

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ

КИЇВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
БУДІВНИЦТВА І АРХІТЕКТУРИ

ОСНОВИ ТА ФУНДАМЕНТИ

Науково-технічний збірник

ВИПУСК 44

Заснований 1968 року

За редакцією Ігоря Бойка

КИЇВ 2022

Науково-технічний збірник «**Основи та фундаменти**». Випуск 44. За загальною редакцією Ігоря Бойка. К.: КНУБА, 2022. 82 с. DOI: 10.32347/0475-1132.44.2022

У збірнику вміщено статті, присвячені актуальним питанням геотехніки, наведено результати досліджень взаємодії елементів системи «основа – фундамент – надземні конструкції», впливу сейсмічних або інших динамічних навантажень, фундаментів на слабких ґрунтах, фундаментів глибокого закладання, утримуючих конструкцій, оцінки стійкості схилів зсувонебезпечних територій, визначення параметрів ґрунтів польовими та лабораторними методами. Висвітлюються також інші проблеми геотехніки та фундаментобудування.

Збірник розрахований на наукових та інженерно-технічних працівників науково-дослідних, проектних та будівельних організацій. Видання здійснює публікації за спеціальностями:

192 «Будівництво та цивільна інженерія»

194 «Гідротехнічне будівництво, водна інженерія та водні технології»

Редакційна колегія:

Ігор Бойко,	Україна - відп. редактор	Володимир Сахаров,	Польща
Василь Підлуцький,	Україна - відп. секретар	Олександр Сахаров,	Україна
Юрій Винников,	Україна	Володимир Седін,	Україна
Олена Волошкіна,	Україна	Олександр Трофимчук,	Україна
Михайло Дубровський,	Україна	Вальдемар Шайна,	Польща
Микола Зоценко,	Україна	Рольф Катценбах,	Німеччина
Микола Корнієнко,	Україна		

Рекомендовано до видання рішенням Вченої ради Київського національного університету будівництва і архітектури, протокол № 51 від 27.06.2022 року.

Редактор набору:	Василь Підлуцький, Вероніка Жук
Дизайн обкладинки:	Віталій Ручківський
Лінгвістичний консультант:	Людмила Скочко

УДК 624.15

ББК 38.58

О-75

© Київський Національний
університет будівництва і
архітектури, 2022

Адреса редакції: к.109, к.121, КНУБА, просп. Повітрофлотський, 31, м.Київ, 03037,
Телефон редакції: (044) 241-55-03, (044) 245-41-24

MINISTRY OF EDUCATION AND SCIENCE OF UKRAINE

KYIV NATIONAL UNIVERSITY
OF CONSTRUCTION AND ARCHITECTURE

BASES AND FOUNDATIONS

Scientific and Technical Journal

ISSUE 44

Established in 1968

Edited by Igor Boyko

KYIV 2022

Scientific edition
ISSN 0475-1132 (Print)

Certificate of state registration
KB № 4038 від 14.02.2000

Scientific and Technical Journal «**Bases and foundations**». Issue 44. Edited by Igor Boyko.
K. KNUCA, 2022. 82 p. DOI: 10.32347/0475-1132.44.2022

The journal includes the articles on topical challenges of geotechnics. There are the results of interaction between elements of the system «base - foundation – superstructures», influence of seismic or other dynamic loads; designing foundations on weak soils, exploration of the deep foundations, retaining structures, assessment of the slope stability of landslide areas, determination of soil parameters by in-situ and laboratory tests.

The journal is designed for scientific, engineering and technical specialists of scientific, research, design and construction organizations.

The journal publishes in the following specialties:

192 «Construction and civil engineering»

194 «Hydraulic engineering, water engineering and water technologies»

Editorial board:

Igor Boyko,	Ukraine - відп. редактор	Volodymyr Sakharov,	Poland
Vasyl Pidlutskyi,	Ukraine - відп. секретар	Oleksandr Sakharov,	Ukraine
Yuriy Vynnykov,	Ukraine	Volodymyr Sedin,	Ukraine
Elena Voloshkina,	Ukraine	Oleksandr Trofymchuk,	Ukraine
Michael Doubrovsky,	Ukraine	Waldemar St Szajna,	Poland
Mykola Zotcenko,	Ukraine	Rolf Katzenbach,	Germany
Mykola Kornienko,	Ukraine		

Recommended for publication by the resolution of the Academic Council of the Kyiv National University of Construction and Architecture, protocol No. 51 of 27.06.2022.

