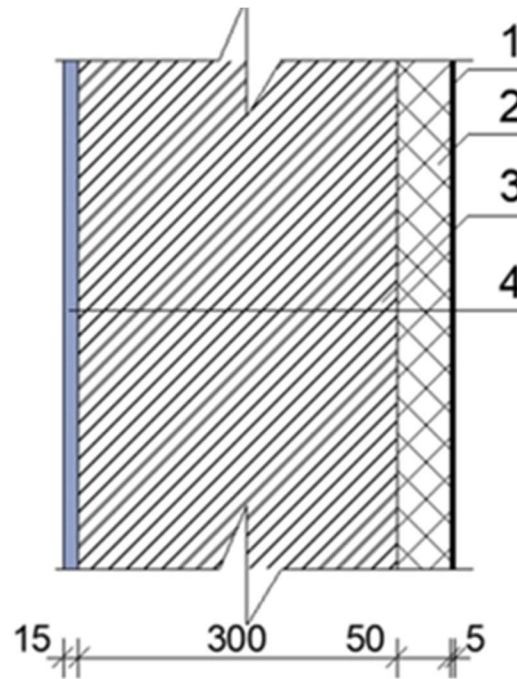


Рисунок 4.1- Конструкція зовнішньої стіни (варіант “Штукатурений фасад”)

Термічний опір обчислюється за формулою:

$$R = \frac{1}{\alpha_{\text{в}}} + \sum \frac{\delta_i}{\lambda_i} + \frac{1}{\alpha_{\text{с}}}$$

..... Розрив колонки

(16)

де R -термічний опір конструкції;

δ_i -товщина шару конструкції, м;

λ_i - коефіцієнт теплопровідності Вт/м⁰С;

α_1 -коефіцієнт теплосприйняття внутрішньої огорожуючої конструкції;

α_2 -коефіцієнт теплопередачі зовнішньої конструкції для зимових умов;

Для забезпечення потрібної теплоізоляції необхідне виконання наступної умови:

$$R = \frac{1}{\alpha_{\text{в}}} + \sum \frac{\delta_i}{\lambda_i} + \frac{1}{\alpha_{\text{с}}} \geq 4,0 \text{ м}^2 \text{ С/Вт}$$

(17)

$$R_{\text{з}}^{\Phi} = \frac{1}{8,7} + \frac{0,005}{0,81} + \frac{x}{0,047} + \frac{0,3}{0,13} + \frac{0,015}{0,93} + \frac{1}{23} = 4,56 \rightarrow x = 1,06$$

Потрібна товщина утеплювача з мінераловатних плит

$$\delta = 3,56 \times 0,047 = 0,22$$

Приймаємо товщину утеплювача 50 мм. Опір теплопередачі $R=4,56 \text{ м}^2 \text{ С/Вт}$

Зовнішня стіна (варіант “Клінкерна цегла”)

1. Клінкерна цегла $\delta=120\text{ мм}$
2. Повітряний вентиляційний прошарок $\delta=40\text{ мм}$
3. Вироби теплоізоляційні з мінеральної вати на основі базальтового волокна $\delta=50\text{ мм}$
4. Зовнішня стіна з газобетонних блоків $\delta=300\text{ мм}$
5. Внутрішня штукатурка $\delta=15\text{ мм}$

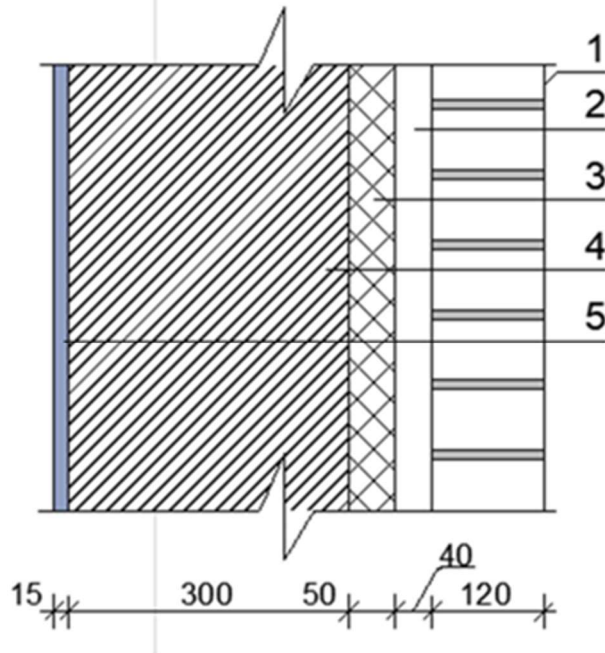


Рисунок 4.2- Конструкція зовнішньої стіни (варіант “Клінкерна цегла”)

$$R_{\Sigma}^{\phi} = \frac{1}{8,7} + \frac{0,120}{0,81} + \frac{0,040}{0,01} + \frac{x}{0,047} + \frac{0,300}{0,13} + \frac{0,015}{0,93} + \frac{1}{23} = 4,85 \rightarrow x = 1,06$$

Потрібна товщина утеплювача з мінераловатних плит

$$R_y = 4,0 - (0,15 + 0,18 + 1,06 + 2,31 + 0,01) = 4,85$$

$$\delta = 3,85 \times 0,047 = 0,19$$

Приймаємо товщину утеплювача 50 мм. Опір теплопередачі $R=4,85 \text{ м}^2 \text{ } ^\circ\text{C/Вт}$

4.7 Водопостачання

Джерелом водопостачання будівлі служить існуюча мережа водопостачання міста, яка проходить по вул. Театральній.

Для врахування витрати води на господарчо-питні потреби на вводі в будівлю встановлений лічильник холодної води типу Smart 1.5 з автоматичною системою передачі даних в базу Водоканалу, Класу С, із обвідною лінією, на якій

встановлюється кран із електроприводом. Трубопроводи систем холодного водопостачання прокладаються із труб сталевих водогазопровідних оцинкованих і поліпропіленових виробництва “Розма” типу PN20.

Розрахункові витрат холодної води складають:

0,65 л/с; 1,2 м³; 0,8 м³/добу;

Запроектовано господарчо-питну-протипожежну насосну станцію для підвищення тиску DAB 3KVC AD30/80T/N, яка встановлюється в підвалі, подачею 11,7 м³/год на базі 3-х насосів DAB, в т.ч. 1 резервний. Напір який створює насосна станція 21м.

4.8 Гаряче водопостачання

Приготування гарячої води здійснюється в приміщенні №12 на кожному поверсі ємнісним електронагрівачем на 50л. Трубопроводи гарячої води монтуються з труб поліпропіленових PPR-Fiber і теплоізолюються.

Розрахункові витрати гарячої води складають:

0,50 л/с; 0.92 м³; 0,59 м³/добу;

Потреба тепла на гаряче водопостачання 6303 ккал/год.

4.9 Каналізація

Відведення побутових стоків передбачено в існуючу зовнішню мережу каналізації по вул. Театральна.

Для монтажу внутрішньої каналізаційної мережі прийняті труби та фасонні частини поліетиленові по ДСТУ Б В.2.7.-140:2007. [96]

Кількість побутових стоків складає:

2,25 л/с; 1,20 м³; 0,80 м³/добу

4.10 Пожежогасіння

Необхідні умови пожежогасіння згідно ДБН В.2.5-74:2013 [97]:

Кількість одночасних пожеж-одна;

Тривалість гасіння пожежі-3 год;

Розрахунок витрати води на внутрішнє пожежогасіння виконаний згідно [98] п. 8.1, табл. 3,5 і становить 1 струмінь по 2,6 л/сек і здійснюється від пожежних кранів Ф50мм, встановлених в шафах та вуглекислотних

вогнегасників.

В комплект пожежного крану включається: запірний вентиль з з'єднувальною голівкою, напірний пожежний рукав довжиною 20 м з приєднаним до нього пожежним стволом із діаметром насадки 16мм. В пожежних шафах, крім того, передбачається встановлення 2-х ручних вогнегасників ВВК-5. Ввімкнення пожежних насосів автоматичне від кнопок, які встановлені біля пожежних кранів.

Зовнішнє пожежогасіння складає 20 л/сек згідно п. 6.2.3, табл. 4 ДБН В.2.5-74:2013 приймається із врахуванням поверховості та об'єму будівлі і забезпечується від пожежного гідранта в колодязі ІВК-ПГ по вулиці Театральна. Трубопроводи систем водопостачання у місцях перетинання перекриттів та внутрішніх стін необхідно прокладати в гільзах і заповнювати негорючими матеріалами.

Кількість пожежних кранів- 6шт, кількість вводів: 1 ввід Ду65мм. Необхідний тиск в мережі водопроводу при господарчо-питних витратах -0,36 МПа, при пожежі- 0,26 МПа.

4.11 Опалення і теплопостачання

Опалення торговельно-офісного центру в м. Вінниця по вул. Театральна передбачається через встановлення індивідуальних газових котлів Immergas Victrix Pro55 1 і потужністю 55кВт -2шт в приміщенні теплогенераторної.

В торговельному центрі виконується розведення трубопроводів із встановленням опалювальних радіаторів.

Теплоносій в системі опалення -вода з параметрами 70-50 С.

Джерело теплопостачання - індивідуальні газові котли Immergas Victrix Pro55 1і.

Системи опалювання запроектовані двотрубні тупикові.

Розподільчі трубопроводи , запроектовані з поліпропіленових труб з антидифузійним бар'єром, прокладаються скрито в конструкції підлоги.

В місцях проходів крізь стіни та перегородки труби прокладаються в футлярах.

В якості опалювальних приладів запроектовано використати сталеві плоскі радіатори PURMO CV (h=500мм) тип 21, 22, 33

- Витрата тепла на опалення становить 73640Вт;
- Витрата тепла на вентиляцію становить 15680Вт;
- Опалювальний період становить 182 діб.

При прокладанні труб в конструкції підлоги їх потрібно захистити гофрованими футлярами - "пешелями" та теплоізолювати. З'єднання труб запроектовано за допомоги РР - фасонних частин, за допомоги зварювання.

Опалювальні прилади встановлюються біля зовнішніх стін відкрито.

Регулювання тепловіддачі опалювальних приладів запроектовано за допомогою терморегулюючих клапанів OVENTROP серія "А" та термостатичних голівок OVENTROP типу Vindo TH Ø15 ,що встановлені на підводках до опалювального приладу.

Видалення повітря з системи опалення здійснюється через розповітрявачі системи - крани інженера Маєвського , що встановлені в верхніх пробках опалювальних приладів та через автоматичний розповітрявач системи, що вбудований в котел.

Злив води з системи опалення передбачається через спускні крани на стояках на 1-му поверсі, крім того може здійснюватись через заглушки, що встановлені в кожному опалювальному приладі, а також через спускні крани в котлі і гребінку в теплогенераторній.

Спорожнення системи опалення передбачено після його охолодження до температури 40 °С.

Опалювальні радіатори PURMO CV пофарбовані на заводі-виробнику.

Сталеві радіатори PURMO VKO тип 21, 22, 33 постачаються окремими приладами і монтуються безпосередньо на будівельному майданчику.

Місця для навішування радіаторів попередньо потинькувати, встановити деталі для навішування та тепловідбиваючий екран.

Монтаж системи опалення виконувати згідно з вимогами будівельних норм ДБН В.2.5-67:2013 [9] "Опалення, вентиляція та кондиціонування", та

вказівками з монтажу поліпропіленових трубопроводів фірми "Розма".

Втрати тепла розраховані для кожного опалюваного приміщення.

Сертифікати на все використане в проєкті обладнання надаються за вимогою Замовника.

Опір теплопередачі огорожуючі конструкції в межах нормативних.

Під'єднання трубопроводів до опалювальних приладів здійснюється прихованим способом прокладання труб.

Після випробування систем на міцність та герметичність виконати промивку водою під тиском.

Підживлення та заповнення системи опалення та теплопостачання виконувати хімічно підготовленою водою з загальною жорсткістю на вище за 700 мг/екл-л.

4.12 Вентиляція та кондиціювання

Проект системи розроблено на основі технічного завдання та у відповідності з ДБН В.2.2-28:2010 "Будинки адміністративного та побутового призначення", ДБН В.2.2-9-2018 Будинки і споруди. Громадські будинки і споруди. Основні положення та ДБН В.2.5-67:2013 "Опалення, вентиляція та кондиціювання".

Технічні рішення, що прийняті в робочих кресленнях, відповідають вимогам екологічним, санітарно-гігієнічним, протипожежним та іншим чинним нормам та правилам та забезпечують безпечну для життя та здоров'я людей експлуатацію об'єкта за умови дотримання передбачених робочими кресленнями заходів.

Проектом передбачається вентиляція із механічним і природнім спонуканням повітря.

Розрахункові параметри зовнішнього повітря, що прийняті для проектування систем вентиляції та опалення (теплий період): $T_n = +23^{\circ}\text{C}$, $J_n = 53,6 \text{ кДж / кг}$ - параметри А; $T_n = -21^{\circ}\text{C}$, $J_n = 19,6 \text{ кДж / кг}$ - параметри Б.

Розрахункові параметри внутрішнього мікроклімату для приміщень будівлі прийняті згідно нормативних матеріалів. Система витяжної вентиляції

приміщення теплогенераторної - природня. Приток здійснюється через приточну решітку, витяжка через витяжний канал в стелі теплогенераторної. Для решти приміщень приточно-витяжна вентиляція - механічна здійснюється за допомогою рекуператорів Prana 200C.

- витяжне повітря забирається з верхньої зони і викидається ззовні через повітровід.

В даному проекті використана вертикальна збірна шахта (канал зліва розміром 140*510мм) до якої із кожного поверху через окремий вертикальний канал (канал справа розміром 140*200мм) типу «супутник» під'єднується кожен поверх, що виключає перетікання повітряних мас із поверху на поверх, так як дане приєднання виконує функцію повітряного затвору. По схемі п.7.11.1 (б) ДБН В.2.5-67:2013.

Вентиляція приміщень санвузлів організовано наступним чином:

Зворотні клапани виконують функцію запобігання зворотнього перетоку по витяжці по приміщеннях №6, 7, 8 окремого поверху, при деяких непрацюючих вентиляторах. Встановлення окремих вентиляторів на кожен санвузол, які можуть бути заблоковані із системою освітлення даних приміщень або таймерів часу, або вологості приміщення, дасть змогу збільшити енергозбереження і теплозбереження будівлі.

Передбачити в разі виникнення пожежі - вимкнути все вентиляційне обладнання .

Приточні-витяжні вентиляційні агрегати мають високий ККД та автоматику регулювання роботи в залежності від зовнішніх кліматичних умов. Система вентиляції працює з рекуперацією в повністю автоматичному режимі.

Монтаж системи вентиляції проводити згідно вимог ДБН В.2.5-67:2013

"Опалення, вентиляція та кондиціонування".

Закладання зазорів і отворів в місцях перетину перекриттів потрібно передбачити негорючими матеріалами, що забезпечують нормативну межу вогнестійкості.

4.13 Протипожежні заходи

Місця проходу транзитних трубопроводів крізь стіни, перегородки та перекриття будівлі слід ущільнити негорючими матеріалами, що забезпечують потрібну межу вогнестійкості перетинаємого огородження.

Трубопроводи в місцях перетину стін та перегородок слід прокладати в гільзах з негорючих матеріалів.

Краї гільз повинні бути на одному рівні з поверхнею стін та перегородок. Зароблення зазорів та отворів в місцях прокладання трубопроводів потрібно виготовляти з негорючих матеріалів, що забезпечують нормативну межу вогнестійкості огородження.

Теплоізоляційні конструкції для трубопроводів виконати з негорючих або важкогорючих матеріалів.

Передбачено в разі виникнення пожежі вимикати все опалювально-вентиляційне обладнання.

4.14 Електротехнічні рішення

За ступенем надійності електропостачання електроприймачі відносяться до III категорії: прилади пожежної сигналізації, систем протипожежного захисту та евакуаційне освітлення відносяться до I категорії. Основними споживачами електроенергії є прилади електроосвітлення, сантехнічне та технологічне обладнання.

4.15 Силове обладнання

Електропостачання виконується згідно категорійності однією КЛ до ввідно-розподільного щита ВРЩ будівлі.

Розподіл електроенергії здійснюється від ввідно-розподільного пристрою ВРЩ, який встановлюється в коридорі першого поверху.

Облік електроенергії здійснюється 3-фазним електронним багатофазним лічильником активної енергії прямого включення типу NIK2303AP6T.1802 MC.11 3x220/380В (5-80А), що встановлений у ВРЩ. На кожному поверсі встановлюється груповий розподільчий щит РЩ з автоматичними вимикачами

для захисту мереж освітлення та ПЗВ із номінальними диференційним струмом спрацювання не більше 30mA для розеточної мережі.

Для живлення венсистем торговельно-офісного центру в приміщенні коридору і першого поверху встановлюється щит відключення венсистем при пожежі ЩОВ, з'єднаний із пристроєм ПС через контакти незалежного розчіплювача.

4.16 Освітлювальна мережа

Проектом передбачається робоче і евакуаційне освітлення. Освітлення виконується світильниками, вибраними згідно призначень приміщень, умов середовища та висоти приміщення.

Для освітлення торговельно-офісного центру передбачається робоче та евакуаційне на базі світильників компанії «LEDVANCE». Електроживлення мережі робочого освітлення виконується кабелем ВВГнг-1(3х1,5); мережі живлення евакуаційного освітлення виконуються кабелем

NHXH FE180/E30 (вогнестійкість 30 хв); розеточну мережу – ВВГнг-1(3х2,5). Керування освітленням здійснюється клавішними вимикачами. Мережа освітлення та розеточна мережа виконується в трубах ПВХ з протяжкою сховано під штукатуркою в борознах стін, перегородках, перекриттях, в підшивній стелі, у шарі підготовки підлоги або в порожнинах будівельних конструкцій.

Для прокладання трас отвори в стінах пробити за місцем. Порожнини в місцях проходу проводами, а також між трубами, ущільнити негорючим вогнезахисним матеріалом. Вимикачі установити на висоті 1,8м від рівня підлоги, в санвузлах розетки для електричних водонагрівачів встановити на висоті 1,8м. Розетки повинні бути обладнані захисним пристроєм, що закриває гніздо, якщо штепсельну вилку вийнято. Спосіб прокладки уточнити при монтажі з урахуванням місця розташування обладнання.

4.17 Занулення і заземлення

Для захисту людей від ураження електричним струмом при пошкодженні ізоляції застосовується захисне занулення. Зануленню підлягають всі металеві неструмовідні частини електрообладнання, металеві корпуси розподільчих

щитів, сталеві труби комунікацій.

В якості зануляючих провідників використовують нульові жили живлячих кабелів і спеціальний захисний нульовий провідник живлячих проводів і кабелів. Захист від виникнення заряду статичної електрики виконується приєднанням до контуру заземлення всіх металевих та електропровідних неметалевих частин технологічного обладнання (сталеві труби комунікацій будинку тощо).

Контур заземлення складається з вертикальних електродів діаметром 16мм довжиною 3м, які з'єднуються горизонтальними електродами із сталеві смуги 40х4 мм і прокладаються в траншеї на глибині 0,5 м від рівня планувальних відміток землі. Опір розтікання струму заземлюючого пристрою повинен бути не більше 4 Ом.

Захист від проявів статичної електрики виконати відповідно до вимог НПАОП-0.00-1.29.97 "Правила захисту від статичної електрики". Групові мережі, що прокладаються від коридорних щитків до світильників загального освітлення, штепсельних розеток виконуються 3-провідними (фазний, нульовий робочий і нульовий захисний провідники).

Кожний елемент пристрою, який заземлюється, повинен приєднуватись до нульового захисного проводу або заземлюючої магістралі, з'єднаної з нульовим робочим проводом при вводі в будівлю за допомогою окремого відгалуження.

Монтажні роботи виконувати згідно ПУЕ, ПТЕ і НПАОП-40.1-1.32-01 "Електрообладнання спеціальних установок".

4.17 Енергозбереження

Стіни будівлі утеплені. Коефіцієнти теплового опору огорожуючих конструкцій відповідають нормативним, згідно ДБН В.2.6-31:2021 «Теплова ізоляція і енергоефективність будівель табл.1

Система опалення запроектована двотрубна з примусовою циркуляцією та встановленням автоматичних терморегуляторів на кожному опалювальному приладі.

Режим роботи котла має залежати від внутрішньої та зовнішньої температури повітря і може контролюватись виносним датчиком, безпосередньо

під'єднаним до електроної плати керування.

Трубопроводи систем опалення прокладаються лише в приміщеннях, що опалюються. Всі частини трубопроводів систем опалення теплоізолювати мінераловатними напівциліндрами $b=6\text{мм}$.

Проектом може передбачатись програмне зменшення теплової потужності опалення в неробочий час. За кожним опалювальним приладом встановити тепловідбиваючий екран.

Система приточно-витяжної вентиляції працює з рекуперацією (з ККД рекуперації до 93%).

Встановлення окремих вентиляторів на кожен санвузол, які можуть бути заблоковані із системою освітлення даних приміщень або таймерів час або вологості приміщення, дасть змогу збільшити енергозбереження і теплозбереження будівлі.

4.18 Укриття подвійного призначення

Захисні споруди цивільного захисту (сховища та протирадіаційні укриття), споруди подвійного призначення та найпростіші укриття складають фонд захисних споруд цивільного захисту і належать до засобів колективного захисту.

Укриття розміщено згідно з ДБН 360-92 “Містобудування. Планування та забудова міських та сільських поселень”.

Дане укриття розміщено окремо від об'єкту будівництва.

Призначення укриття: захист цивільного населення від можливих повітряних атак під час військового стану, захист від радіації. та розміщення підземного паркінгу.

Розміри в осях: 1-2- 33,34 м, А-В-10,50 м.

Враховуючи сьогодення, в укритті є кабінет домедичної допомоги, місця перебування цивільного населення, генераторна (в разі відключення електроенергії), санвузли.

Враховано 2 входи/виходи та вхід/, який обладнаний пандусом.

Експлікація приміщень укриття показана в аркуші графічної частини. (див арк. 3)

4.19 Конструктивні рішення

Конструктивне рішення будівлі: каркасно-монолітне. Розміри в осях: 1-10 – 33,43 м, А-Д-21,09 м, висота будівлі-15,42м. Кількість поверхів: 3 та технічний поверх.

Вертикальним несучим елементом є монолітна залізобетонна колона. Фундаментна плита - монолітна залізобетонна товщиною 40 см (рис. 4.3.)

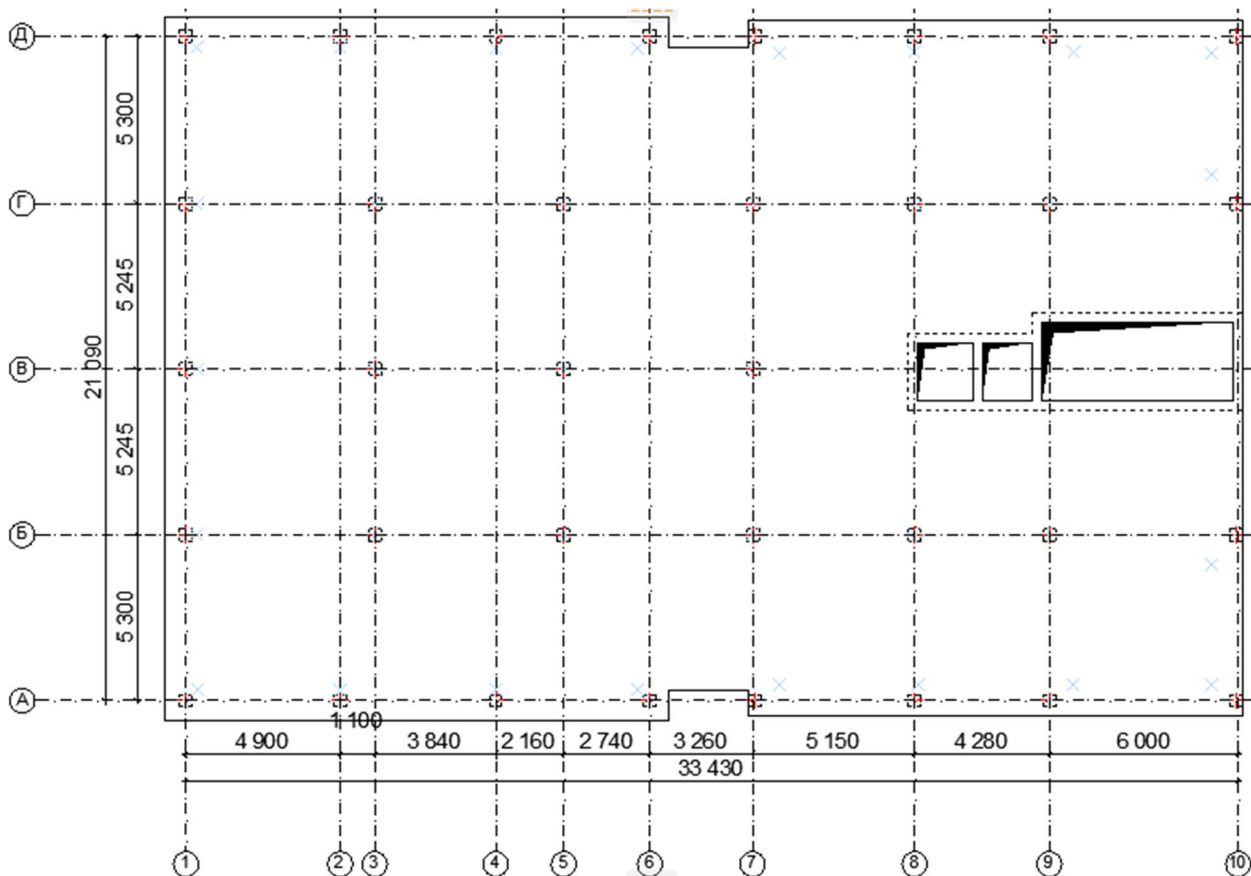


Рис. 4.3- Монолітна залізобетонна фундаментна плита

4.19.1 Збір навантажень на плиту

Коефіцієнт надійності за відповідальністю обирається згідно таблиці 5 :

- Для I групи граничних станів- $\gamma_n=1,1$;
- Для II групи граничних станів- $\gamma_n=0,975$;

Навантаження від ваги конструкцій:

- Вага власна плити – $5,5 \text{ кН/м}^2$
- Вага перегородок – $2,84 \text{ кН/м}^2$;
- Вага підлоги- $1,75 \text{ кН/м}^2$;
- Вага покрівлі- $1,25 \text{ кН/м}^2$;
- Вага газобетонних стін- $2,34 \text{ кН/м}^2$;
- Корисне навантаження згідно табл. 6.2 [92] для залів становить $4,0 \text{ кН/м}^2$;

Снігове навантаження розраховується в наступній послідовності згідно [92]:

Граничне розрахункове значення снігового навантаження визначається за формулою:

$$s_m = \gamma_{fm} s_0 C \quad (18)$$

-де γ_{fm} -коефіцієнт надійності за граничним розрахунковим значенням снігового навантаження, що визначається згідно пункту 8.1 [92] $\gamma_{fm}=1,14$;

- S_0 -характеристичне значення снігового тиску. Для м. Вінниця $S_0=1,36$ кПа

- C -визначається формулою:

$$C = \mu C_e C_{alt} \quad (19)$$

-де μ – коефіцієнт переходу від ваги снігового покриву на поверхні ґрунту до снігового навантаження на покрівлю, який визначається за 8.7, 8.8; [92] $\mu=1$;

C_e – коефіцієнт, що враховує режим експлуатації покрівлі і визначається за 8.9; [92] $C_e=1$;

C_{alt} – коефіцієнт географічної висоти, що визначається за 8.10. [92] $C_{alt}=1$;

$$C = \mu C_e C_{alt} = 1 \times 1 \times 1 = 1$$

$$s_m = \gamma_{fm} s_0 C = 1,14 \times 1,36 \times 1 = 1,55 \text{ кПа}$$

Експлуатаційне розрахункове значення снігового навантаження визначається за наступною формулою:

$$s_e = \gamma_{fe} s_0 C \quad (20)$$

-де γ_{fe} -коефіцієнт надійності за експлуатаційним значенням снігового навантаження, що визначається згідно пункту 8.11, таблиця 8.1 [92] $\gamma_{fe}=0,49$;

- S_0 -характеристичне значення снігового тиску. Для м. Вінниця $S_0=1,36$ кПа

- C -теж саме що і при розрахунку граничного розрахункового значення снігового навантаження;

$$s_e = 0,49 \times 1,36 \times 1 = 0,67 \text{ кПа}$$

Таблиця 4.6-Збір навантажень

Тип навантаження	Експлуат. значення навантаження	Коеф.надійності за відв. γ_n^I	Отримане значення	Коеф.надійності за навантаженням γ_{fm}	Розрах. значення навантаження	Коеф.надійності за відв. γ_n^{II}	Отримане значення	Од.вим.
Власна вага з/б плити	0,550	0,975	0,536	1,2	0,660	1,1	0,726	т/м ²
Вага підлоги	0,175	0,975	0,171	1,3	0,227	1,1	0,249	т/м ²
Вага перегородок	0,284	0,975	0,276	1,2	0,331	1,1	0,364	т/м
Вага стін з газоблоку	0,234	0,975	0,228	1,3	0,296	1,1	0,325	т/м

Продовження таблиці 4.6

Вага конструкції покрівлі	0,125	0,975	0,121	1,2	0,145	1,1	0,159	т/м ²
Короткотривалі навантаження								
Корисне навантажен	0,400	0,975	0,390	1,2	0,480	1,1	0,528	т/м ²
Снігове навантажен	0,670	0,975	0,650	-	0,155	1,1	0,171	т/м ²

4.19.2 Розрахунок монолітної залізобетонної фундаментної плити

В даному розділі перш за все було розроблено розрахункову схему для отримання зусиль, які виникають у плиті за допомогою програмного забезпечення “ЛІРА-САПР 2016 R5”.

Послідовність розрахунку “ЛІРА-САПР 2016 R5”:

Інструмент “Генерація плити”-розбивка осей;

Інструмент “Відмітка вузлів” – для призначення в’язей. Призначаємо в’язі на місці розташування колон та отворів;

Задання жорсткісних параметрів та параметрів матеріалів елементів плити. Жорсткісні параметри, які задаються: модуль пружності $E=3\text{e}6 \text{ т/м}^2$, коефіцієнт Пуассона $V=0,2$, товщина плити $t=40 \text{ см.}$, питома вага матеріала $R_0=2,75 \text{ т/м}^3$.

Характеристика бетону C20/25[99]:

$$f_{cd} = f_{cd}^T \cdot \gamma_c = 14,5 \cdot 1 = 14,5 \text{ МПа};$$

$$f_{cd}^T = 14,5 \text{ МПа}, \gamma_c = 1;$$

$$E_{cd} = 23 \cdot 10^3 \text{ МПа};$$

Характеристика арматури A400C[99]:

$$f_{yk} = 400 \text{ МПа};$$

$$f_{yd} = 363,6 \text{ МПа};$$

$$f_{ywd} = 285 \text{ МПа};$$

$$\varepsilon_{ud} = 0,025$$

Інструмент “Редактор завантажень” та вводимо значення навантажень, які діятимуть на плиту перекриття;

Інструмент “Повний розрахунок”;

На рисунку 4.4 зображено розрахункову схему монолітної залізобетонної плити .

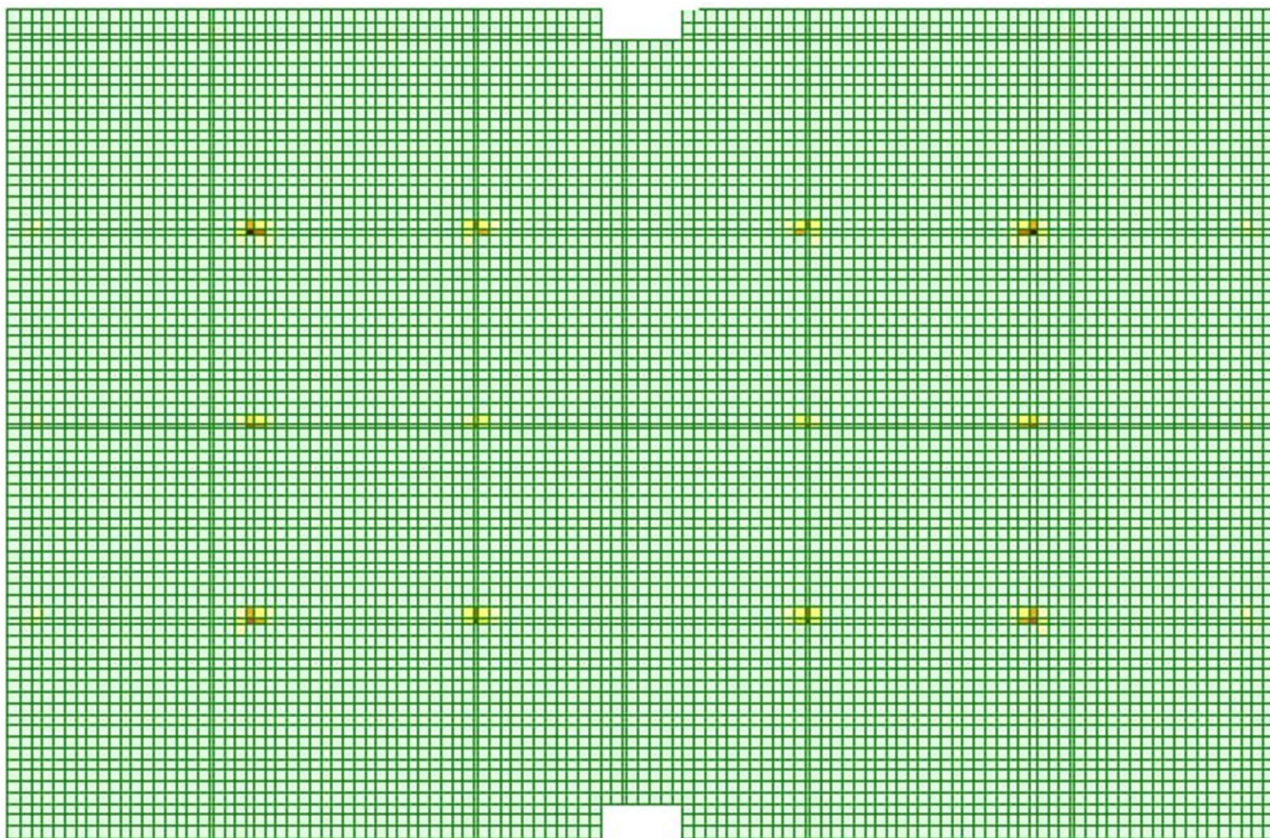


Рис 4.4- Розрахункова схема монолітної залізобетонної фундаментної плити

4.19.3 Аналіз результатів

В результаті розрахунку в програмному забезпеченні “ЛІРА-САПР 2016 R5” було отримано наступні дані:

- Максимальний момент по осі X -11,30 ((т*м)/м) (рисунок 4.5);
- Максимальний момент по осі Y -11,10 ((т*м)/м) (рисунок 4.6);
- Максимальний момент по XY -2,69 ((т*м)/м) (рисунок 4.7);
- Максимальне переміщення по осі Z – 5,51 мм (рисунок 4.8);

У “ЛІРА-САПР 2016 R5”, на вкладці “Аналіз”-пункт “Деформації” показано інструмент “Мозаїка/Ізополя”. За допомогою даного інструменту буде зображено мозаїку переміщень по осі Z (рисунок 4.8).

На вкладці “Аналіз” – пункт “Напруження” показано інструмент “Мозаїка/Ізополя”. За допомогою цього інструменту буде зображено мозаїку напружень осі X, Y, XY. (рисунки 4.5-4.7).

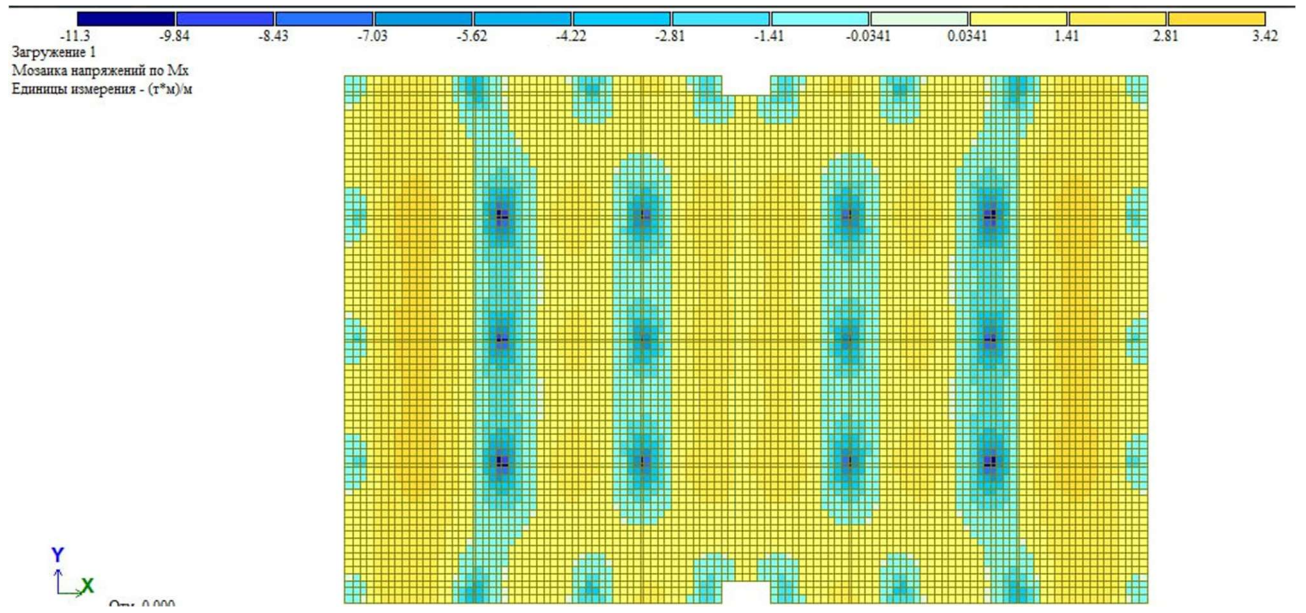


Рис. 4.5- Изополя моментов M_x

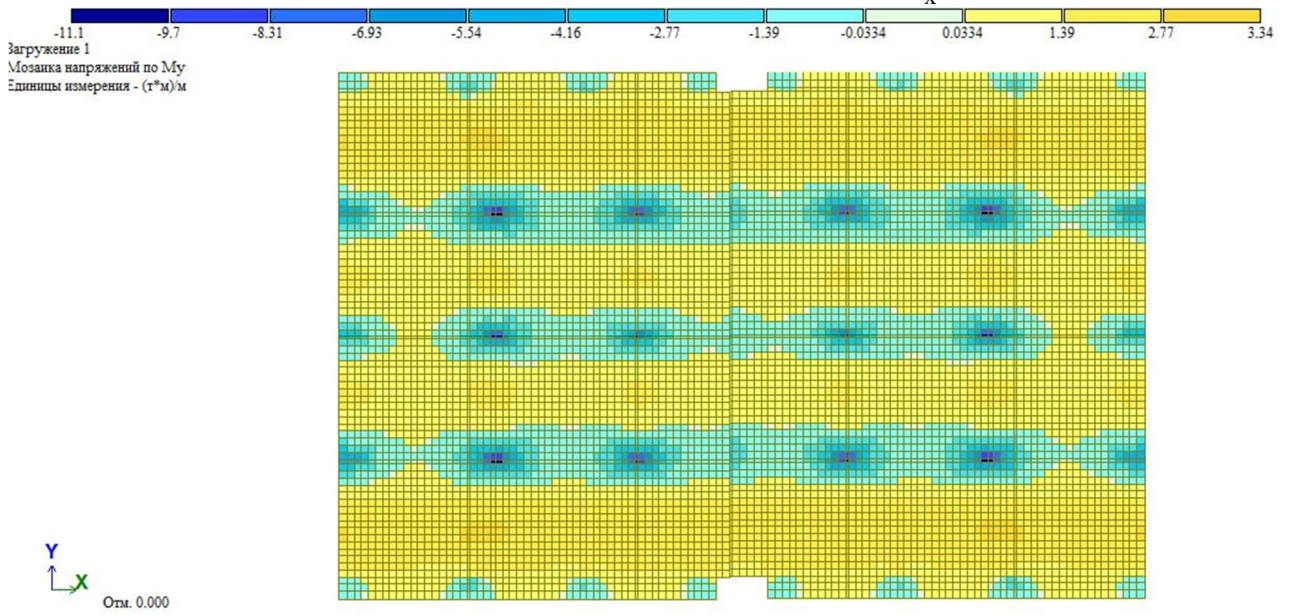


Рисунок 4.6- Изополя моментов M_y

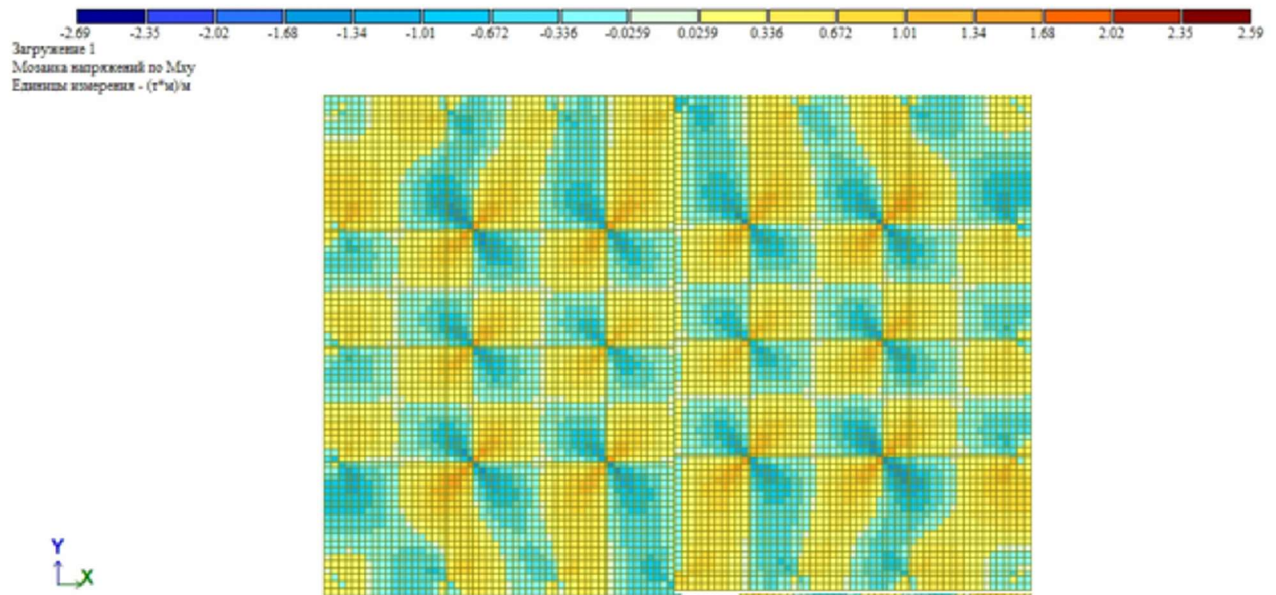
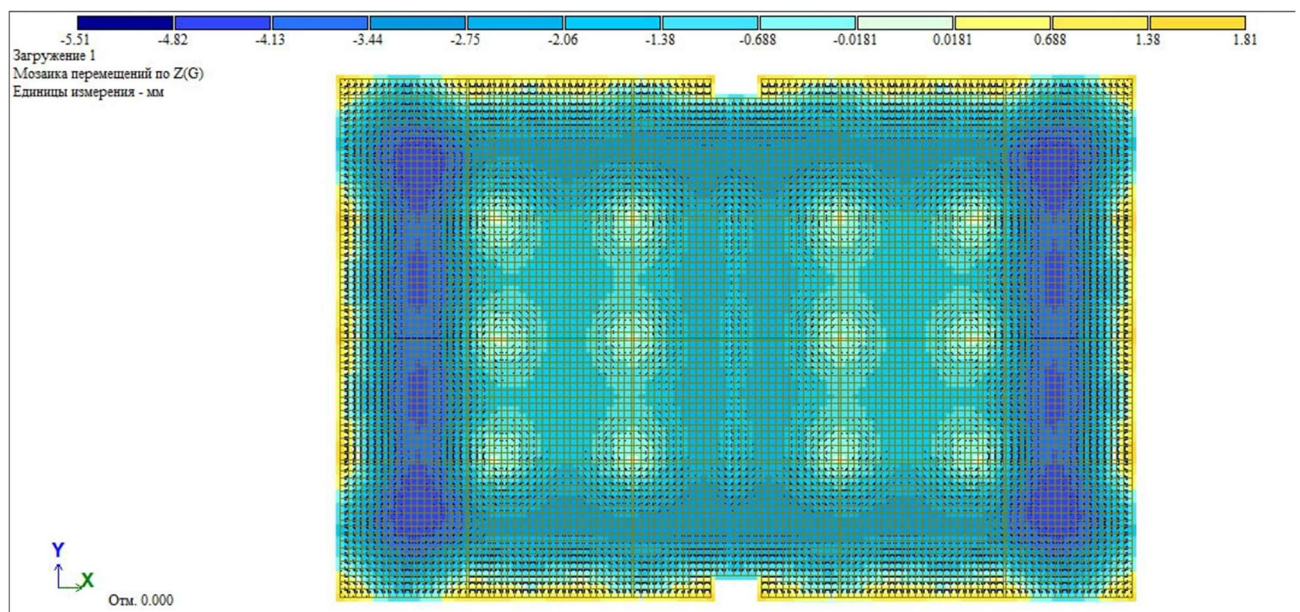
Рисунок 4.7- Изополя моментів M_{xy} 

Рисунок 4.8- Изополя переміщень по вісі Z

Наступним кроком було визначення діаметру арматури. Розрахунок проводився в програмному забезпеченні “ЛІРА-САПР 2016 R5”.