Typeset: Vasyl Pidlutskyi, Veronika Zhuk
Cover design: Vitalii Ruchkivskyi
Linguistic consultant: Liudmyla Skochko

UDK 624.15

BBK 38.58

O-75

© Kyiv National University of
Construction and Architecture, 2022

Editorial Office address: off.109, off.121, KNUCA, Povitroflotskyi ave., 31, Kyiv, 03037,
Editorial phone: (044) 241-55-03, (044) 245-41-24

ПЕРЕДМОВА

В Україні фізичне і числове моделювання в геотехніці на різних етапах її розвитку відігравало важливу роль у вдосконаленні методів розрахунків відповідальних об'єктів, особливо, при проектуванні енергетичних об'єктів та в різних галузях народного господарства країни.

Спочатку інтенсивно розвивалося фізичне моделювання в лабораторіях і натурних умовах будівельних майданчиків з моделями і реальними фундаментами. На деяких геотехнічних об'єктах проводилися дослідження з використанням центрифуг, які значно збагачували експериментальні результати в геотехніці.

Проектувальники на об'єктах енергетичних комплексів при зведенні теплових і атомних електростанцій проводили аналіз інформації геодезичних спостережень на таких об'єктах, даних інженерно-геологічних вишукувань, наукових досліджень і фіксували певні розбіжності з прогнозом, який давали нормативні документи. Фактично отримані параметри напружено-деформованого стану основи великорозмірних фундаментів енергетичних об'єктів, які, не завжди, узгоджувалися з проектними даними.

На ранніх етапах напружено-деформований стан фіксували з допомогою спеціального матеріалу методом фотофіксації, що дозволяло виявляти ізополя розподілу напружень під фундаментом різної форми. Сьогодні цей процес замінює числове моделювання взаємодії фундаменту з основою.

Розбіжності виникали, як на стадії будівництва, так і експлуатації.

Відриття котловану під енергоблок АЕС викликає підйом дна котловану, а забивка паль супроводжується додатковим ефектом підйому, який зумовлений дилатансією у випадку використання комбінованого фундаменту «короткі палі - великорозмірний ростверк». Виникають певні несподіванки при використанні пальового фундаменту для випадку знако-перемінних навантажень, наприклад «стартовий стіл» на об'єкті космодрому. Цей фактор впливає на вибір довжини палі, бо опір на її бічній поверхні мусить перевищувати вертикальну складову вириваючого навантаження.

Перераховані особливості взаємодії елементів системи «основа – фундамент – надземні конструкції» можна виявити при використанні числового моделювання. Слід відмітити, що числові методи допомагають розкривати напружено - деформований стан в елементах таких систем, але надійний розв'язок задачі залежить від досвіду проектувальника, який мусить контролювати розміри скінченних елементів, кроки навантаження, проводити ідентифікацію параметрів ґрунтового середовища та коректно вибрати проблемно - орієнтовану модель з урахуванням коректного опису процесу деформування матеріалів елементів системи в широкому діапазоні навантажень.

Передмова присвячена початківцям в геотехніці, щоб їх зацікавити і застерегти від промахів в проектуванні, тому що кожний об'єкт має свій характер взаємодії з ґрунтовим середовищем.

Продовження розмови в наступних номерах збірниках.

Ігор Бойко,
д.т.н., професор,
Відповідальний редактор,
Завідувач кафедри геотехніки

ЗМІСТ

Віктор Носенко, Остап Кашоїда

Вплив жорсткості стиків панельного будинку на напружено-деформований стан фундаментних конструкцій 9-18

Василь Підлуцький, Василь Беган

Ідентифікація ґрунтових параметрів при розрахунку висотних будівель на пальових фундаментах 19-26

Вероніка Жук, Ірина Павленко

Вплив можливого водонасичення лесового ґрунту на напружено-деформований стан фундаментів багатопверхового будинку 27-43

Людмила Бондарева, Дмитро Нечипоренко

Дослідження впливу способів моделювання паль на розподіл зусиль у пальовому фундаменті 44-54

Ірина Маєвська, Наталя Блащук

Зміна перерозподілу зусиль між елементами пальового фундаменту по мірі зростання навантаження 55-66

Анна Галета

Методика ідентифікації деформаційних параметрів глинистого ґрунтового масиву 67-78

Вплив жорсткості стиків панельного будинку на напружено-деформований стан фундаментних конструкцій

Віктор Носенко¹, Остап Кашоїда²

Київський національний університет будівництва і архітектури
31, просп. Повітрофлотський, Київ, Україна, 03037,

¹v.s.nosenko@gmail.com, orcid.org/ 0000-0002-8261-1846

²o.o.kashoida@gmail.com, orcid.org/0000-0002-9234-4489

DOI: 10.32347/0475-1132.44.2022.9-18

Анотація. В роботі виконано порівняння напружено-деформованого стану пальових фундаментів будинку із збірних залізобетонних панелей в залежності від методу моделювання стиків стінових панелей між собою.

Застосування стінових панелей обумовлено тим, що їх монтаж є швидким технологічним процесом, але недоліком таких будинків є серед іншого відсутність вільного просторового планування [1]. Під час створення числової моделі виникають питання: яким методом (типом з'єднання елементів панелей між собою) моделювати стики збірних залізобетонних конструкцій і як це впливає на напружено-деформований стан у надземних конструкціях та фундаментах?

У даній роботі представлено вплив прийнятого рішення (обраного методу моделювання стиків) на напружено-деформований стан пальових фундаментів.

Виконано порівняння напружено-деформованого стану пальового фундаменту (паль та ростверку), що були отримані при використанні наступних варіантів моделювання стиків:

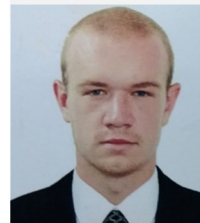
1) залізобетонні елементи: монолітне перекриття, монолітна сходово-ліфтова шахта та збірні стінові панелі між собою з'єднані жорстко;

2) стики між залізобетонними елементами виконані за допомогою принципу «об'єднання переміщень», тобто вузли скінчених елементів конструкцій є розшитими і взаємодіють між собою на основі певних параметрів: горизонтальні стики – враховують лише вертикальні переміщення (об'єднання переміщень в ГСК по осі Z); вертикальні – враховують переміщення тільки в горизонтальній площині (по осям X та Y, в ГСК);

3) стики між залізобетонними елементами



Віктор Носенко
доцент кафедри
геотехніки
к.т.н., доц.



Кашоїда Остап
аспірант кафедри
геотехніки

виконані за допомогою функціоналу ПК «Сапфір». Горизонтальні стики враховують заповнення розчином (так званий платформний стик), поведінка якого описується пружним законом деформування. Вертикальні стики враховують закладні деталі, за допомогою яких відбувається з'єднання елементів між собою у відповідних місцях, що передбачені проектом.

Показано, що вибір варіанту моделювання стика залізобетонних конструкцій впливає на НДС не тільки фундаментних конструкцій, а й вертикальних несучих елементів будинку (стінових панелей та монолітних конструкцій сходово-ліфтової шахти). При використанні різних варіантів моделювання стиків, можна отримати кількісні відмінності у зусиллях від 2 до 20% та тип стиків практично не впливає на деформації фундаментних конструкцій.

Ключові слова. Пальовий фундамент, числове моделювання, збірні залізобетонні конструкції, стики збірних залізобетонних елементів.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Програмний комплекс «Сапфір» дозволяє створити з'єднання вузлів скінченних елементів залізобетонних конструкцій декількома способами: 1) жорстке з'єднання вузлів; 2) об'єднання переміщень; 3) влаштування платформних стиків, що будуть мати наближені до реальних геометричні і фізичні характеристики (розчину в горизонтальному шві, або закладних деталей у вертикальних стиках). Перед інженерами постає проблема: який варіант моделювання стиків прийняти для залізобетонних елементів, адже важливу роль у коректності отриманих результатів відіграє обраний варіант стиків.

АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

У роботі Носенка В.С. та Кривенка О.А. [1] висвітлюється питання моделювання збірних залізобетонних конструкцій, Бойко І.П. [3] розглядає питання моделювання взаємодії ґрунтового середовища, Городецький А.С. [4] розглядає методи моделювання збірних залізобетонних конструкцій.

МЕТА РОБОТИ

Дослідити вплив обраного типу примикання вузлів скінченних елементів залізобетонних конструкцій на напружено-деформований стан (далі НДС) пальового фундаменту та вертикальних елементів каркасу будинку.

ЗАДАЧІ

Виконати моделювання НДС елементів системи «основа – фундаменти – надземні конструкції» з використанням таких варіантів моделювання стиків залізобетонних елементів каркасу:

1) стики між залізобетонними елементами (монолітне перекриття, монолітна сходово-ліфтова шахта та збірні стінові панелі) моделюються між собою жорстким з'єднанням;

2) стики між залізобетонними елемента-

ми виконані за допомогою «об'єднання переміщень». Тобто вузли скінченних елементів конструкцій є розшитими і взаємодіють між собою на основі певних параметрів: горизонтальні стики – враховують лише вертикальні переміщення (об'єднання переміщень в ГСК по осі Z); вертикальні – враховують переміщення тільки в горизонтальній площині (по осям X та Y, в ГСК);

3) стики між залізобетонними елементами виконані за допомогою функціоналу ПК «Сапфір». Горизонтальні стики враховують заповнення розчином, що володіє пружним законом деформування. Вертикальні стики враховують закладні деталі, за допомогою яких відбувається з'єднання елементів між собою у відповідних місцях, що передбачені проектом.

МЕТОДИ ДОСЛІДЖЕННЯ

У роботі застосовано числове моделювання НДС елементів системи «основи – фундаменти – надземні конструкції» з використанням ПК «Сапфір» та ПК «Ліра – САПР 2019».

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

Для дослідження було обрано 9-ти поверховий житловий будинок стінової конструктивної схеми. Висота житлових поверхів становить 3000 мм, підвалу – 2500 мм, товщина монолітних залізобетонних плит перекриття (покриття) становить 200 мм, стінові панелі товщиною 160 мм, монолітні стіни сходово-ліфтового вузла товщиною 150 мм, фундаментом є буріт'єкційні палі діаметром 420 мм і довжиною 9 м, що об'єднані між собою монолітним залізобетонним ростверком висотою 500 мм (Рис. 1).

Для даного дослідження була прийнята однорідна основа, що складається із піску дрібного, середньої щільності, що має наступні фізико-механічні характеристики: щільність – $1,75 \text{ г/см}^3$; щільність частинок ґрунту – $2,66 \text{ г/см}^3$; коефіцієнт пористості – 0.6; вологість – 0.05; модуль загальних деформацій – 35 МПа; питоме зчеплення – 2 кПа; кут внутрішнього тертя – 32° ; коефіцієнт Пуассона – 0.3.