Діаграми армування зображено на рисунках 4.8-4.11

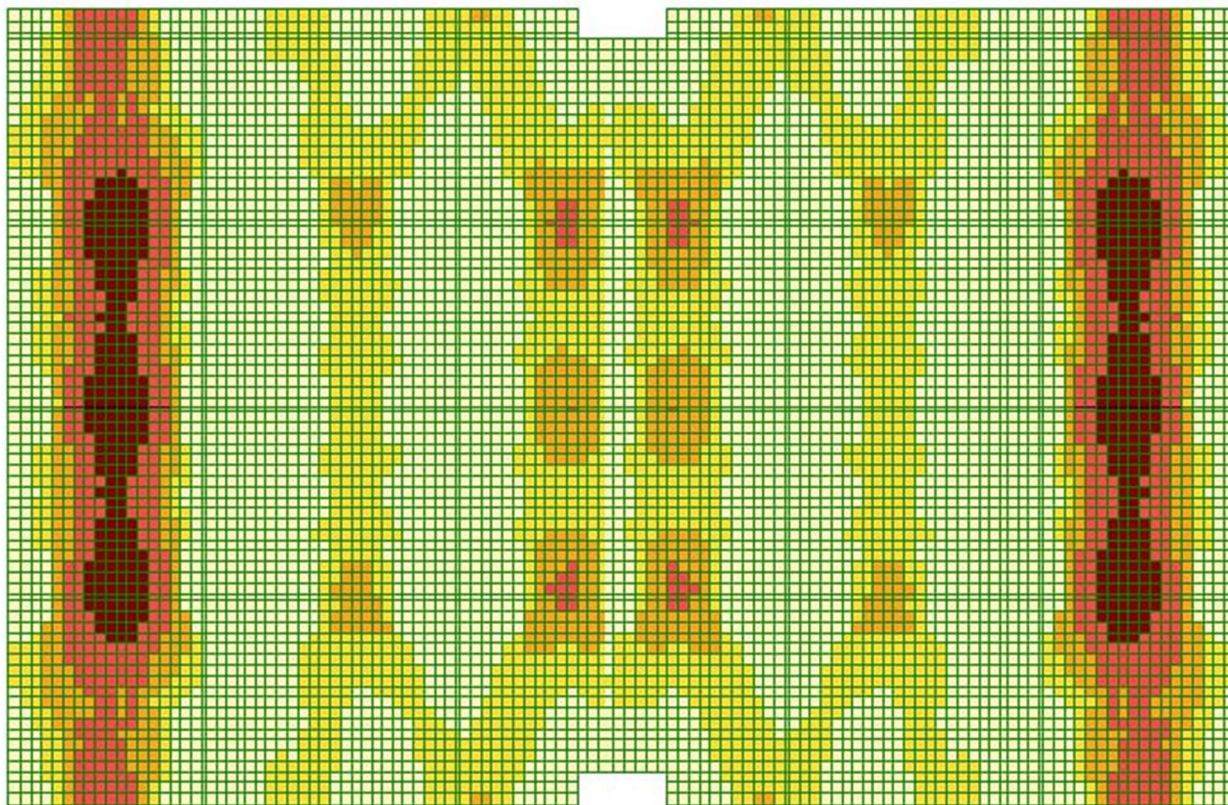


Рис. 4.8- Діаграма нижнього армування по осі X (вздовж буквенних осей)

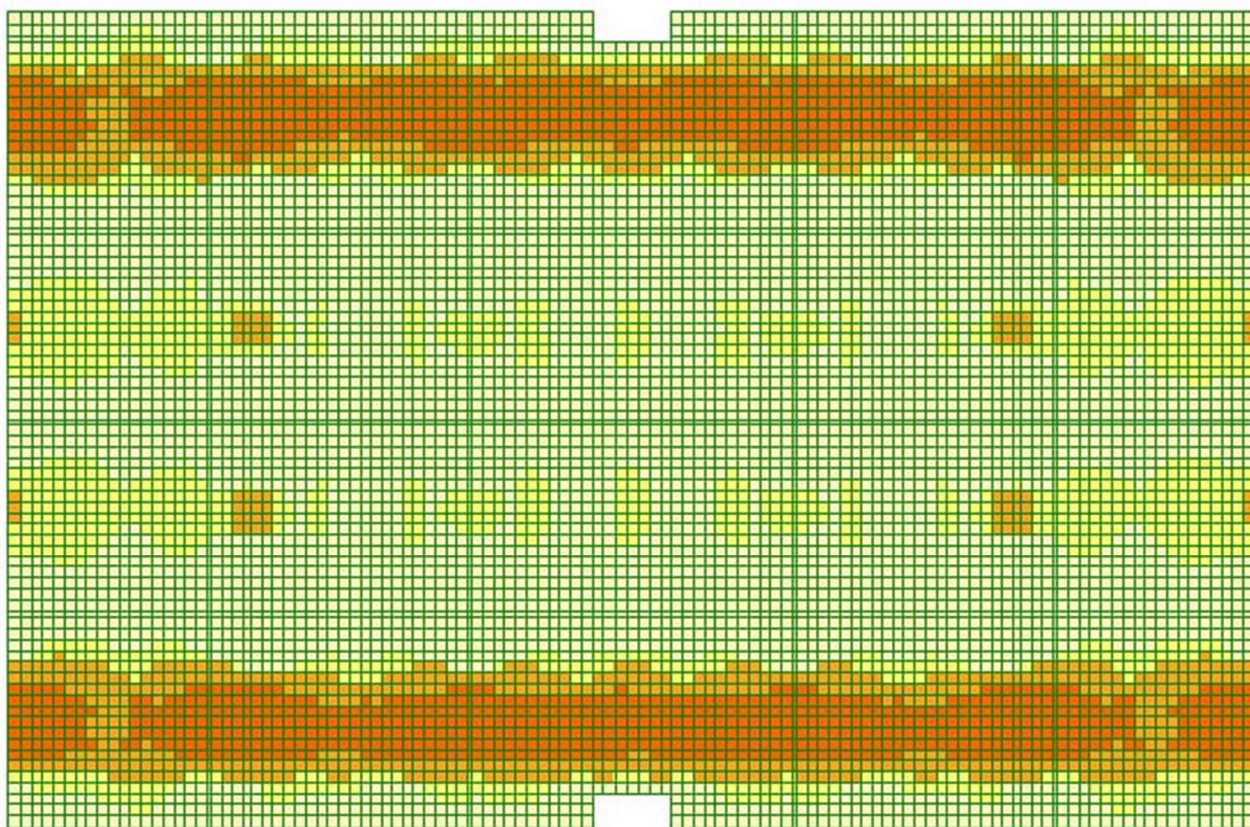


Рис. 4.9- Діаграма нижнього армування по осі Y (вздовж цифрових осей)

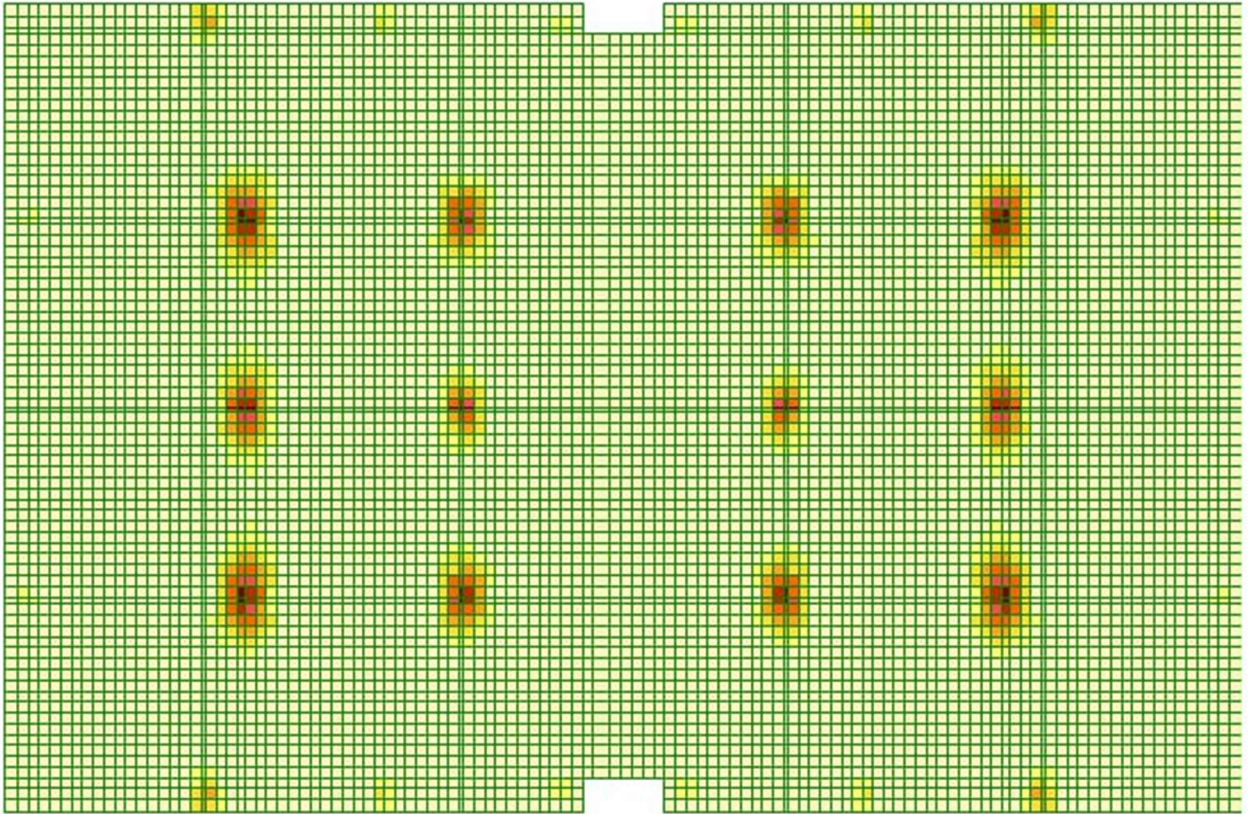


Рис. 4.10 Діаграма верхнього армування по осі X (вздовж буквенних осей)

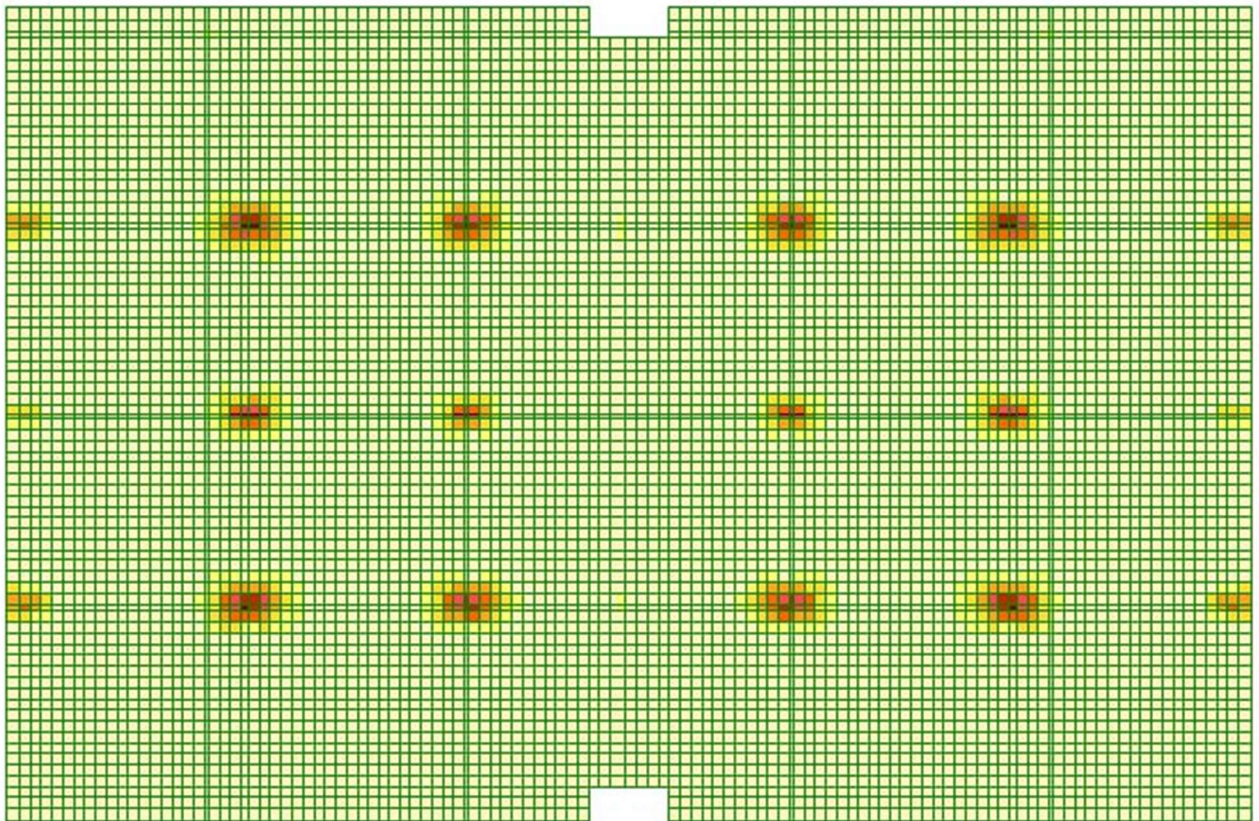


Рис. 4.11-Діаграма верхнього армування по осі Y (вздовж цифрових осей)

Кінцевим результатом програмного забезпечення “ЛІРА-САПР 2016 R5” є діаграми зі шкалою (рис. 4.8-4.11), на якій зображено: у верхній частині- крок стержнів певного діаметру, у нижній частині -площа у см^2 , яка повинна розташовуватись на 1 метр довжини плити перекриття. Отриманий результат у вигляді кольорових діаграм є для двох напрямків армування нижньої та верхньої зони плити перекриття.

Згідно з отриманими діаграмами, після обробки результатів розрахунків і конструктивних міркувань (уніфікація діаметрів арматури та можливість виконання армування стрижнями певного діаметру в умовах будівельного майданчику), було прийнято наступне армування плитної частини:

- Нижня арматура вздовж осі X -крок 200 $\varnothing 14$ A400C ;
- Нижня арматура вздовж осі Y -крок 200 $\varnothing 14$ A400C ;
- Верхня арматура вздовж осі X -крок 200 $\varnothing 14$ A400C ;
- Верхня арматура вздовж осі Y -крок 200 $\varnothing 14$ A400C ;

Додаткове армування встановлюється у зонах концентрації напружень. Встановлення арматури виконується в розбіжку з основною сіткою. Діаметри додаткової арматури, яка встановлюється для нижньої та верхньої зони плити у двох напрямках (X, Y):

- Нижня додаткова арматура вздовж осі X -крок 200 $\varnothing 16$ A400C ;
- Нижня додаткова арматура вздовж осі Y -крок 200 $\varnothing 16$ A400C ;
- Верхня додаткова арматура вздовж осі X -крок 200 $\varnothing 20$ A400C ;
- Верхня додаткова арматура вздовж осі Y -крок 200 $\varnothing 20$ A400C ;

4.19.4 Аналітична перевірка розрахунку

Для розрахунку монолітної плити обираємо ділянку габаритами 1000x1000 мм та будемо розглядати як балку висотою 400 мм з нижнім і верхнім армуванням

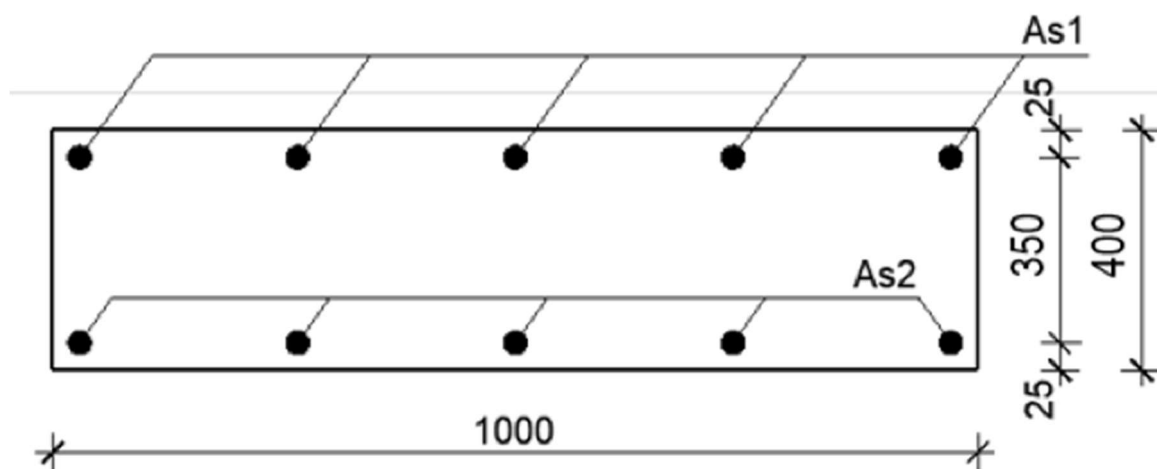


Рисунок 4.12- Переріз монолітної ділянки

Характеристики бетону C20/25 [99]:

Розрахункове значення міцності бетону на стиск:

$$f_{cd} = f^T \cdot \gamma_c = 14,5 \cdot 1 = 14,5 \text{ МПа};$$

$$f^T = 14,5 \text{ МПа}, \gamma_c = 1;$$

Значення відносних граничних деформацій в бетоні;

$$\varepsilon_{cu3,cd} = 3,1 \cdot 10^{-3}, \varepsilon_{c3,cd} = 0,63 \cdot 10^{-3}$$

Розрахункове значення модуля пружності бетону:

$$E_{cd} = 23 \cdot 10^3 \text{ МПа};$$

Характеристика арматури класу А400С [99]:

Розрахункове значення міцності арматури на границі текучості $f_{yd}=365$ МПа:

$$f_{ud} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{400}{1,1} = 365 \text{ МПа}$$

$$f_{yk} = 400 \text{ МПа}, \gamma_s = 1,1$$

Розрахункове значення модуля пружності арматурної сталі $E_s = 2,1 \times 10^5$ МПа;

$$\varepsilon_{s0} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{365}{2,1 \times 10^5} = 1,70 \times 10^{-3}$$

Обираємо розрахунковий захисний шар арматури $a_s=20$ мм.

Робоча висота перерізу:

$$d = h - a_s = 400 - 20 = 380 \text{ мм}$$

Максимальний момент $M=-113,0$ кН/м.

Коефіцієнт λ :

$$\lambda = \frac{\varepsilon_{cu3,cd} - \varepsilon_{c3,cd}}{\varepsilon_{cu3,cd}} = \frac{3,1 \times 10^{-3} - 0,63 \times 10^{-3}}{3,1 \times 10^{-3}} = 0,800$$

Максимальна можлива висота стиснутої зони бетону:

$$x_{1,u} = d \frac{\varepsilon_{cu3,cd}}{\varepsilon_{cu,cd} + \varepsilon_{s0}} = 20 \frac{3,1 \cdot 10^{-3}}{3,1 \cdot 10^{-3} + 1,70 \cdot 10^{-3}} = 0,126 \text{ м}$$

Розрахункове значення висоти стиснутої зони бетону:

$$A_1 = \frac{1 + \lambda(1 + \lambda)}{3(1 + \lambda)} = \frac{1 + 0,800(1 + 0,800)}{3(1 + 0,800)} = 0,452$$

$$A_2 = \frac{1}{2} f_{cd} b (1 + \lambda) = \frac{1}{2} \times 14,5 \times 1 (1 + 0,800) = 13,05 \text{ кН/м}$$

$$x_1 = \frac{d \times A_2 - \sqrt{d^2 \times A_2^2 - 4 \times A_1 \times A_2 \times M}}{2 \times A_1 \times A_2} =$$

$$= \frac{0,20 \times (13,05 \times 10^6) - \sqrt{0,20^2 \times 13,05^2 - 4 \times 0,452 \times (13,05 \times 10^6) \times (113,0 \times 10^3)}}{2 \times 0,45 \times (13,05 \times 10^6)} = 0,0059 \text{ м}$$

$$x_1 = 0,0059 \text{ м} < x_{1,u} = 0,126$$

Тому робочу арматуру розраховуємо за наступною формулою:

Необхідна площа нижньої розтягнутої арматури:

$$A_s = \frac{f_{cd} \times b \times x_1 (1 + \lambda)}{2 f_{yd}} = \frac{14,5 \times 1,0 \times 0,0059 \times (1 + 0,800)}{2 \times 365} = 2,89 \times 10^{-4} \text{ м}^2$$

Необхідна кількість стержнів кроком 200 мм на ділянці 1000 мм:

$$n = \frac{1000}{200} = 5 \text{ шт}$$

Нижнє армування: 5Ø14 А400С, $A_s = 3,925 \text{ см}^2 > A_{s,\text{потр.}} = 2,89 \text{ см}^2$.