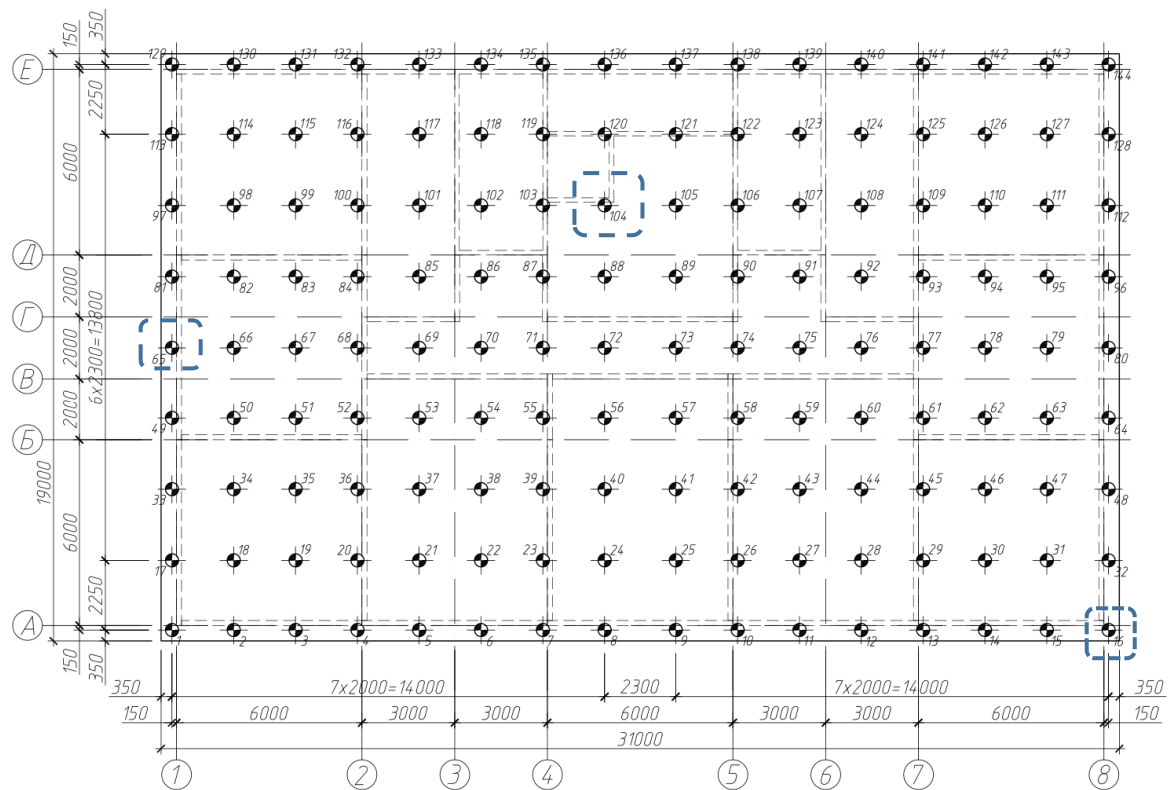


Рис.1. Схема пальового фундаменту.
Fig.1. Scheme of the pile foundation.

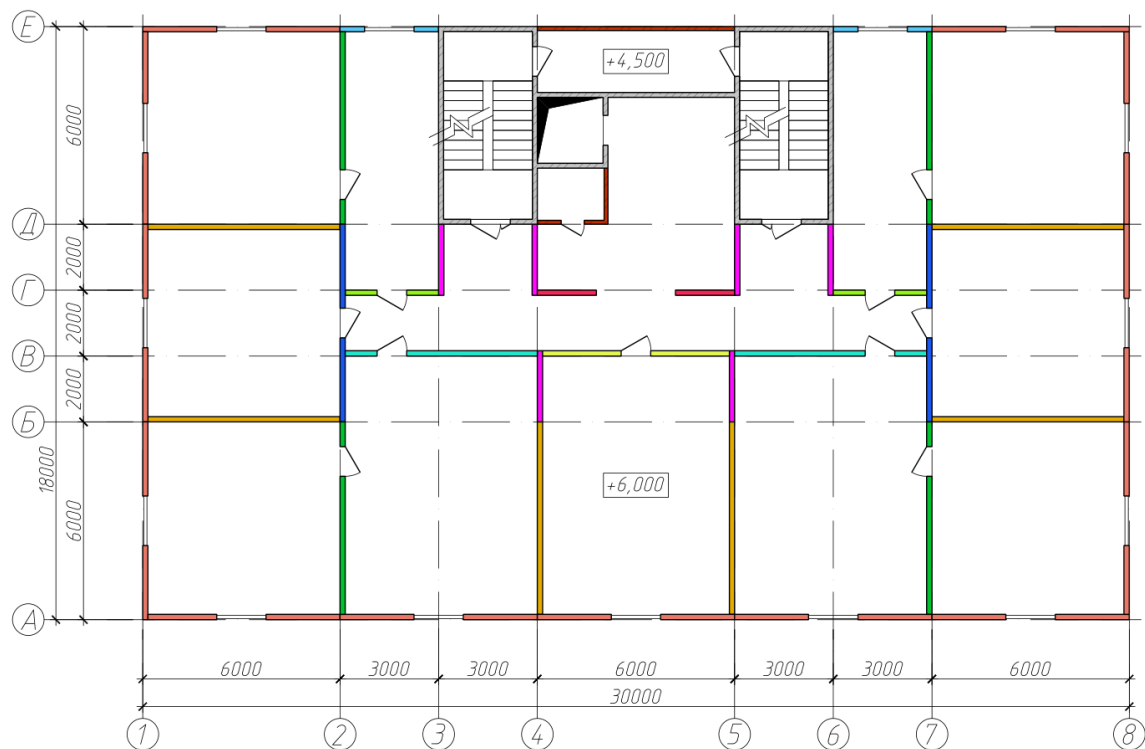


Рис.2. Схема типового (третьего) поверху.
Fig.2. Scheme of a typical (third) floor.

ВАРІАНТ №1. СТИКИ МІЖ ЗАЛІЗОБЕ- ТОННИМИ ЕЛЕМЕНТАМИ ВІДСУТНІ

Даний варіант моделювання полягає в тому, що стики між залізобетонними елементами (монолітне перекриття, монолітна сходово-ліфтова шахта та збірні стінові панелі) відсутні. Тобто з'єднання вузлів скінченних елементів даних конструкцій, між собою, є жорстким. Фрагмент розрахункової моделі за таким варіантом моделювання стиків наведено на рис. 3.

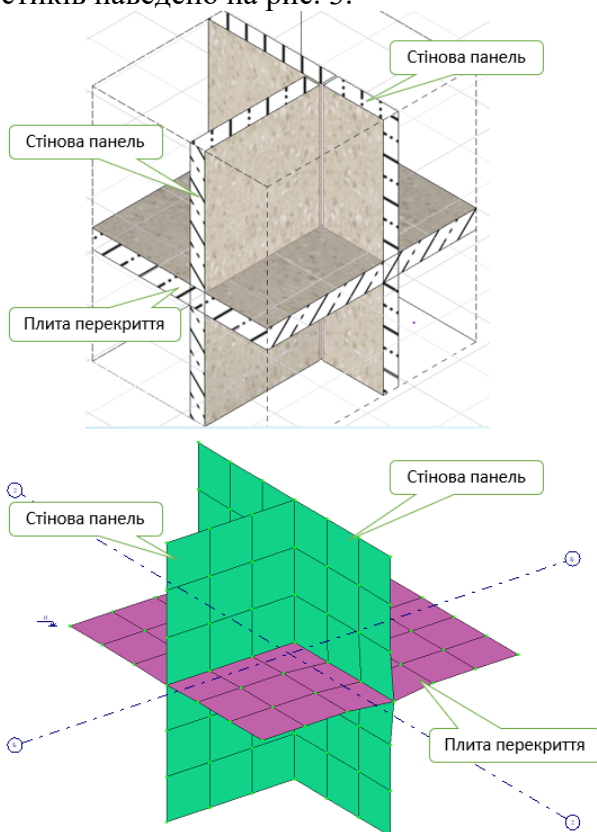


Рис.3. Варіант №1. Жорстке з'єднання.
Fig.3. Option №1. Hard connection.

Моделювання пальового фундаменту виконано за допомогою СЕ-57, що дає можливість отримати коректні значення НДС пальового фундаменту та не затрачати значну кількість часу на розрахунок моделі із об'ємним ґрунтовим масивом.

Поздовжні зусилля в палях змінювались в діапазоні від 49 т до 173 т. Характерні палі мали наступні поздовжні зусилля: кутова – 172,4 т; периферійна – 117,7 т; центральна (під ядром жорсткості) – 60,5 т. Порівняння

поздовжніх зусиль в характерних (дослідних) палях в залежності від методу моделювання стика наведено на Рис. 10.