Номінальний захисний шар:

$$c_{min} \geq \left\{ \frac{d_s = 12 \text{ мм}}{10 \text{ мм}} \right\}$$

$$c_{min} = 12 \text{ мм}$$

$$c_{nom} = 12 + 5 = 17 \text{ мм}$$

Захисний шар бетону:

$$a_s = c_{nom} + \frac{d_s}{2} = 17 + \frac{12}{2} = 23 \text{ мм}$$

Приймаємо товщину захисного шару бетону: $a_s = 25 \text{ мм}$.

Аналогічно розраховується арматура у верхній зоні.

-Висота стисненої зони:

$$= \frac{0,20 \times (13,05 \times 10^6) - \sqrt{0,20^2 \times 13,05^2 - 4 \times 0,452 \times (13,05 \times 10^6) \times (111,0 \times 10^3)}}{2 \times 0,45 \times (13,05 \times 10^6)} = 0,0057 \text{ м}$$

$$x_1 = 0,0057 \text{ м} < x_{1,u} = 0,126$$

Тому робочу арматуру розраховуємо за наступною формулою:

Необхідна площа верхньої арматури:

$$A_s = \frac{f_{cd} \times b \times x_1 (1 + \lambda)}{2 f_{yd}} = \frac{14,5 \times 1,0 \times 0,0057 \times (1 + 0,800)}{2 \times 365} = 2,37 \times 10^{-4} \text{ м}^2$$

Необхідна кількість стержнів кроком 200 мм на ділянці 1000 мм:

$$n = \frac{1000}{200} = 5 \text{ шт}$$

Нижнє армування: 5Ø14 А400С, $A_s = 3,925 \text{ см}^2 > A_{s,\text{потр.}} = 2,37 \text{ см}^2$.

Номінальний захисний шар:

$$c_{min} \geq \left\{ \frac{d_s = 12 \text{ мм}}{10 \text{ мм}} \right\}$$

$$c_{min} = 12 \text{ мм}$$

$$c_{nom} = 12 + 5 = 17 \text{ мм}$$

Захисний шар бетону:

$$a_s = c_{nom} + \frac{d_s}{2} = 17 + \frac{12}{2} = 23 \text{ мм}$$

Приймаємо товщину захисного шару бетону: $a_s=25$ мм.

Висновки по розділу 4

1. Об'ємно-планувальні рішення забезпечують здійснення функціонального процесу, відповідаючи вимогам норм [96, 97].
2. При розробці генерального плану виконана вертикальна і горизонтальна прив'язка об'єкту.
3. За допомогою теплотехнічного розрахунку вдалося визначити товщину утеплювача з мінераловатних плит.
4. При проектуванні об'єкту використані енергозберігаючі проектні рішення, сучасні будівельні матеріали.
5. Розрахунок монолітної залізобетонної плити перекриття виконувався в програмному забезпеченні "ЛІРА-САПР 2016 R5";
6. Результати розрахунку: плита перекриття товщиною 400 мм, основне армування: нижнє вздовж осі X, Y - крок 200 $\varnothing 14$ A400C, верхнє вздовж осі X, Y - крок 200 $\varnothing 14$ A400C; додаткове армування: нижнє вздовж осі X, Y - крок 200 $\varnothing 16$ A400C, верхнє вздовж осі X, Y - крок 200 $\varnothing 20$ A400C; захисний шар для нижньої та верхньої арматури становить 25мм

Виконано робочі креслення монолітної залізобетонної плити перекриття із складанням специфікацій, відомостей витрат матеріалів та деталей

5. ЕКОНОМІЧНА ЧАСТИНА

Розглядаємо три варіанти, в яких було підібрано за допомогою програмних розрахунків різна кількість арматури, в кожному варіанті різне поперечне армування.

1 варіант - 15м

Стрижнева арматура А500с, діаметр 10 мм – 1195,05 кг, Стрижнева арматура А500с, діаметр 12 мм – 1569,33 кг, Стрижнева арматура А500с, діаметр 14 мм – 21396,99 кг, Стрижнева арматура А500с, діаметр 16 мм – 2695,48 кг, Поперечна арматура А500с, діаметр 10 мм – 1002,48 кг, Поперечна арматура А500с, діаметр 14 мм – 2399,88 кг,

2 варіант -17м

Стрижнева арматура А500с, діаметр 10 мм – 1205,11 кг, Стрижнева арматура А500с, діаметр 12 мм – 1672,13 кг, Стрижнева арматура А500с, діаметр 14 мм – 22416,69 кг, Стрижнева арматура А500с, діаметр 16 мм – 2796,87 кг, Поперечна арматура А500с, діаметр 10 мм – 1094,74 кг, Поперечна арматура А500с, діаметр 14 мм – 2429,23 кг,

3 варіант -20м

Стрижнева арматура А500с, діаметр 10 мм – 1052,92 кг, Стрижнева арматура А500с, діаметр 12 мм – 1499,12 кг, Стрижнева арматура А500с, діаметр 14 мм – 18875,86 кг, Стрижнева арматура А500с, діаметр 16 мм – 2401,23 кг, Поперечна арматура А500с, діаметр 10 мм – 1048,21 кг, Поперечна арматура А500с, діаметр 14 мм – 2300,02 кг,

Для визначення кошторисної вартості розробляємо локальні кошторисні документи за допомогою програмного комплексу Будівельні технології. Кошторис (табл. 14, табл.15, табл.16).

Вони розроблялися на основі ресурсних елементних кошторисних норм на будівельні роботи; кошторисних цін на матеріали, вироби та конструкції загально виробничі витрати розраховані відповідно до усереднених показників додатка

Настанови.

Кошторисна вартість влаштування конструкцій враховує трудовитрати та заробітна плата будівельників та машиністів, кількість та вартість матеріальних ресурсів, експлуатації будівельних машин та механізмів. Кошторисна вартість влаштування конструкцій визначається як сума прямих та загальновиробничих витрат.

Прямі витрати (ПВ) враховують в своєму складі заробітну плату робочих, вартість експлуатації будівельних машин та механізмів, вартість матеріалів, виробів та конструкцій

Загальновиробничі витрати (ЗВВ) – це витрати будівельно-монтажної організації, які входять у виробничу собівартість будівельно-монтажних робіт. Усі затрати, які відносяться до ЗВВ, згруповані в три групи.

Порівняння варіантів фундаментів наведено в таблиці 5.1

Таблиця 5.1 - Порівняння варіантів фундаментів

Показники (дані)	Варіанти фундаментів		
	Варіант 1	Варіант 2	Варіант 3
Прямі витрати, грн.	2078185	2123731	1974617
Кошторисна трудомісткість, люд- год.	1044.43	1044.43	1044.43
Кошторисна заробітна плата, грн.	78335	78335	78335
Загальновиробничі витрати, грн.	38157	38157	38157
Усього за кошторисом, грн.	2116342	2161888	2012774

Отримані дані свідчать, що варіант плити фундаменту 3 - є більш економічно вигідним.

Висновки по розділу 5

В даному розділі виконано техніко-економічне порівняння різних конструкцій фундаментних плит. Для трьох варіантів розроблений локальний кошторис за допомогою програмного комплексу Будівельні технології. В кошторисних документах визначена кошторисна вартість виконання робіт, з урахуванням заробітної плати, вартості матеріалів, вартості експлуатації машин та трудовитрат. Усі загальні витрати зведені в порівняльну таблицю.

Порівнюючи кожний варіант із таблиці 5.1 робимо висновок, що найбільш економічним є 3 варіант фундаменту. Кошторисна вартість на влаштування становить – 2012,774 тис. грн., кошторисна трудомісткість – 1,044 тис. люд-год.

ВИСНОВКИ

1. Вплив розмірів ґрунтового масиву: Збільшення розмірів ґрунтового масиву позитивно впливає на точність прогнозування напружено-деформованого стану (НДС) споруди, забезпечуючи більш рівномірний розподіл навантаження.

2. Ефективність континуальної розрахункової схеми: Використання континуальної розрахункової схеми основи дозволяє більш точно врахувати взаємодію ґрунту і фундаменту, що знижує ймовірність помилок у проектуванні фундаментів.

3. Оптимізація проектування: Результати дослідження допомагають оптимізувати проектування фундаментів і споруд загалом, зменшуючи витрати на будівництво без втрати надійності.

4. Чисельні експерименти: Використання сучасних програмних комплексів, таких як Ліра, довело ефективність чисельного моделювання у визначенні НДС системи "ґрунт-фундамент-будівля".

5. Практичне застосування: Отримані результати можуть бути використані в практичному проектуванні для підвищення надійності фундаментів у різних геотехнічних умовах.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Інженерна геологія. Механіка ґрунтів, основи і фундаменти / М. Л. Зоценко та ін. Полтава, 2003. 446 с.
2. ДБН В.2.1-10-2018. Основи та фундаменти споруд. Чинний від 2019-01-01. Вид. офіц. Держ. буд. норми України, 2018. 161 с.
3. ДБН В.2.1-10-2009 зі зміною №1 та №2. Основи та фундаменти споруд. Чинний від 2012-07-01. Вид. офіц. Нац. стандарти України, 2009. 161 с.
4. Камаєв В. С. Врахування жорстких параметрів будівель при розрахунках основ та фундаментів : дисертація. Санкт-Петербург, 2007. 20 с.
5. Маєвська І. В., Блащук Н. В., Маєвський Г. В. Основи та фундаменти: Міжвідомчий науково-технічний збірник. Оптимізація плитних фундаментів за витратами матеріалів. 37-ме вид. КНУБА, 2015.
6. Маєвська І. В., Блащук Н. В., Івасишин О. В. Збірник наукових праць. Серія: Галузеве машинобудування, будівництво. Оптимізація армування плит залежно від ступеня відповідності основи. Полтава : Полтав. нац. техн. ун-т ім. Юрія Кондратюка, 2017. 191 с.
7. Чухлатий М. С. Чисельне дослідження напружено-деформованого стану системи "будівля-фундамент-ґрунт" : дисертація. Тюмень, 2004. 107 с.
8. Камаєв В. С. Врахування жорстких параметрів будівель при розрахунках основ та фундаментів : дисертація. Санкт-Петербург, 2007. 20 с.
9. Kh Mohd Najmu Saquib Wani, Rakshanda Showkat. Soil Constitutive Models and Their Application in Geotechnical Engineering: A Review. 7-ме вид. International Journal of Engineering Research and Technology, 2018. 145 с.
10. Briaud J.-L. Geotechnical Engineering: Unsaturated and Saturated Soils. New Jersey : John Wiley and Sons, Inc, 2013. 105 с.
11. Лучковський І. Я. Взаємодія конструкцій з основою. 3-тє вид. Харків : ХДАГГ (Б-ка журн. ІТЕ), 2000. 264 с.
12. Lutchkovsky I. J., Samorodov O. V. Proceedings of the XVI European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering for Infrastructure and Development. 4-те вид. Edinburgh\, 2015. 3715 с.

13. Бойко І. П. Вплив послідовності зведення суміжних секцій висотного будинку на перерозподіл зусиль у пальових фундаментах. 4-те вид. Полтава : Полтав. нац. техн. ун-т ім. Юрія Кондратюка, 2012. 60 с.
14. Винников Ю. Л. Моделювання процесів ущільнення ґрунту при вісесиметричному напружено-деформованому стані основ. Київ, 2005. 468 с.
15. Кушнер С. Г. Розрахунок деформацій основ будівель та споруд. Запоріжжя, 2008. 496 с.
16. ДБН В.2.1-10-2018. Основи та фундаменти споруд. Чинний від 2019-01-01. Вид. офіц. Держ. буд. норми України, 2018. 161 с.
17. Носенко В. С. Напружено-деформований стан пальово-плитних фундаментів секційних висотних будинків : дисертація. Київ, 2012. 240 с.
18. Носенко В. С. Основи та фундаменти: Міжвідомчий науково-технічний збірник. Вплив Жорсткості несучих конструкцій будинку зі збірного залізобетону на напружено-деформований стан фундаментів із буроін'єкційних паль. Київ, 2020. 57 с.
19. Скочко Л. О. Основи та фундаменти: Міжвідомчий науково-технічний збірник. Вплив послідовності зведення будинків на формування напружено-деформованого стану системи "основа-фундамент-надземні конструкції". Київ, 2020. 44 с.
20. Ter-Martirosyan Z. G. Soil beds of high-rise buildings. 46-те вид. 2019. 179 с.
21. Braja M. D. Shallow foundation. Bearing capacity and settlements. CRC Press. Taylor and Francis Group, 2017. 100 с.
22. Лучковський І. Я. Взаємодія конструкцій з основою. 3-тє вид. Харків : ХДАГГ (Б-ка журн. ІТЕ), 2000. 264 с.
23. Тер-Мартіросян З. Г. Механіка ґрунтів. АСВ, 2009. 309 с.
24. Заява на патент на винахід Модель ґрунтової основи : пат. а202301804 Україна : E02D 27/12. Заявл. 23.04.2023.
25. Самородов О. В. Вплив граничних умов на розподільчу здатність та деформативність моделі ґрунтової основи у вигляді лінійно-деформованого

шару скінченної ширини. Київ : ДП "ДНДІБК", 2023. 19 с.

26. Empfehlungen des Arbeitskreises «Numerik in der Geotechnik» – EANG. Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V. (ed.), 2014. – 196 pp.

27. Єгоров К. Е. Деформації основи скінченної ширини. 34-те вид. 1958. 33 с.

28. Горбунов- Посадов М. І. Осідання фундаментів на шарі ґрунту, підстиляючим скельною основою. Держбудвидав, 1946. 60 с.

29. Посібник по проектуванню основ будівель та споруд. НИИОСП ім. М.Н. Герсеванов., 1986. 415 с.

30. Зміна №1 до ДБН В.2.1-10-2009. Основи та фундаменти споруд. Чинний від 2011-01-01. Вид. офіц. Нац. стандарти України, 2011. 55 с.

31. ДБН В.2.1-10-2018. Основи та фундаменти споруд. Чинний від 2019-01-01. Вид. офіц. Держ. буд. норми України, 2018. 161 с.

32. ДБН В.2.1-10-2018. Основи та фундаменти споруд. Чинний від 2019-01-01. Вид. офіц. Держ. буд. норми України, 2018. 161 с.

33. Lutchkovsky I. J. Definition of the parameters of an elastic finite layer. Kharkiv : O.M.Beketov National University of Urban Economy in Kharkiv., 2017. 100 с.

34. Lutchkovsky I. J., Samorodov O. V. Proceedings of the XVI European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering for Infrastructure and Development. 4-те вид. Edinburgh\, 2015. 3715 с.

35. Byrne G. G., Berry A. D. A guide to practical geotechnical engineering in Southern Africa. 4-те вид. Published by Franki, 2008. 423 с.

36. Механіка ґрунтів, основи та фундаменти / Л. М. Шутенко та ін. Харків : ХНУМГ ім. О.М. Бекетова., 2017. 563 с.

37. ДСТУ-Н Б В.2.1-31:2014. Настанова з проектування підпірних стін. Чинний від 2015-01-01. Вид. офіц. Нац. стандарти України, 2015. 86 с.

38. Empfehlungen des Arbeitskreises "Numerik in der Geotechnik" – EANG. Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V. (ed.), 2014. 196 pp.

39. Герсєванов Н. М. Досвід застосування теорії пружності до визначення

допустимих навантажень на ґрунт на основі експериментальних робіт. 15-те вид. Пр. МІТ, 1930. 11 с.

40. Флорін В. А. Основи механіки ґрунтів. Санкт-Петербург : Держбудвидав, 1959. 357 с.

41. ДБН В.2.1-10-2018. Основи та фундаменти споруд. Чинний від 2019-01-01. Вид. офіц. Держ. буд. норми України, 2018. 161 с.

42. Лучковський І. Я. Взаємодія конструкцій з основою. 3-тє вид. Харків : ХДАГГ (Б-ка журн. ІТЕ), 2000. 264 с.

43. Посібник по проектуванню основ будівель та споруд. НИИОСП ім. М.Н. Герсеванов., 1986. 415 с.

44. Єгоров К. Е. Деформації основи скінченної ширини. 34-те вид. 1958. 33 с.

45. Самарін І. К. Взаємодія конструкцій гідротехнічних споруд із основою. Будвидав, 1978. 136 с.

46. Lutchkovsky I. J., Samorodov O. V. Proceedings of the XVI European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering for Infrastructure and Development. 4-те вид. Edinburgh\, 2015. 3715 с.

47. Самородов О. В. Нецентрово навантажені фундаменти з вирізами по підшві : дисертація. Дніпро, 2005. 203 с.

48. Пол П. М., Ламан Дж. А., Лінцелл Д. Г. Термічно-індуковані напруги в прогонових будівлях мостів з попередньо-напруженими балками та інтегральними опорами. Журн. Ради з транспорт. дослідж. 297 с.

49. Сехар К. Д., Рой Р. Р. Критичний огляд ідеалізації та моделювання взаємодії між системою "ґрунт-фундамент-конструкція". 80-те вид. Комп'ютер та структури. 1594 с.

50. Брінкґвер Б. Р. Вибір моделей та параметрів ґрунту для застосування в геотехнічній інженерії. 128-ме вид. 2005. 98 с.

51. Шрідханья К., Раджагопал К., Рао Л. Моделювання деградації глинистих ґрунтів при повторюваному навантаженню. Гоа : Міжнар. конф. Міжнар. асоц. з комп'ютер. методів та досягнень у геомеханіці, 2008. 882 с.

52. Дункан Дж. М., Моква Р. Л. Пасивний тиск ґрунту: теорії та випробовування. 2001. 257 с.
53. Дункан Дж. М. Роль розширених конструктивних відносин у практичному застосуванні. Нью-Делі : 12-а Міжнар. конф. з механіки ґрунтів та фундаменобудування, 1994. 48 с.
54. Огляд основних моделей складу ґрунту для геотехнічного застосування / С. Т. Кок та ін. Журн. "Геотехн. інженерія".
55. Хамід Дж. З. Секціонований аналіз нелінійної взаємодії ґрунтів. Лондон : Імп. коледж Лондона, 2000. 213 с.
56. Гріффітс Д. Чисельні дослідження взаємодії ґрунту та конструкції з використанням простої моделі інтерфейсу. 25-те вид. 162 с.
57. Виладкар М., Годбол П., Нурзаї Дж. Моделювання інтерфейсу для досліджень взаємодії ґрунту та конструкції. 1994. 779 с.
58. Ху Л., Пу Дж. Випробування та моделювання інтерфейсу "ґрунт-конструкція". 2004. 860 с.
59. Майєр М., Гаул Л. Моделювання контактних інтерфейсів з використанням сегментних елементів для елемента вібрації. 2005.
60. Вей В., Тінхао Л. Дослідження поведінки зсуву на межі розділу "ґрунт-конструкція". 2009. 130 с.
61. Елліс Е., Спрінгман С. Моделювання взаємодії ґрунту та конструкції для опори пальового мосту в аналізах плоскої деформації методом кінцевих елементів. 98 с.
62. Ролінз К. М., Коул Р. Т. Поведінка циклічного бічного навантаження на пальовий ростверк і зворотне засипання. 1153 с.
63. Oasys L. Посібник із Safe версії 19.0. Лондон : Oasys Ltd, 2009.
64. Бойко І. П. Вплив послідовності зведення суміжних секцій висотного будинку на перерозподіл зусиль у пальових фундаментах. 4-те вид. Полтава : Полтав. нац. техн. ун-т ім. Юрія Кондратюка, 2012. 60 с.
65. Носенко В. С. Основи та фундаменти: Міжвідомчий науково-технічний збірник. Вплив Жорсткості несучих конструкцій будинку зі збірного

залізобетону на напружено-деформований стан фундаментів із буроін'єкційних паль. Київ, 2020. 57 с.

66. Інженерна геологія. Механіка ґрунтів, основи і фундаменти / М. Л. Зоценко та ін. Полтава, 2003. 446 с.

67. ДБН В.2.1-10-2018. Основи та фундаменти споруд. Чинний від 2019-01-01. Вид. офіц. Держ. буд. норми України, 2018. 161 с.

68. ДБН В.2.1-10-2009 зі зміною №1 та №2. Основи та фундаменти споруд. Чинний від 2012-07-01. Вид. офіц. Нац. стандарти України, 2009. 161 с.

69. Камаєв В. С. Врахування жорстких параметрів будівель при розрахунках основ та фундаментів : дисертація. Санкт-Петербург, 2007. 20 с.

70. Маєвська І. В., Блащук Н. В., Маєвський Г. В. Основи та фундаменти: Міжвідомчий науково-технічний збірник. Оптимізація плитних фундаментів за витратами матеріалів. 37-ме вид. КНУБА, 2015.

71. Маєвська І. В., Блащук Н. В., Івасишин О. В. Збірник наукових праць. Серія: Галузеве машинобудування, будівництво. Оптимізація армування плит залежно від ступеня відповідності основи. Полтава : Полтав. нац. техн. ун-т ім. Юрія Кондратюка, 2017. 191 с.

72. Чухлатий М. С. Чисельне дослідження напружено-деформованого стану системи "будівля-фундамент-ґрунт" : дисертація. Тюмень, 2004. 107 с.

73. Камаєв В. С. Врахування жорстких параметрів будівель при розрахунках основ та фундаментів : дисертація. Санкт-Петербург, 2007. 20 с.

74. Румянцев Е. В., Володин А. М. Дослідження спільної роботи конструкції каркасного аркового проїзду зблокованого з панельною будівлею без улаштування осадового шва. Актуальні проблеми дослідження з теорії споруд: Збірник наукових статей у двох частинах. 2-ге вид. ЦНІИСК ім. В.А. Кучеренко, 2009. 283 с.

75. Безболев С. Г. Проектування та розрахунки основ та фундаментів висотних будівель у складних інженерно-геологічних умовах. Розвиток міст та геотехнічне будівництво. 11-те вид. 2007. 118 с.

76. Петраков О. О., Яркін В. В. Вплив розрахункових моделей ґрунтової

основи на напружений стан несучих конструкцій на плитних фундаментах. / Збірник наукових праць (галузеве машинобудування, будівництво). 2-ге вид. Полтава : Полтав. нац. техн. ун-т ім. Юрія Кондратюка, 2013. 278 с.

77. Малишкін А. П., Єсіпов А. В., Бараняк А. І. Сучасний підхід до проектування висотних будівель в умовах щільної міської забудови. Тюмень : Науково-техн. журн. "Вісн. МДСУ", 2008.

78. Вінклер Е. Методи розрахунку гнучких балок на деформівній основі. Прага, 1867. 385 с.

79. Проктор Г. Е. Рукопис у Ленінградському технологічному інституті. Санкт-Петербург, 1922. 143 с.

80. Вигхард К. Розрахунок балок на пружній основі. Математика і механіка. Німеччина, 1922. 521 с.

81. Цитович Н. А. Основи та фундаменти. Вища шк., 1970. 384 с.

82. Соломін В. І. Методи розрахунку та оптимальне проектування залізобетонних фундаментних конструкцій. Будвидав, 1986. 208 с.

83. Горбунов-Посадов М. І. Розрахунок конструкцій на пружній основі. Будвидав, 1984. 679 с.

84. Жемочкін Б. Н., Сініцин А. П. Практичні методи розрахунку фундаментних балок та плит на пружній основі. Будвидав, 1962. 162 с.

85. Городецкий О. С. Розрахунок та проектування конструкцій висотних будівель із монолітного залізобетону. 2009. 379 с.

86. Федоровський В. Г., Безволев С. Г. Прогноз осідання фундаментів та вибір моделі основи для розрахунку плит. 2010. 384 с.

87. Ватін Н. І. Спільний розрахунок будівлі та фундаменту в SCAD. Санкт-Петербург : Санкт-Петербурз. держ. політехн. ун-т, 2009. 6 с.

88. Клепиков С. Н. Розрахунок споруд на деформованій підставі. НДІБК, 1996. 204 с.

89. Пастернак П. Л. Основи нового методу розрахунку фундаментів на пружній основі за допомогою двох коефіцієнтів постели. Держбудвидав, 1954.

90. Нестеренко В. М., Орінгель Гай, Маєвська І. В. Моделювання ґрунтової

основи при просторовому розрахунку каркасної будівлі різними методами / Енергоефективність в галузях економіки України. Тези доповіді міжнародн. н/т конф. Вінниця : ВНТУ, 2019.

91. ДСТУ-Н. Б В. 1.1-27:2010. Будівельна кліматологія. (Захист від небезпечних геологічних процесів, шкідливих експлуатаційних впливів, від пожежі). [Чинний від 2011-11-01]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіонбуд України, 2011. 123 с.

92. ДБН В.1.2.-2:2006. Навантаження і впливи. Норми проектування. (Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів). [Чинний від 2007-01-01]. Київ: Мінбуд України, 2006. 59 с.

93. ДБН В 1.1-12:2014. Будівництво у сейсмічних районах України. [Чинний від 2014-10-01]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіон України, 2014. 110 с.

94. ДБН В.2.2-40:2018. Інклюзивність будівель і споруд. Основні положення. [Чинний від 2019-04-01]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіон України, 2018. 70 с.

95. ДБН В.2.6-31:2021. Теплова ізоляція і енергоефективність будівель. [Чинний від 2022-09-01]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіон України, 2021. 23 с.

96. ДСТУ Б В. 2.7-140:2007. Труби з поліпропілену та фасонні вироби до них для внутрішньої каналізації будинків та споруд. [Чинний від 2008-07-01]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіонбуд України, 2008. 32 с.

97. ДБН В.2.5-74:2013. Водопостачання. Зовнішні мережі та споруди. Основні положення проектування. [Чинний від 2014-01-01]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіон України, 2013. 180 с.

98. ДБН В.2.5-64:2012. Внутрішній водопровід та каналізація. Частина І. Проектування. Частина ІІ. Будівництво. [Чинний від 2013-03-01]. Вид. офіц. Київ: Мінрегіон України, 2013. 113 с.

99. Войцехівський О.В., Журавський О.Д., Байда Д.М. Розрахунок залізобетонних конструкцій з використанням спрощених діаграм деформування матеріалів: навч.посіб., Київ, 2017, 168 с.

100. ІНФОРМАЦІЙНІ ТЕХНОЛОГІЇ В ОЦІНЦІ ТЕХНІЧНИХ

ХАРАКТЕРИСТИК ЖИТЛОВИХ БУДІВЕЛЬ / В. М. Андрухов, В.О. Басістий,
Ю.О. Мартинюк, С.О. Гладкий. ОРГАНІЗАЦІЯ, УПРАВЛІННЯ ТА
ЕКОНОМІКА В БУДІВНИЦТВІ. 2023. С. 6

ДОДАТКИ

Додаток А

ПРОТОКОЛ ПЕРЕВІРКИ КВАЛІФІКАЦІЙНОЇ РОБОТИ НА НАЯВНІСТЬ ТЕКСТОВИХ ЗАПОЗИЧЕНЬ

Назва роботи: Вплив розмірів ґрунтового масиву на напружено-деформований стан споруди при використанні континуальної розрахункової схеми основи

Тип роботи: Магістерська кваліфікаційна робота
(БДР, МКР)

Підрозділ кафедра БМГА, ФБПЕІ

Керівник Маєвська І.В., доцент
(кафедра, факультет)
(прізвище, ініціали, посада)

Показники звіту подібності

Turnitin	
Оригінальність, %	84
Загальна схожість, %	16

Аналіз звіту подібності (відмітити потрібне):

- ☒ Запозичення, виявлені у роботі, оформлені коректно і не містять ознак плагіату.
- ☐ Виявлені у роботі запозичення не мають ознак плагіату, але їх надмірна кількість викликає сумніви щодо цінності роботи і відсутності самостійності її виконання автором. Роботу направити на розгляд експертної комісії кафедри.
- ☐ Виявлені у роботі запозичення є недобросовісними і мають ознаки плагіату та/або в ній містяться навмисні спотворення тексту, що вказують на спроби приховування недобросовісних запозичень.

Заявляю, що ознайомлений (-на) з повним звітом подібності, який був згенерований Системою щодо роботи (додається)

Автор [підпис]
(підпис)

Гладкий С.О.
(прізвище, ініціали)

Опис прийнятого рішення

Перевірку на плагіат проведено,
допущено до захисту

Особа, відповідальна за перевірку

[підпис]
(підпис)

Блащук Н.В.
(прізвище, ініціали)

Додаток Б

Відомість графічної частини

Ар- куш	Найменування	Приміт- ка
1	2	3
1	Тема роботи	Плакат 1
2	Мета та задачі дослідження	Плакат 2
3	Об'єкт та предмет дослідження	Плакат 3
4	Система "Грунт-Фундамент"	Плакат 4
5	Система "Грунт-Фундамент-Будівля"	Плакат 5
6	Моделювання системи "Грунт-Фундамент-Будівля"	Плакат 6
7	Система "Грунт"	Плакат 7
8	Проведення експерименту	Плакат 8
9	Аналіз розрахунків	Плакат 9
10	План поверну на відм. 0,000, +3,600, Експлікація приміщень на відм. 0,000, +3,600, Фасад 1-10, А-Д, Таблиця кольорового опорядження фасадів, Схема генерального плану .	Аркуш 1
11	План поверну на відм. +7,200, +10,800, План покрівлі на відм. +15,700, Експлікація приміщень на відм. +7,200, +10,800, Вузли А, Б, Розріз 1-1.	Аркуш 2
12	План укриття подвійного призначення на відм. -3,300, Експлікація приміщень на відм. -3,300, Розріз 1-1, 2-2.	Аркуш 3
13	Нижнє основне та додаткове армування по осі Х, У вздовж буквенних та цифрових осей на відм. -1,380, Верхнє основне та додаткове армування по осі Х, У вздовж буквенних та цифрових осей на відм. -1,380, План розташування технологічної арматури перекриття відм. -1,380, Опалубочне креслення відм. -1,380, Специфікація плити перекриття, Відомість витрат сталі, Відомість деталей, Розріз 1-1, Організація робочого місця при бетонуванні.	Аркуш 4
14	Висновки	Плакат 10

Додаток В

Будівельні Технології: Кошторис 8.3 Онлайн

Додаток 1
до Настанови (пункт 3.11)

(найменування об'єкта будівництва)

Таблиця 14 - Локальний кошторисний розрахунок на будівельні роботи № 09-001-001

на Варіант 1. фундамент плити
(найменування робіт та витрат, найменування будівлі, споруди, лінійного об'єкта інженерно-транспортної інфраструктури)

ОСНОВА: креслення(специфікації)№	Кошторисна вартість	2116.342 тис. грн.
	Кошторисна трудомісткість	1.04443 тис. люд.-год
	Кошторисна заробітна плата	78.335 тис. грн.
	Середній розряд робіт	3.3 розряд

Складений в поточних цінах станом на 2024 р.

№ Ч.ч.	Обґрунтування (шифр норми)	Найменування робіт і витрат	Одиниця виміру	Кількість	Вартість одиниці, грн.		Загальна вартість, грн.			Витрати труда робітників, люд.год. не зайнятих обслугову- ванням машин	
					Всього	експлуа- тації машин	Всього	заробітн ої плати	експлуа- тації машин	тих, що обслуговують машини	
										заробітн ої плати	в тому числі заробітн ої плати
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10		

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	КБ6-1-16	Улаштування фундаментних плит залізобетонних плоских	100м3 бетону, бутобетону і залізобетону в ділі	3.3053	321062.63	8489.25	1061208	56470	28060	249.4100	824.37
					17084.59	2709.27			8955	32.7235	108.16
2	C147-4-10	Стрижнева арматура А-III, діаметр 10 мм	100кг	21.9793	3376.90		74222				
3	C147-4-12	Стрижнева арматура А-III, діаметр 12 мм	100кг	15.6933	3359.58		52723				
4	C147-4-14	Стрижнева арматура А-III, діаметр 14 мм	100кг	237.9687	3359.58		799475				
5	C147-4-16	Стрижнева арматура А-III, діаметр 16 мм	100кг	26.9548	3359.58		90557				
Разом прямих витрат по кошторису							2078185	56470	28060		824.37
									8955		108.16
Разом прямі витрати						грн.	2078185				
в тому числі:											
вартість матеріалів, виробів і комплектів						грн.	1993655				
вартість ЕММ						грн.	28060				
в т.ч. заробітна плата в ЕММ						грн.		8955			
заробітна плата робітників						грн.		56470			
всього заробітна плата						грн.		65425			
Загальновиробничі витрати						грн.	38157				

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
		трудомісткість в загальновиробничих витратах				люд-г					111.90
		заробітна плата в загальновиробничих витратах				грн.		12910			
		Всього по кошторису				грн.	2116342				
		Кошторисна трудомісткість				люд-г					1044.43
		Кошторисна заробітна плата				грн.		78335			

Керівник
проектної
організації

[посада, підпис (ініціали, прізвище)]

Склав

[посада, підпис (ініціали, прізвище)]

Прийняв

[посада, підпис (ініціали, прізвище)]

(найменування об'єкта будівництва)

Таблиця 15 -Локальний кошторисний розрахунок на будівельні роботи № 09-001-002

на Варіант 3 фундаментної плити
(найменування робіт та витрат, найменування будівлі, споруди, лінійного об'єкта інженерно-транспортної інфраструктури)

ОСНОВА: креслення(специфікації)№	Кошторисна вартість	2012.774 тис. грн.
	Кошторисна трудомісткість	1.04443 тис. люд.-год
	Кошторисна заробітна плата	78.335 тис. грн.
	Середній розряд робіт	3.3 розряд

Складений в поточних цінах станом на 2024 р.

№ Ч.ч.	Обґрунтування (шифр норми)	Найменування робіт і витрат	Одиниця виміру	Кількість	Вартість одиниці, грн.		Загальна вартість, грн.			Витрати труда робітників, люд.год. не зайнятих обслуговуванням машин	
					Всього	експлуатації машин	Всього	заробітної плати	експлуатації машин	тих, що обслуговують машини	
										заробітної плати	в тому числі заробітної плати
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	C147-4-10	Стрижнева арматура А-III, діаметр 10 мм	100кг	21.0113	3376.90		70953				
2	КБ6-1-16	Улаштування фундаментних плит залізобетонних плоских	100м3 бетону, бутобето ну і залізобет ону в ділі	3.3053	321062.63	8489.25	1061208	56470	28060	249.4100	824.37
					17084.59	2709.27			8955	32.7235	108.16
3	C147-4-12	Стрижнева арматура А-III, діаметр 12 мм	100кг	14.9912	3359.58		50364				
4	C147-4-14	Стрижнева арматура А-III, діаметр 14 мм	100кг	211.7588	3359.58		711421				
5	C147-4-16	Стрижнева арматура А-III, діаметр 16 мм	100кг	24.0123	3359.58		80671				
Разом прямих витрат по кошторису							1974617	56470	28060		824.37
									8955		108.16
Разом прямі витрати						грн.	1974617				
в тому числі:											
вартість матеріалів, виробів і комплектів						грн.	1890087				
вартість ЕММ						грн.	28060				
в т.ч. заробітна плата в ЕММ						грн.		8955			
заробітна плата робітників						грн.		56470			
всього заробітна плата						грн.		65425			
Загальновиробничі витрати						грн.	38157				

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
		трудомісткість в загальновиробничих витратах				люд-г					111.90
		заробітна плата в загальновиробничих витратах				грн.		12910			
		Всього по кошторису				грн.	2012774				
		Кошторисна трудомісткість				люд-г					1044.43
		Кошторисна заробітна плата				грн.		78335			

Керівник
проектної
організації

[посада, підпис (ініціали, прізвище)]

Склав

[посада, підпис (ініціали, прізвище)]

Прийняв

[посада, підпис (ініціали, прізвище)]

(найменування об'єкта будівництва)

Таблиця 16 -Локальний кошторисний розрахунок на будівельні роботи № 09-001-002

Варіант2. фундамент плити

ОСНОВА: креслення(специфікації)№	Кошторисна вартість	2161.888 тис. грн.
	Кошторисна трудомісткість	1.04443 тис. люд.-год
	Кошторисна заробітна плата	78.335 тис. грн.
	Середній розряд робіт	3.3 розряд

Складений в поточних цінах станом на 2024 р.

№ Ч.ч.	Обґрунтування (шифр норми)	Найменування робіт і витрат	Одиниця виміру	Кількість	Вартість одиниці, грн.		Загальна вартість, грн.			Витрати труда робітників, люд.год. не зайнятих обслугову- ванням машин	
					Всього	експлуа- тації машин	Всього	заробітн ої плати	експлуа- тації машин		
										заробітн ої плати	в тому числі заробітн ої плати
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	КБ6-1-16	Улаштування фундаментних плит залізобетонних плоских	100м3 бетону, бутобетону і залізобетону в ділі	3.3053	321062.63	8489.25	1061208	56470	28060	249.4100	824.37
					17084.59	2709.27			8955	32.7235	108.16
2	C147-4-10	Стрижнева арматура А-III, діаметр 10 мм	100кг	22.9985	3376.90		77664				
3	C147-4-12	Стрижнева арматура А-III, діаметр 12 мм	100кг	16.7213	3359.58		56177				
4	C147-4-14	Стрижнева арматура А-III, діаметр 14 мм	100кг	248.4592	3359.58		834719				
5	C147-4-16	Стрижнева арматура А-III, діаметр 16 мм	100кг	27.9687	3359.58		93963				
		Разом прямих витрат по кошторису					2123731	56470	28060		824.37
									8955		108.16
		Разом прямі витрати				грн.	2123731				
		в тому числі:									
		вартість матеріалів, виробів і комплектів				грн.	2039201				
		вартість ЕММ				грн.	28060				
		в т.ч. заробітна плата в ЕММ				грн.		8955			
		заробітна плата робітників				грн.		56470			
		всього заробітна плата				грн.		65425			
		Загальновиробничі витрати				грн.	38157				

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
		трудомісткість в загальновиробничих витратах				люд-г					111.90
		заробітна плата в загальновиробничих витратах				грн.		12910			
		Всього по кошторису				грн.	2161888				
		Кошторисна трудомісткість				люд-г					1044.43
		Кошторисна заробітна плата				грн.		78335			

Керівник
проектної
організації

[посада, підпис (ініціали, прізвище)]

Склав

[посада, підпис (ініціали, прізвище)]

Прийняв

[посада, підпис (ініціали, прізвище)]



Мета дослідження

Метою дослідження є вивчення впливу розмірів ґрунтового масиву на напружено-деформований стан (НДС) споруд із застосуванням континуальної розрахункової схеми основи. Дослідження спрямоване на вдосконалення методик прогнозування деформацій та напружень в основі будівель, що дозволить підвищити точність розрахунків, забезпечити надійність і стійкість споруд, а також оптимізувати проектування та зменшити економічні витрати на будівництво.

Задачі дослідження

1. Проаналізувати сучасні методи розрахунку напружено-деформованого стану споруд на основі континуальних моделей, зокрема у взаємодії з ґрунтовим масивом.
2. Вивчити вплив різних геометричних параметрів ґрунтового масиву на розподіл напружень і деформацій у фундаменті та конструкціях споруди.
3. Дослідити поведінку ґрунтового масиву в умовах навантаження від споруди та визначити ключові фактори, що впливають на зміну напружено-деформованого стану.
4. Розробити модель, яка враховує вплив розмірів ґрунтового масиву на НДС споруди при застосуванні континуальної розрахункової схеми основи.
5. Провести чисельні експерименти для дослідження впливу різних варіантів розмірів ґрунтового масиву на НДС споруди за допомогою відповідних програмних комплексів.



Об'єкт дослідження

Об'єкт дослідження є напружено-деформований стан (НДС), що виникає в процесі взаємодії споруди з ґрунтовим масивом, зокрема в умовах, коли використовується континуальна розрахункова схема фундаментів.

Предмет дослідження

Предметом дослідження є вплив розмірів ґрунтового масиву на напружено-деформований стан споруди при використанні континуальної розрахункової схеми основи.

Система "Грунт-Фундамент"

Система "грунт-фундамент" – це складна інженерно-геотехнічна модель, де фундамент взаємодіє з навколишнім ґрунтом, перерозподіляючи навантаження від надземної конструкції на основу. У цій системі враховуються механічні, фізичні та геометричні властивості матеріалів, а також різні типи навантажень.

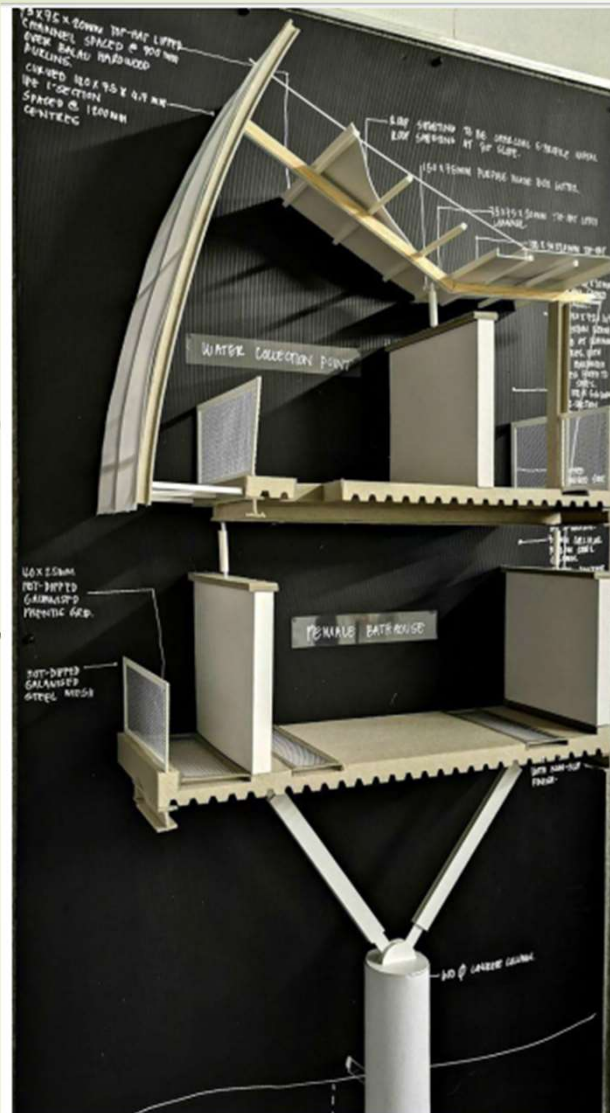
Для чисельного моделювання зазвичай використовують дві системи у вигляді «грунт-фундамент» та «грунт-фундамент-будівля». Вони є взаємопов'язаними, проте у першій не враховується взаємний вплив фундаменту та будівлі.

Система «грунт-фундамент»:

- Дана система орієнтована на вивчення та розрахунок фундаменту, який сприймає будівлю лише як навантаження;
- Основна задача – вибір типу фундаменту, його розмірів і конструкції.

Система «грунт-фундамент-будівля»:

- Охоплює усі аспекти співпраці ґрунту, фундаменту та будівлі;
- Окрім фундаментів також враховується вплив жорсткості конструкції будівлі;
- Система враховує взаємодію усіх елементів та забезпечує максимальну стабільність всіх структур.

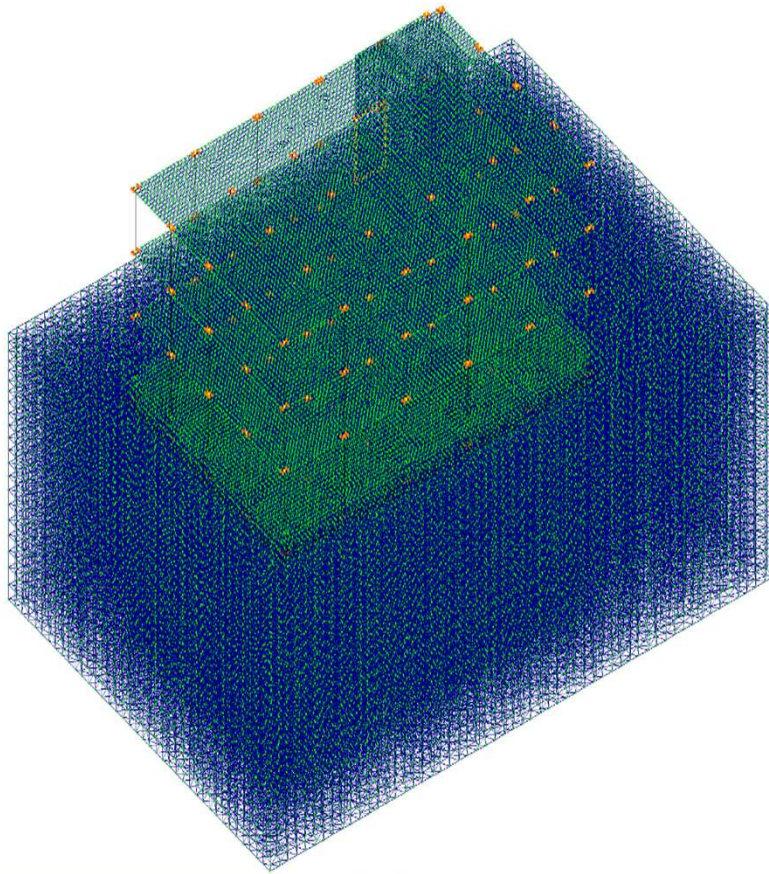


Система “Ґрунт-Фундамент-Будівля”

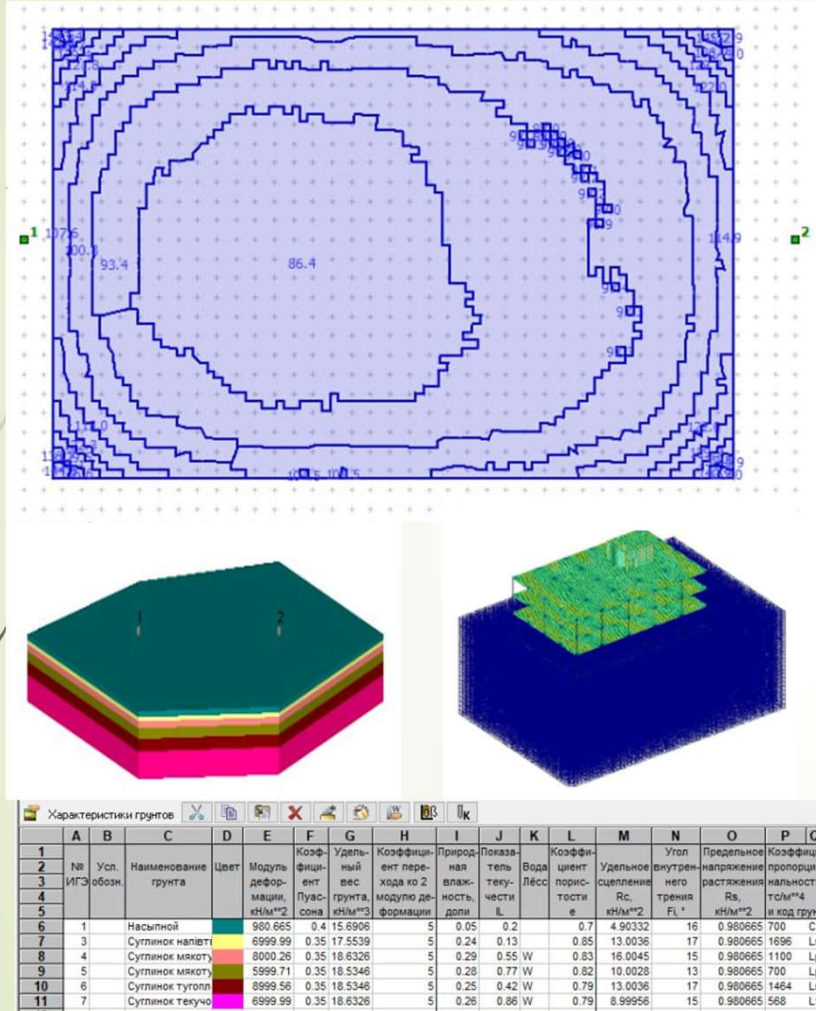
Система «ґрунт-фундамент-будівля», як і решта методів та підходів у розрахунках, має свої певні переваги та недоліки.

Переваги включають у себе: надійність та ефективність (ефективна робота ґрунту і фундаменту, врахування ґрунтових умов), економічність (відсутня перевитрата матеріалу, так як матеріал підібраний максимально точно по міцності та кількості).

Недоліки: складність розрахунку (вимагає великої кількості даних та відповідних навичок інженера конструктора), витрата часу (для проведення досліджень, створення відповідної числової моделі та розрахунків вимагає досить багато часу), пряма залежність від геологічних умов (будь-яка неточність у моделюванні чи дослідженнях може викликати тяжкі наслідки у майбутньому), прогнозування та моніторинг (ґрунтові умови змінні у часі та необхідно їх враховувати та відстежувати для подальшої підтримки несучої здатності фундаменту та основи).



Моделювання системи "Ґрунт-Фундамент-Будівля"



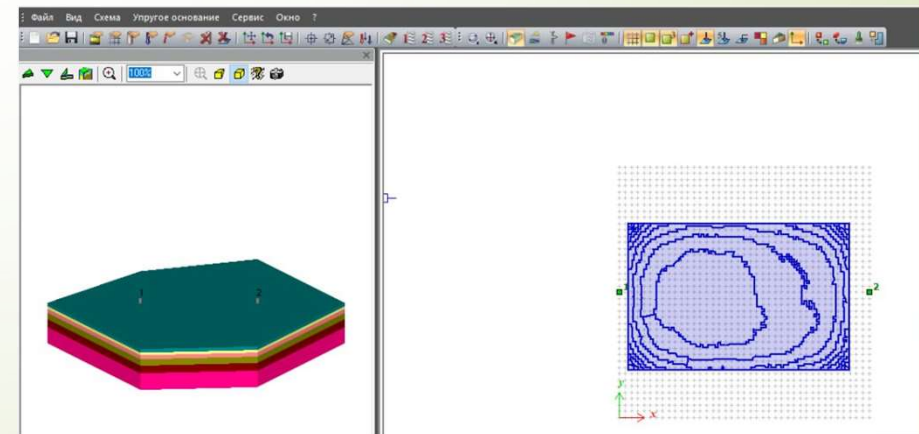
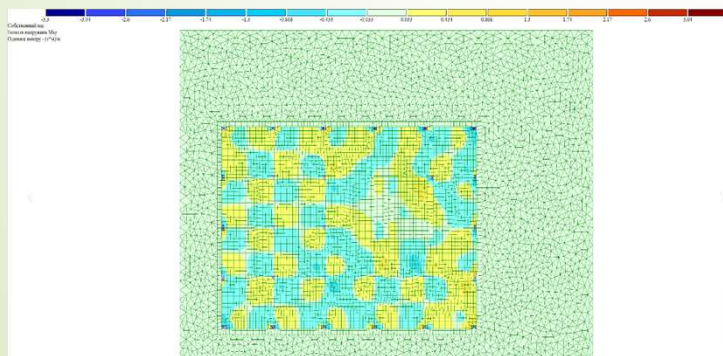
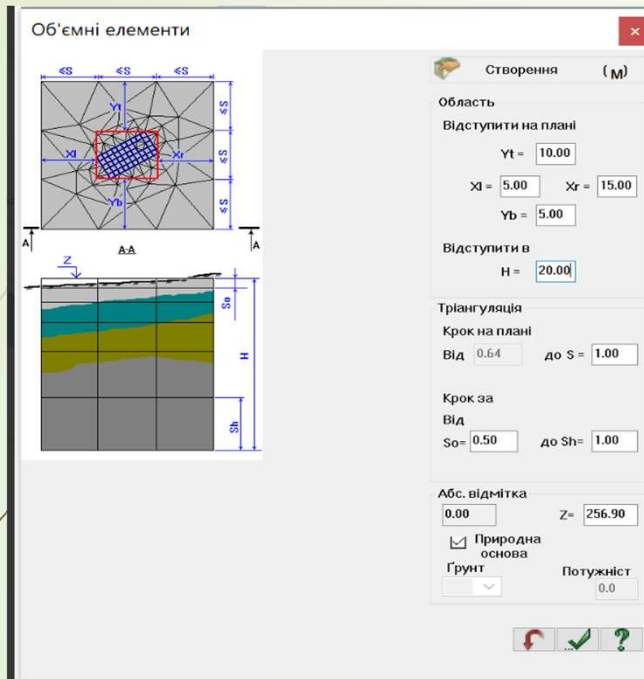
Завдяки сучасному програмному забезпеченню чисельне моделювання та розрахунок даних систем в рази спрощується. До того ж, існує ряд комплексів, що дозволяють нам виконувати розрахунки будівель та споруд із будь-яким рівнем дискретизації, що дозволяє досить точно оцінити роботу того чи іншого елемента конструкції, а також розглянути комплексну роботу усієї системи.

- Під час моделювання та чисельних розрахунків системи "ґрунт-фундамент-будівля" у потужних розрахункових комплексах, таких як SOFiSTiK, ABAQUS, Plaxis, SCAD, Ліра тощо, зазвичай використовується модель ґрунтової основи у вигляді шару скінченної ширини, в якій задаються закономірності деформації ґрунту під навантаженнями, включаючи часові аспекти. Добре відомо, що для отримання надійних і достовірних результатів розрахунків стану напружень і деформацій конструкцій фундаментів в системі "ґрунт-фундамент-будівля" необхідно обрати модель ґрунтової основи з відповідними параметрами, яка відображає реальні розподільчі здатності та деформаційні характеристики фундаментів споруд.

Система “Грунт”

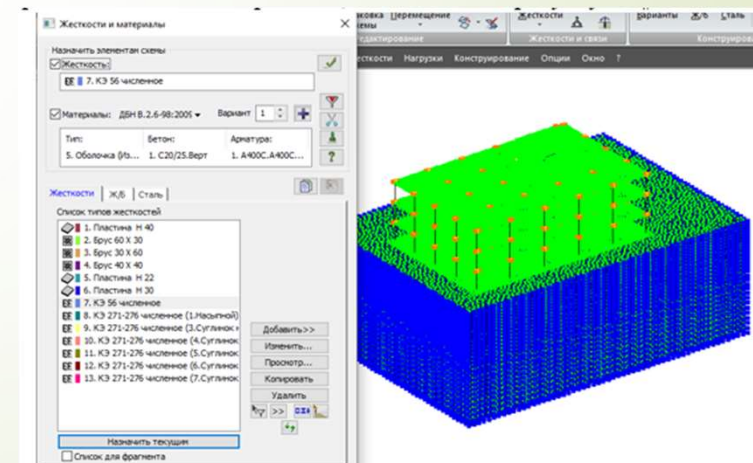
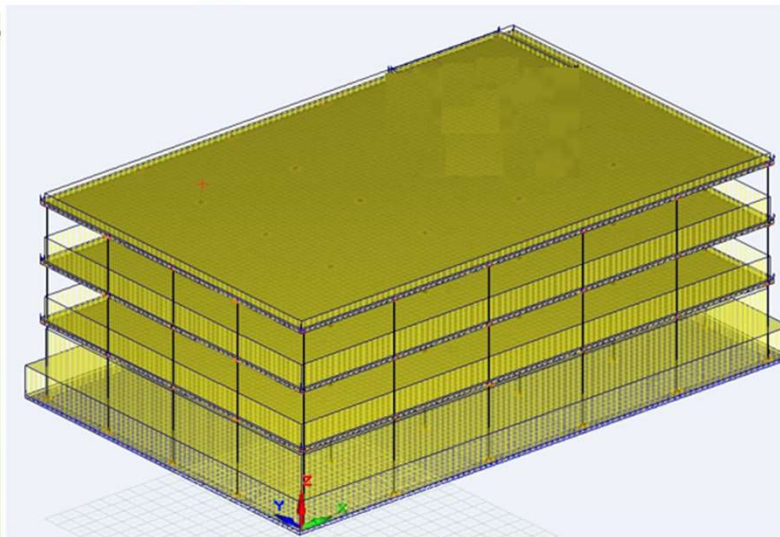
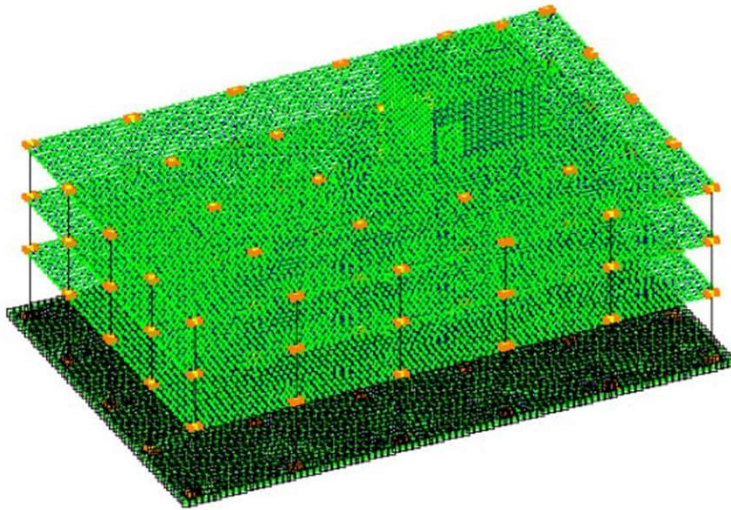
Ця система розроблена для створення моделі ґрунту, враховуючи інженерно-геологічні умови та визначення коефіцієнтів постелі С1 та С2 ґрунтової основи. Обчислення здійснюються на основі програмно-будівельної моделі ґрунту, для чого вводяться дані про свердловини, їх розташування та характеристики шарів ґрунту (ІГЕ). Моделювання ґрунту між свердловинами виконується згідно з установленними правилами і використанням інтерполяції між шарами.

- Для уникнення геометричної змінності в площині ХОУ, на фундаментну плиту накладаються додаткові граничні умови за допомогою одновузлових КЕ 56. Ці елементи розміщуються в вузлах фундаментної плити.



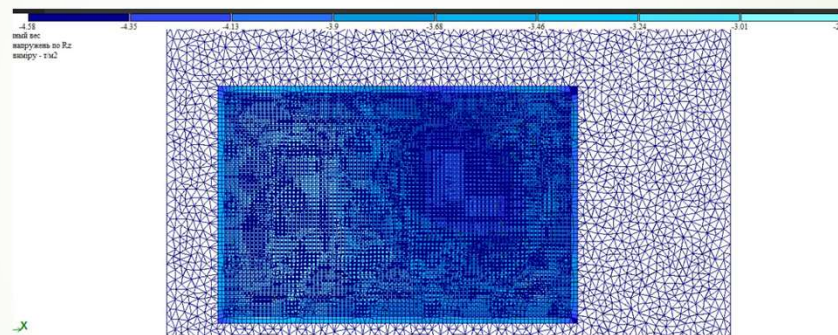
Проведення експерименту

1. Розробка моделі та застосування навантаження. Початково було виконано розрахунок повної будівельної моделі для визначення сукупного навантаження на фундамент, врахування осідання будівлі та аналіз напружень, що виникають у фундаментній плиті.
2. Для оцінки впливу на напружено-деформований стан, ґрунтову основу поступово збільшували.
3. Після розрахунку декількох моделей здійснювався аналіз результатів



Аналіз розрахунків

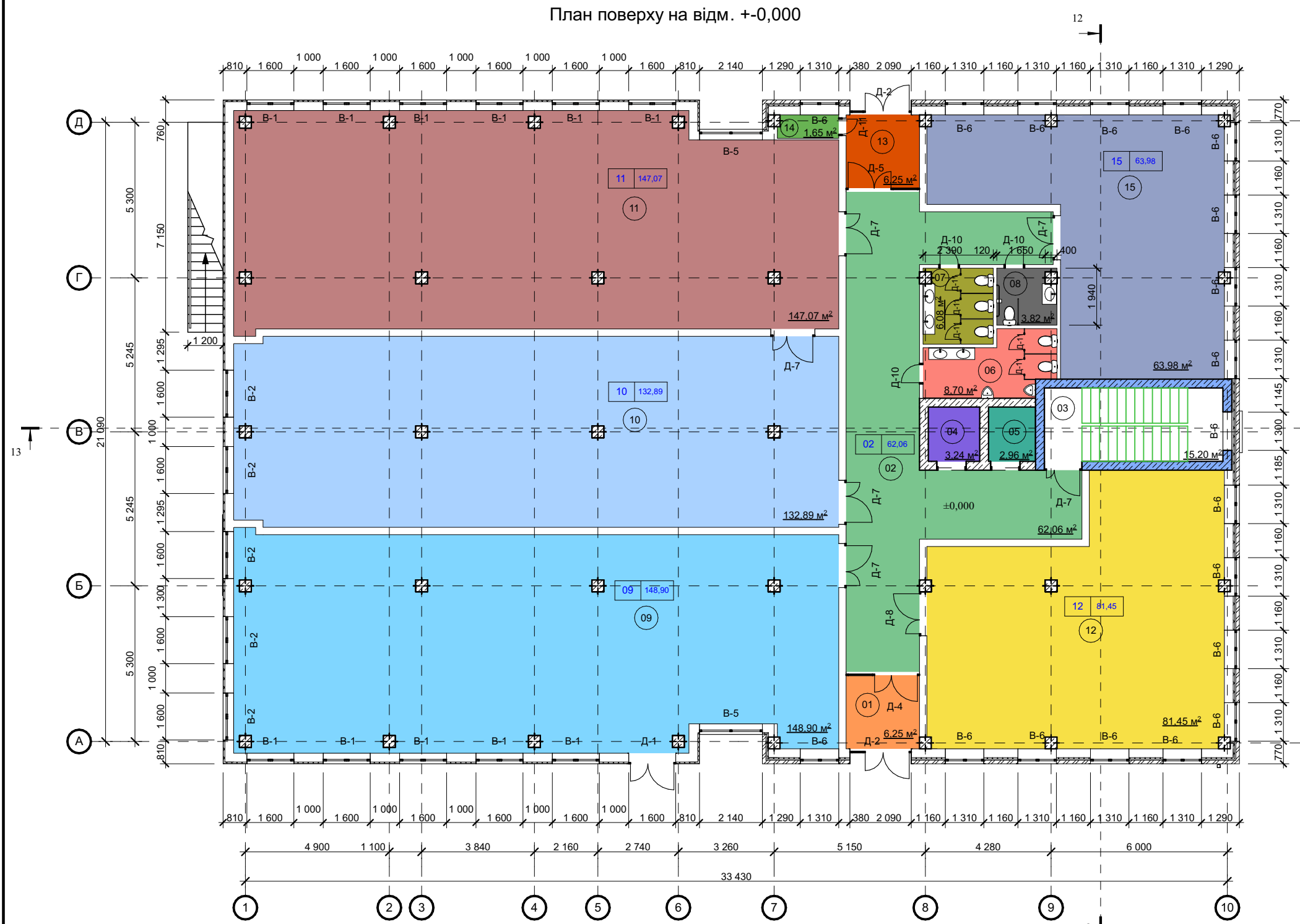
Товщина ґрунтової основи, м	Максимальні моменти зусилля, $M_{\max, x}$, кН*м	Максимальні моменти зусилля, $M_{\max, y}$, кН*м
15	2627	2794
17	2110	1850
20	1915	1419



1. Розробка моделі та застосування навантаження. Початково було виконано розрахунок повної будівельної моделі для визначення сукупного навантаження на фундамент, врахування осідання будівлі та аналіз напружень, що виникають у фундаментній плиті.
2. Для оцінки впливу на напружено-деформований стан, ґрунтову основу поступово збільшували.
3. Після розрахунку декількох моделей здійснювався аналіз результатів

Висновки

1. Вплив розмірів ґрунтового масиву: Збільшення розмірів ґрунтового масиву позитивно впливає на точність прогнозування напружено-деформованого стану (НДС) споруди, забезпечуючи більш рівномірний розподіл навантаження.
2. Ефективність континуальної розрахункової схеми: Використання континуальної розрахункової схеми основи дозволяє більш точно врахувати взаємодію ґрунту і фундаменту, що знижує ймовірність помилок у проектуванні фундаментів.
3. Оптимізація проектування: Результати дослідження допомагають оптимізувати проектування фундаментів і споруд загалом, зменшуючи витрати на будівництво без втрати надійності.
4. Чисельні експерименти: Використання сучасних програмних комплексів, таких як Ліра, довело ефективність чисельного моделювання у визначенні НДС системи "ґрунт-фундамент-будівля".
5. Практичне застосування: Отримані результати можуть бути використані в практичному проектуванні для підвищення надійності фундаментів у різних геотехнічних умовах.

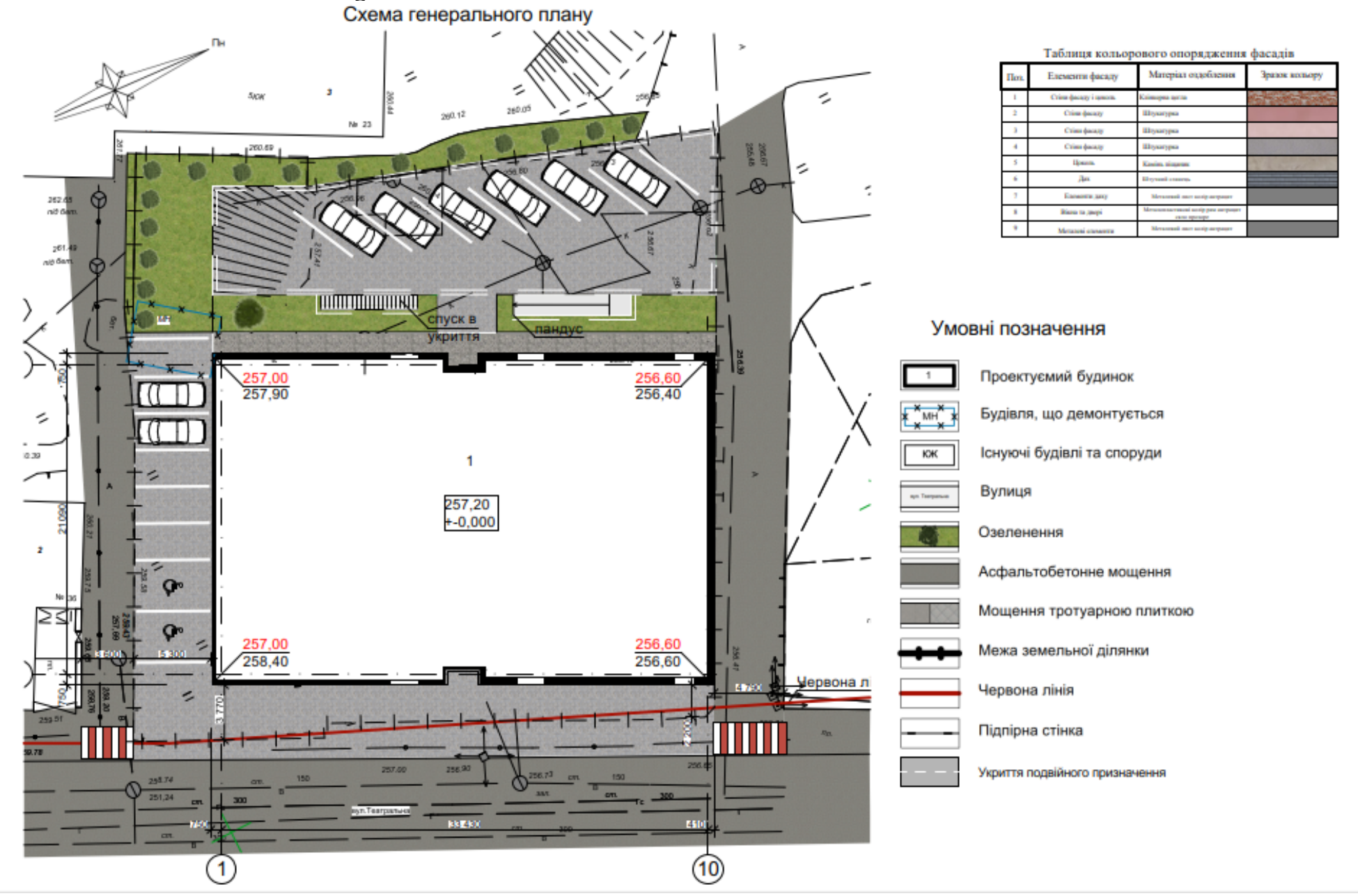
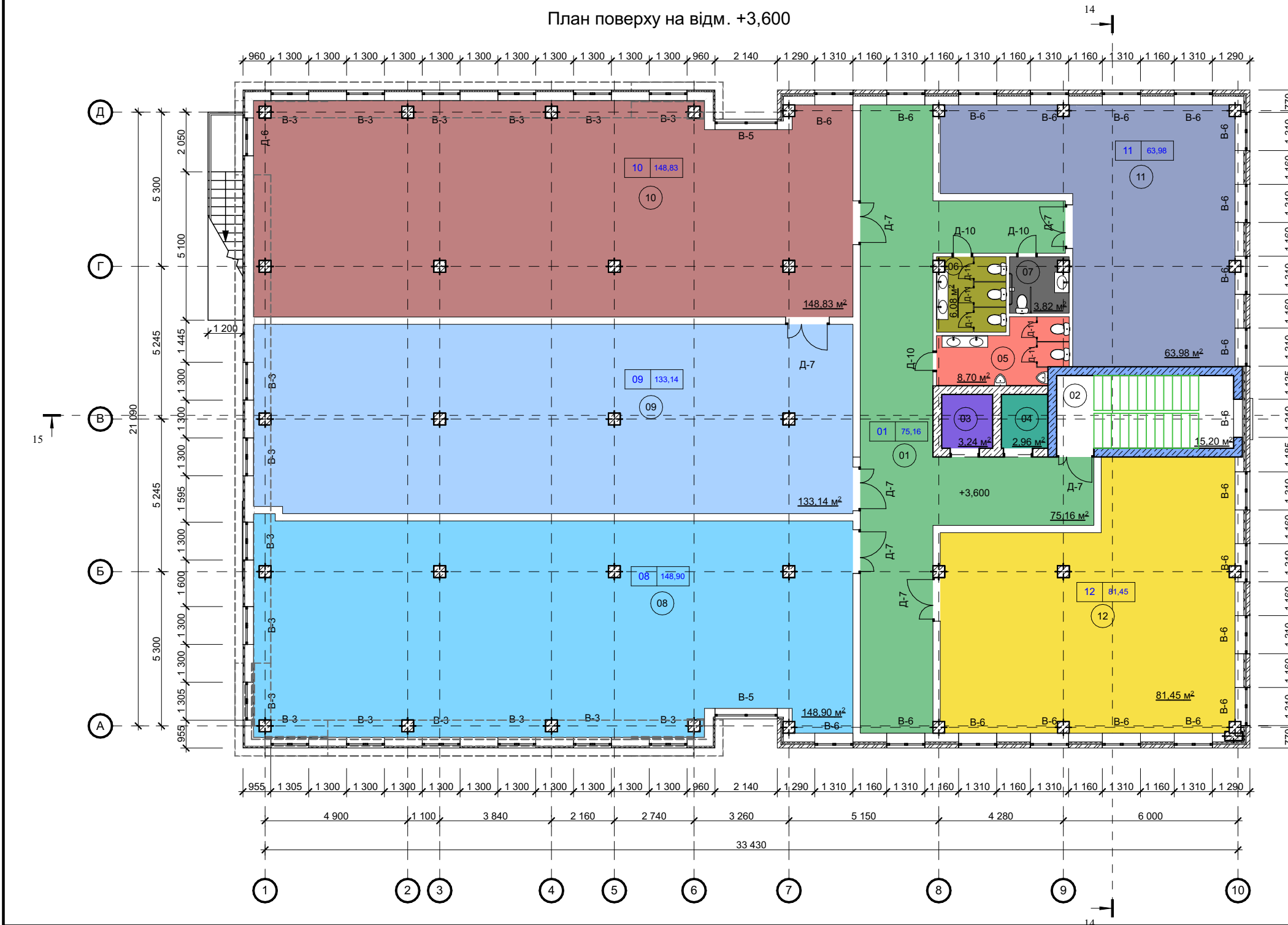


Експлікація приміщень першого поверху на відм. +0,000

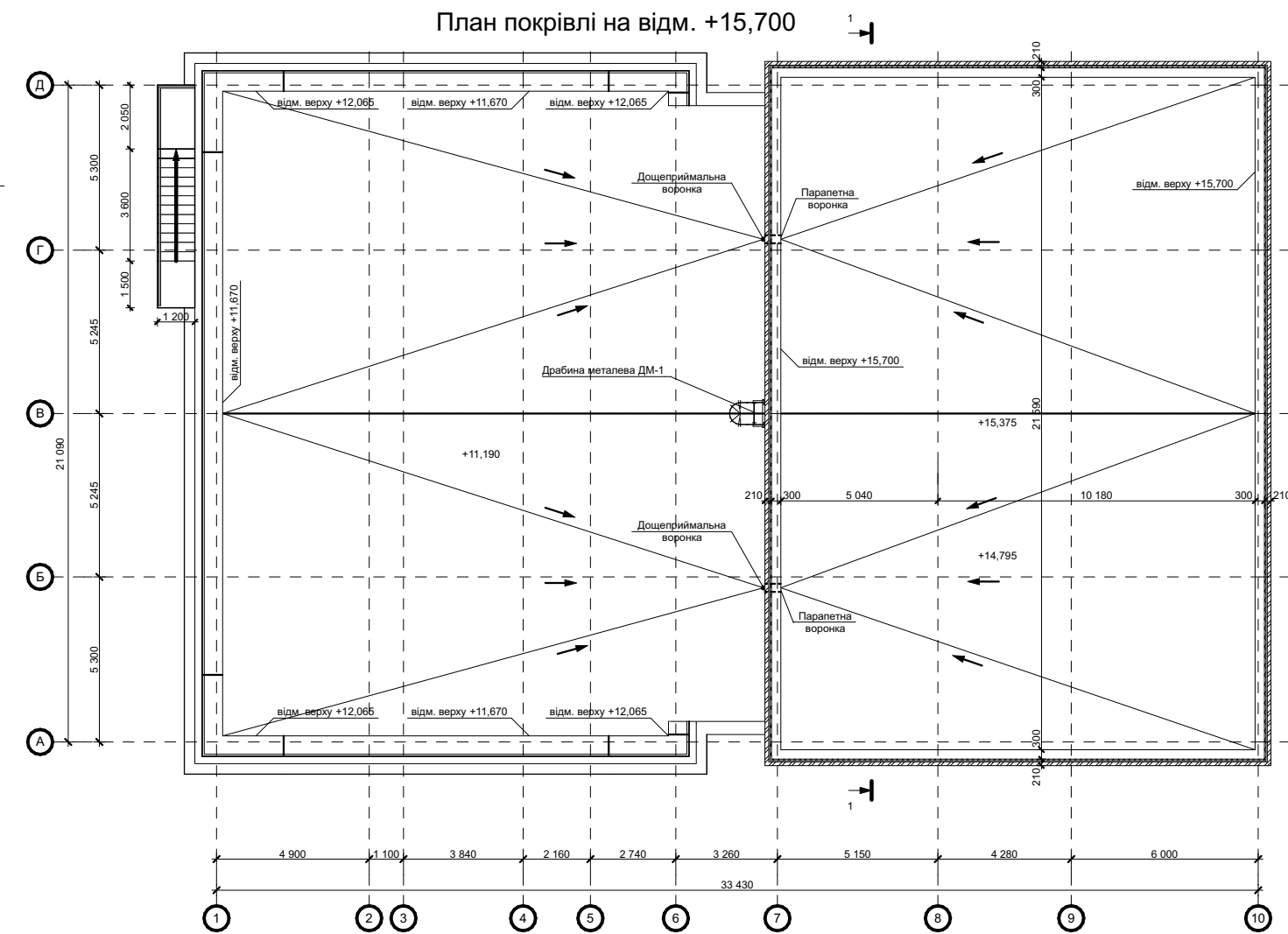
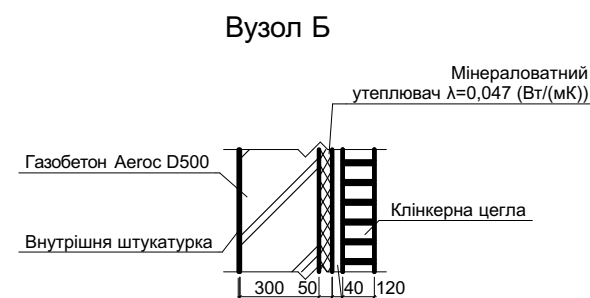
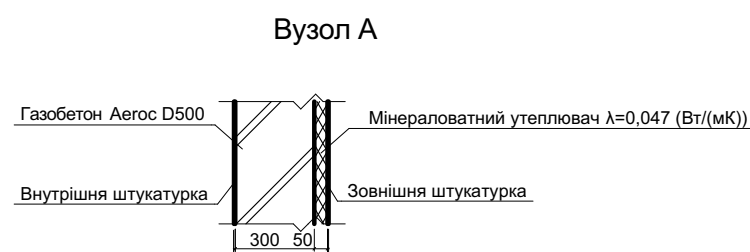
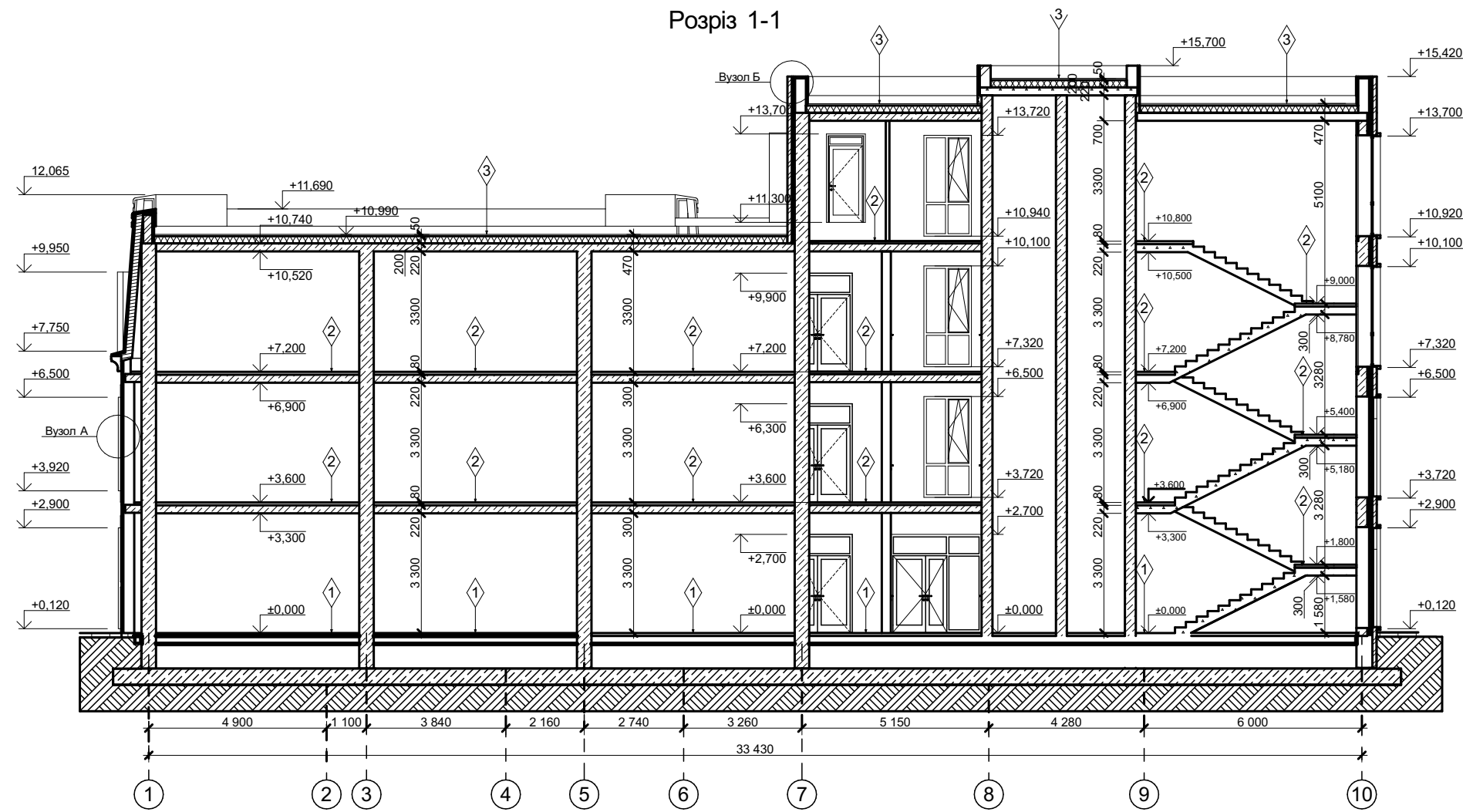
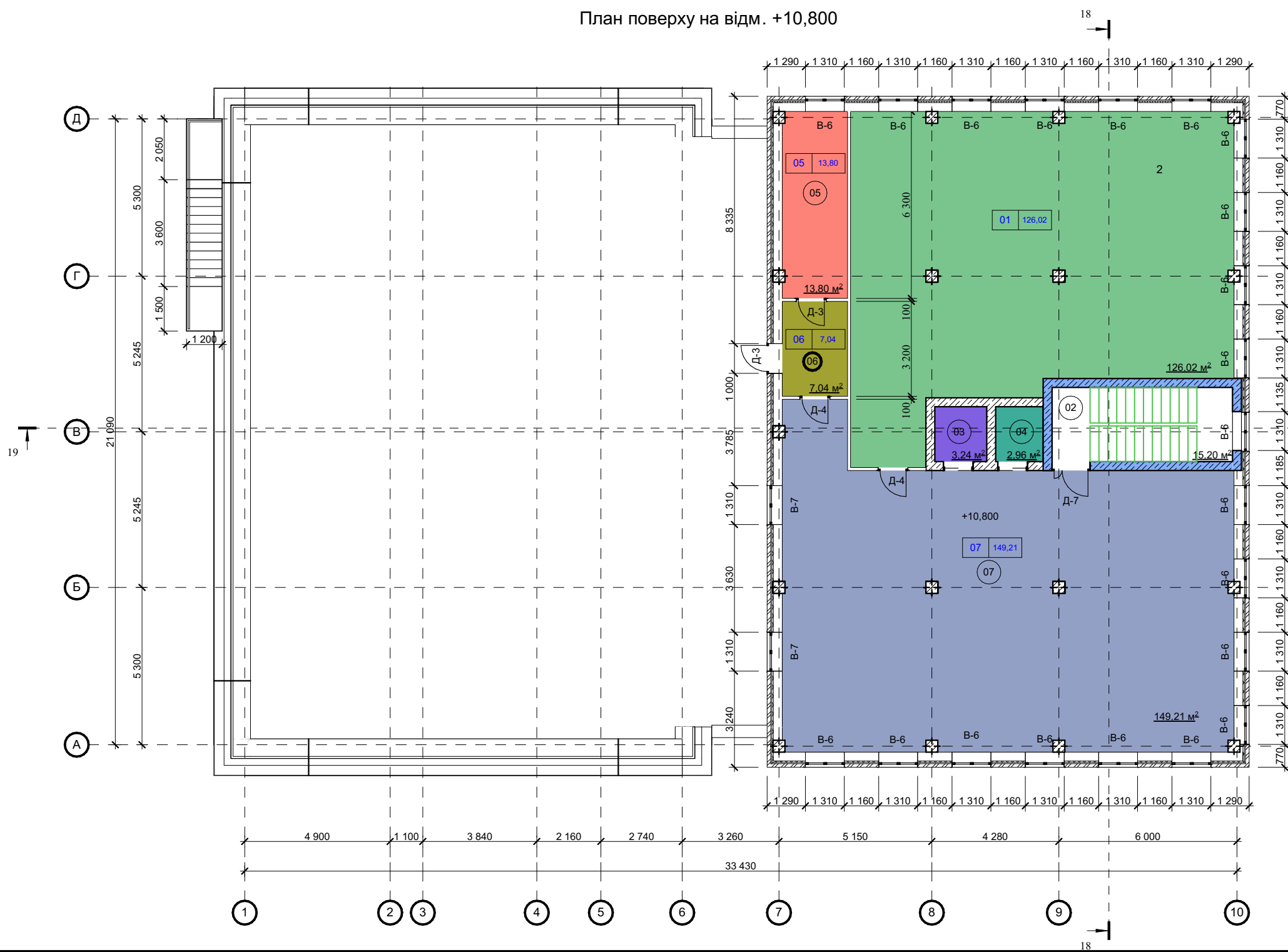
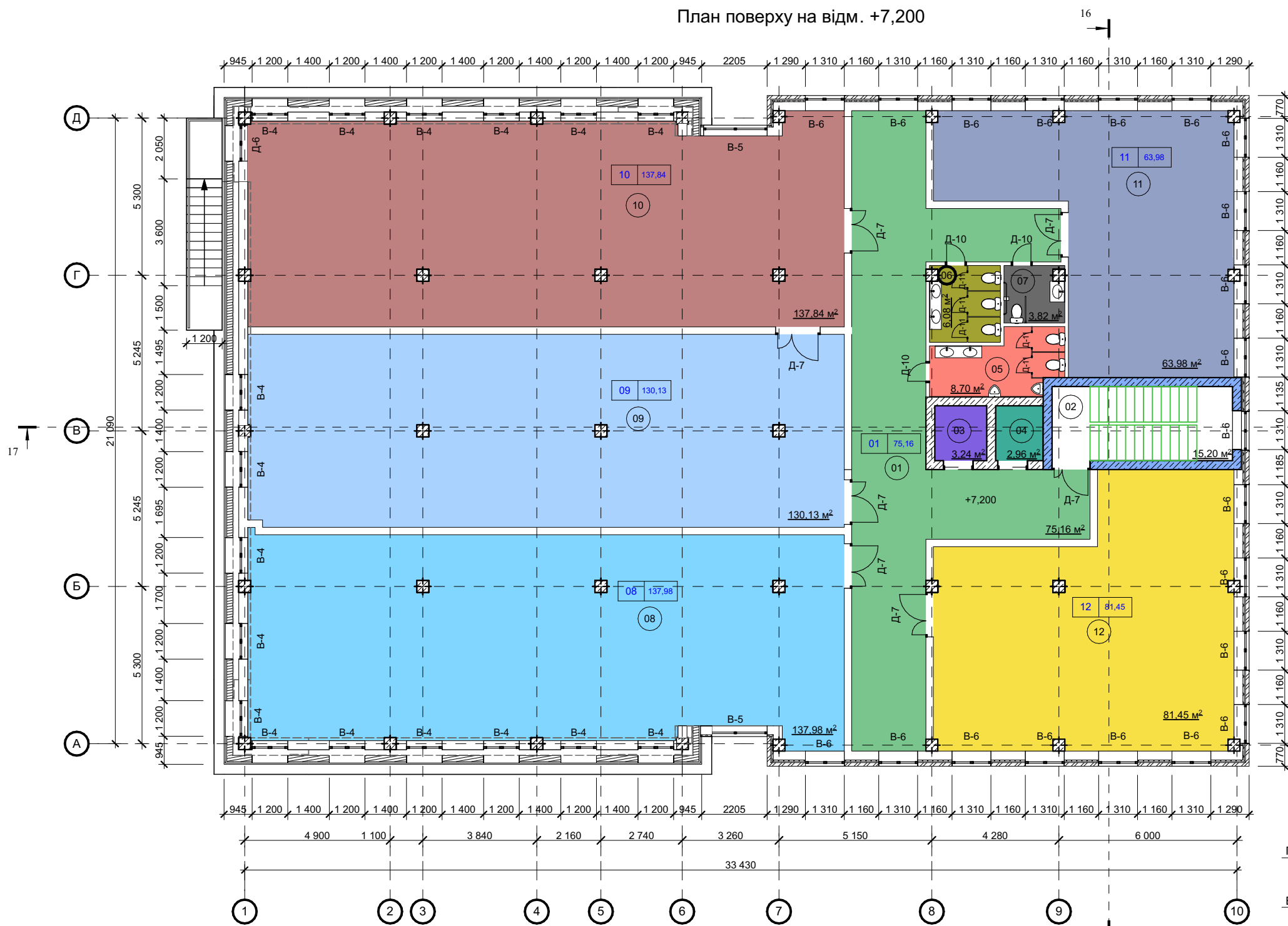
Номер приміщення	Найменування	Площа, м²	Кат. приміщення
01	Тамбур	6,25	Д
02	Коридор	62,06	Д
03	Сходові клітки	15,20	Д
04	Ліфтова шахта	3,24	Д
05	Ліфтова шахта	2,96	Д
06	Туалет чол.	8,70	Д
07	Туалет жін.	6,08	Д
08	Інк. туалет	3,82	Д
09	Офісне приміщення	148,90	Д
10	Зала для нарад та зборів	132,89	Д
11	Офісне приміщення	147,07	Д
12	Кімната відпочинку та прийому іжі	81,45	Д
13	Тамбур	6,25	Д
14	Приміщення	1,65	Д
15	Офісне приміщення	63,98	Д
Загальна площа (всі приміщення)		690,50	

Експлікація приміщень другого поверху на відм. +3,600

Номер приміщення	Найменування	Площа, м²	Кат. приміщення
01	Коридор	75,16	Д
02	Сходові клітки	15,20	Д
03	Ліфтова шахта	3,24	Д
04	Ліфтова шахта	2,96	Д
05	Туалет чол.	8,70	Д
06	Туалет жін.	6,08	Д
07	Інк. туалет	3,82	Д
08	Офісне приміщення	148,90	Д
09	Зала для нарад та зборів	133,14	Д
10	Офісне приміщення	148,83	Д
11	Офісне приміщення	63,98	Д
12	Офісне приміщення	81,45	Д
Загальна площа (всі приміщення)		691,46	



						08-11.МКР.004-АБ		
						Нове будівництво торгівельно-офісного центру по вул. Театральній у м. Вінниця		
Зм.	Юрид.	Лист	№ док.	Підпис	Дата	Вплив розміру ґрунтового масиву на напружено-деформований стан споруди при використанні континуальної розрахункової схеми осадки	Стадія	Аркуш
Розробив	Гладкий С.О.				12.24		П	1
Перевірив	Маєвська І.В.				12.24	План поверху на відм. +0,000, +3,600. Експлікація приміщень поверху на відм. +0,000, +3,600. Фасад 1-10, А-Д. Таблиця опрацювання фасадів. Схема генерального плану	1	4
Керівник	Маєвська І.В.				12.24			
Н. контроль	Маєвська І.В.				12.24	План поверху на відм. +0,000, +3,600. Експлікація приміщень поверху на відм. +0,000, +3,600. Фасад 1-10, А-Д. Таблиця опрацювання фасадів. Схема генерального плану		
ОпONENT	Слободян Н.М.				12.24			
Затвердив	Швець В.В.				12.24			ВНТУ, Б-23М

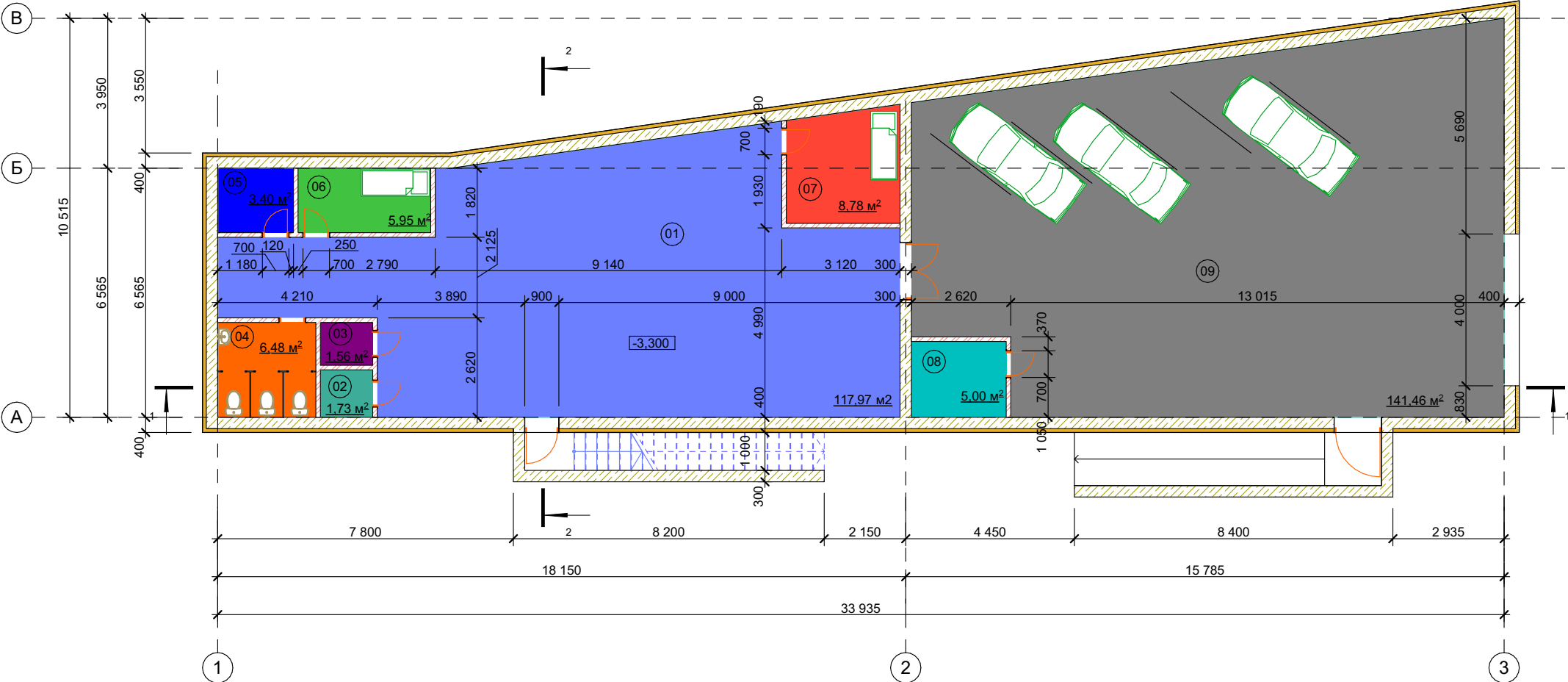


Експлікація приміщень третього поверху на відм. +7,200				
Номер приміщення	Найменування	Площа, м²	Кат. приміщення	
01	Коридор	75,16	Д	
02	Сходова клітка	15,20	Д	
03	Ліфтова шахта	3,24	Д	
04	Ліфтова шатха	2,96	Д	
05	Туалет чол.	8,70	Д	
06	Туалет жі.н.	6,08	Д	
07	Інк. туалет	3,82	Д	
08	Офісне приміщення	137,98	Д	
09	Зала для нарад та зборів	130,13	Д	
10	Офісне приміщення	137,84	Д	
11	Офісне приміщення	63,98	Д	
12	Офісне приміщення	81,45	Д	
Загальна площа (всі приміщення)		666,54		

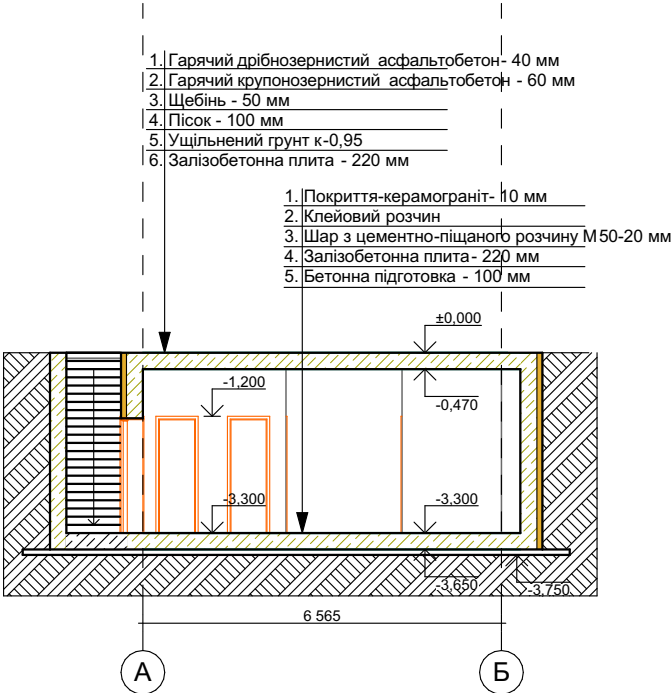
Експлікація приміщень технічного поверху на відм. +10,800				
Номер приміщення	Найменування	Площа, м²	Кат. приміщення	
01	Технічне приміщення	126,02	Д	
02	Сходова клітка	15,20	Д	
03	Ліфтова шахта	3,24	Д	
04	Ліфтова шатха	2,96	Д	
05	Теплогенераторна	13,80	Г	
06	Тамбур	7,04	Д	
07	Технічне приміщення	149,21	Д	
Загальна площа (всі приміщення)		317,47		

08-11.МКР.004-АБ				
Нове будівництво торгівельно-офісного центру по вул. Театральній у м. Вінниця				
Зм.	Копія	Лист	Модок	Підпис
Розробив	Гладкий С.О.	12.24		
Перевірив	Маєвська І.В.	12.24		
Керівник	Маєвська І.В.	12.24		
Н.контроль	Маєвська І.В.	12.24		
ОпONENT	Слободян Н.М.	12.24		
Затвердив	Швець В.В.	12.24		
План поверху на відм. +7,200, +10,800, Експлікація приміщень поверху на відм. +7,200, +10,800, Розріз 1-1, План покрівлі на відм. +15,700, Вузол А, Б				Стадія
				Аркуш
				Аркушів
				П 2 4
				ВНТУ, Б-23М

План укриття подвійного призначення на відм. -3,300



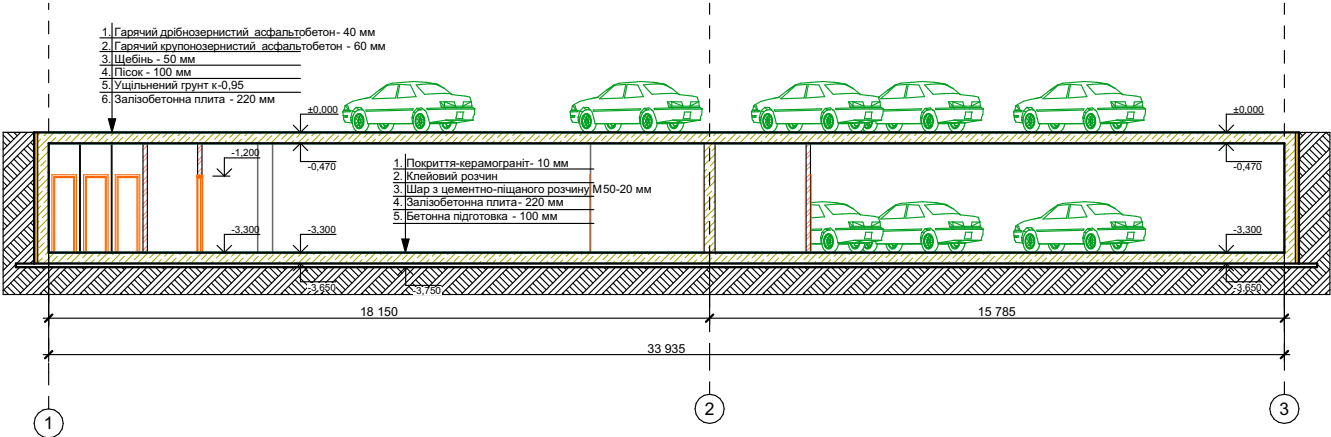
Розріз 2-2



Експлікація приміщень укриття на відм. -3,300

Номер приміщення	Найменування	Площа, м²	Кат. приміщення
01	Приміщення укриття	117,97	Д
02	Електрощитова	1,73	Д
03	Вентиляційна	1,56	Д
04	Санвузол	6,48	Д
05	Підсобне приміщення	3,40	Д
06	Кабінет домедичної допомоги	5,95	Д
07	Приміщення охорони	8,78	Д
08	Дизельна	5,00	Д
09	Місце зберігання машин	141,46	Д
	Загальна площа (всі приміщення)	292,33	

Розріз 1-1



						08-11.МКР.004-АБ			
						Нове будівництво торгівельно-офісного центру по вул. Театральній у м. Вінниця			
Зм.	Кіпк.	Лист	№Док.	Підпис	Дата				
Розробив	Гладкий С.О.				12.24	Вплив розмірів ґрунтового масиву на напружено-деформований стан споруди при використанні континуальної розрахункової схеми основи	Стадія	Аркуш	Аркушів
Перевірив	Маєвська І.В.				12.24		П	3	4
Керівник	Маєвська І.В.				12.24				
Н.контроль	Маєвська І.В.				12.24				
Опонент	Слободян Н.М.				12.24				
Затвердив	Швець В.В.				12.24	Укриття подвійного призначення на відм. -3,300	ВНТУ, Б-23м		

Architectural floor plan of a building with a grid system. The plan shows a large rectangular building with a central corridor and several rooms. The grid is labeled with numbers 1 through 10 horizontally and letters A through D vertically. Dimensions are provided for the grid lines and room sizes. A circular feature is located in the upper right corner. A small rectangular feature is located in the lower right corner. A label '33303' is present in the central area.

Figure 1: Plan view of the building layout. The drawing shows a rectangular building footprint divided into several rooms. Rooms are labeled with numbers 1 through 10. Dimensions are provided in meters (m) and feet (ft). The overall dimensions are 21.100 m by 5.300 m. The layout includes a central corridor and various sized rooms. A legend indicates that rooms with a diagonal hatching pattern are 'no seat modular furniture' and rooms with a solid black pattern are 'no 1 seat 200'.

Technical drawing of a reinforced concrete slab (Figure 10.10). The drawing shows a rectangular slab with a grid of reinforcement bars. The grid is labeled with letters A, B, and F vertically and numbers 1 through 10 horizontally. Dimensions are given in millimeters. The total width is 33,430 mm and the total length is 21,900 mm. The drawing includes a circular hole with a diameter of 300 mm, a rectangular opening with a width of 3,300 mm, and a rectangular opening with a width of 3,420 mm. The drawing also shows the reinforcement bars and their spacing.

[illegible]

Поз.	Позначення	Найменування	Кіл.	Маса од.,кг	Примітка
		<u>Збірні одиниці</u>			
		<u>Деталі</u>			
1	ДСТУ 3760:2019	Ø14 A400C L=64754,68 м.п.		1,21	78354,0
2	ДСТУ 3760:2019	Ø16 A400C L=3 000	452	4,74	2142,48
3	ДСТУ 3760:2019	Ø16 A400C L=4 000	100	6,32	632,0
4	ДСТУ 3760:2019	Ø16 A400C L=3 300	344	5,20	1793,6
5	ДСТУ 3760:2019	Ø20 A400C L=4 000	601	9,88	5938,0
		<u>Технологічна арматура</u>			
6	ДСТУ 3760:2019	Ø10 A400C L=1530	1147	0,95	1089,0
		<u>Матеріали</u>			
		Бетон класу C20/25 (B25)			330,53 м³

Марки елементів	Вироби арматурні								
	Арматура класу				Технологічна арматура класу			Загальні витрати	
	A400C				A400C				
	ДСТУ 3760:2019				ДСТУ 3760:2019				
	Ø14	Ø16	Ø20	Всього	Ø10	Всього			
Плита перекриття Пм-1	78354,0	4568,08	5938,0	88860,0	1089,0	1089,0	89949,0	89949,0	

Поз.	Ескіз
6	

1. Даний аркуш розглядаєти разом з арк.
2. Захищений шар бетону для нижньої арматури - 25 мм, для верхньої арматури - 25 мм.
3. Поз. 6 встановлювати з кроком 800х800 мм в шаховому порядку .
4. Стержні основного армування встановлювати безперервно, стики арматури виконувати внахлст і в розбіжку. Довжина нахлсту для стержнів діаметром 10 мм не менше 500 мм.
5. В специфікації для поз. 1 враховано витрати 7% на стикування стержнів основного армування.

						08-11.МКР.004-КБ					
						Нове будівництво торгівельно-офісного центру по вул. Театральній у м. Вінниця					
Зм.	Кільк.	Лист	№Док.	Підпис	Дата						
Розробив		Гладий С.О.			12.24	Вплив розмірів ґрунтового масиву на напружено-деформований стан споруди при використанні континуальної розрахункової схеми основи					
Перевірив		Мавська І.В.			12.24						
Керівник		Мавська І.В.			12.24						
Н.контр.інж.		Мавська І.В.			12.24						
Опонуєнт		Слободян Н.М.			12.24						
Завердив		Шевць В.І.			12.24	ВНТД, гр. Б-23м					
						Стандарт	Аркуш	Аркуші	Під	4	4

ВІДГУК

опонента магістерської кваліфікаційної роботи
студента (ки) Гладкого Станіслава Олександровича
(прізвище, ім'я, по батькові)

на тему: Вплив розмірів ґрунтового масиву на напружено-деформований стан споруди при використанні континуальної розрахункової схеми основи

Питання підвищення ефективності конструктивного рішення фундаментів завжди залишається актуальним. У даній магістерській кваліфікаційній роботі досліджений вплив геометричних розмірів моделі ґрунтового середовища на розподіл зусиль у надфундаментних конструкціях та у фундаментній плиті, що впливає на її армування, і отже на вартість. Другим фактором, що визначає розподіл напружень у фундаменті, є жорсткість основи, що визначається її модулем деформації.

Робота відповідає виданому завданню і вимогам до магістерських кваліфікаційних робіт.

Робота є навчальною, але відповідає сучасним потребам проектної та будівельної практики.

Магістерська робота містить розділи, присвячені аналізу стану питання та математичному моделюванню за допомогою програмного комплексу Ліра. При математичному моделюванні змінювались розміри деформованої зони під подошвою фундаментної плити із збереженням загального навантаження на фундамент. Розглядалась також робота системи будівля-фундамент-основа у різних видах ґрунтів. Здобувач показав ерудицію та знання фахової літератури.

Магістерська робота містить технічний розділ, де розроблена конструкторська документація на житлову будівлю з підземним паркінгом з проробкою типового конструктивного рішення фундаментів та перекриттів. В розділі економіки визначено, що використання результатів досліджень дозволяє оптимізувати проектне рішення плитного фундаменту з одержанням економічного ефекту.

Під час роботи здобувач показав достатній рівень фахових знань, здатність до прийняття самостійних наукових та інженерних рішень, володіння сучасними програмними комплексами та інформаційними технологіями.

За матеріалами досліджень була зроблена доповідь LV Всеукраїнській науково-технічній конференції факультету будівництва, цивільної та екологічної інженерії у Вінницькому національному технічному університеті (ВНТУ). Вінниця, 2024 р, і за результатами доповіді опубліковані тези.

Здобувач дотримувався календарного плану, виконав великий обсяг роботи, показав відповідний рівень підготовки.

По роботі слід відзначити такі недоліки:

1. На розрізі фундаментної плити не показана технологічна арматура.
2. На будівельному генеральному плані не вказаний розмір тимчасової дороги.

3. В умовних позначеннях генерального плану не вказано позначення пандуса.

Підготовка здобувача Гладкого С. О. відповідає вимогам освітньої програми.

Магістерська кваліфікаційна робота заслуговує на оцінку «А» (відмінно), а здобувач на присвоєння ступеня магістра та кваліфікації Магістр з будівництва та цивільної інженерії за освітньо-професійною програмою «Промислове та цивільне будівництво».

Опонент

Доц. каф. ІСБ, к.т.н.

(посада, науковий ступінь, вчене звання)



(підпис)

Н. М. Слободян

(ініціали, прізвище)

ВІДГУК
керівника магістерської кваліфікаційної роботи
здобувача (ки) Гладкого Станіслава Олександровича
(прізвище, ім'я, по батькові)

на тему: Вплив розмірів ґрунтового масиву на напружено-деформований стан споруди при використанні континуальної розрахункової схеми основи

Питання підвищення ефективності конструктивного рішення фундаментів завжди залишається актуальним. У даній магістерській кваліфікаційній роботі досліджений вплив геометричних розмірів моделі ґрунтового середовища на розподіл зусиль у надфундаментних конструкціях та у фундаментній плиті, що впливає на її армування, і отже на вартість. Другим фактором, що визначає розподіл напружень у фундаменті, є жорсткість основи, що визначається її модулем деформації.

Робота відповідає виданому завданню і вимогам до магістерських кваліфікаційних робіт.

Робота є навчальною, але відповідає сучасним потребам проектної та будівельної практики.

Магістерська робота містить розділи, присвячені аналізу стану питання та математичному моделюванню за допомогою програмного комплексу Ліра. При математичному моделюванні змінювались розміри деформованої зони під подошвою фундаментної плити із збереженням загального навантаження на фундамент. Розглядалась також робота системи будівля-фундамент-основа у різних видах ґрунтів. Здобувач показав ерудицію та знання фахової літератури.

Магістерська робота містить технічний розділ, де розроблена конструкторська документація на житлову будівлю з підземним паркінгом з проробкою типового конструктивного рішення фундаментів та перекриттів. В розділі економіки визначено, що використання результатів досліджень дозволяє оптимізувати проектне рішення плитного фундаменту з одержанням економічного ефекту.

Під час роботи здобувач показав достатній рівень фахових знань, здатність до прийняття самостійних наукових та інженерних рішень, володіння сучасними програмними комплексами та інформаційними технологіями.

За матеріалами досліджень була зроблена доповідь LV Всеукраїнській науково-технічній конференції факультету будівництва, цивільної та екологічної інженерії у Вінницькому національному технічному університеті (ВНТУ). Вінниця, 2024 р, і за результатами доповіді опубліковані тези.

Здобувач дотримувався календарного плану, виконав великий обсяг роботи, показав відповідний рівень підготовки.

По роботі слід відзначити такі недоліки:

1. Не чітко обґрунтовані прийняті розміри деформованої зони під подошвою фундаменту.

2. В економічному розділі бажано б було проаналізувати скорочення часу на проектування будинку з моделюванням менших розмірів деформованої зони.

Підготовка здобувача Гладкого С. О. відповідає вимогам освітньої програми.

Магістерська кваліфікаційна робота заслуговує на оцінку «А» (відмінно), а здобувач на присвоєння ступеня магістра та кваліфікації Магістр з будівництва та цивільної інженерії за освітньо-професійною програмою «Промислове та цивільне будівництво».

**Керівник магістерської
кваліфікаційної роботи**

Доц. каф. БМГА, к.т.н.
(посада, науковий ступінь, вчене звання)

lv
(підпис)

І. В. Маєвська
(ініціали, прізвище)