Згинальні моменти в плиті ростверку, для такого варіанту моделювання примикання залізобетонних елементів між собою, становлять: у верхній зоні – 19 (т*м)/м.п.; у нижній зоні – 27 (т*м)/м.п. Максимальні значення згинальних моментів складають 30,3 (т*м)/м.п., дані місця розташовуються на кутах плити ростверку, де стикають (перетинаються) кутові стінові панелі.

Осідання плити змінюються в діапазоні від 15,87 мм до 19,09 мм. Мінімальні значення осідання знаходяться на кутах ростверку, а максимальні значення – в центральній частині ростверку, під стіновими панелями.

ВАРІАНТ №2. СТИКИ МІЖ ЗАЛІЗОБЕ- ТОННИМИ ЕЛЕМЕНТАМИ МОДЕЛЮ- ЮТЬСЯ ЗА ДОПОМОГОЮ ОБ'ЄДНАННЯ ПЕРЕМІЩЕНЬ

Особливістю даного варіанту моделювання стиків є те, що з'єднання вузлів скінченних елементів стінових панелей та плити перекриття з'єднуються шарнірно, тобто відсутнє жорстке з'єднання між вузлами.

У вертикальних стиках між стіновими панелями виконується шарнірне з'єднання вузлів скінченних елементів за допомогою об'єднання переміщень з розшивкою вузлів. Тобто вузли, що знаходяться в місці стику скінченних елементів стінових панелей спільно працюють лише в горизонтальній площині (лінійні переміщення по осі X та Y у ГСК), інші лінійні та кутові переміщення вузлів виконуються незалежно один від одного.

Горизонтальні стики між стіновими панелями та монолітною плитою перекриття також шарнірні, що влаштовані за допомогою об'єднання переміщень з розшивкою вузлів. Вузли стінових панелей та плити перекриття працюють сумісно лише в вертикальному напрямку (по осі Z в ГСК). Такий варіант примикання стінової панелі до плити перек-

риття дозволяє запобігти переходу згинальних моментів із плити перекриття на стінові панелі. Фрагмент розрахункової моделі за таким варіантом моделювання стиків наведено на Рис. 4.

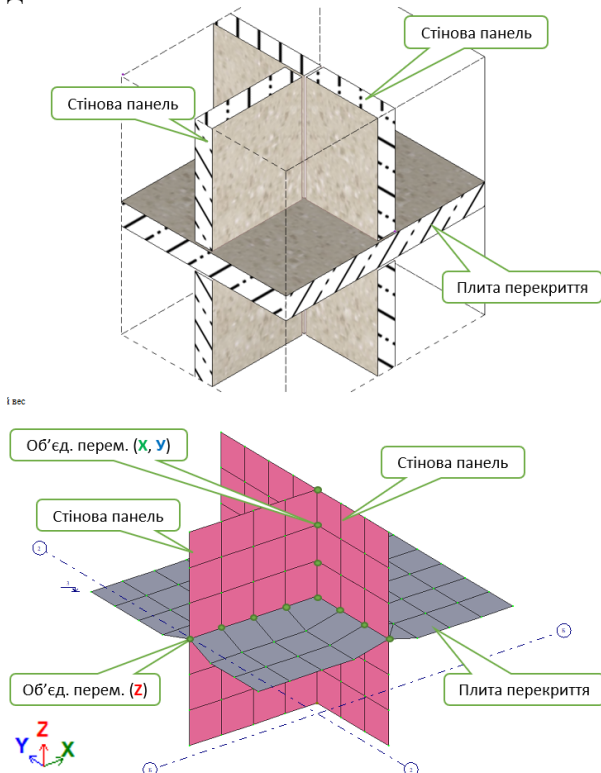


Рис.4. Варіант №2. З'єднання за допомогою об'єднання переміщень.

Fig.4. Option №2. Connection by combining displacement.

Моделювання пальового фундаменту таким же способом як у попередньому варіанті моделювання стиків.

Поздовжні зусилля в палях змінювались в діапазоні від 53 т до 160 т. Характерні палі мали наступні поздовжні зусилля: кутова – 159,8 т; периферійна – 111,3 т; центральна (під ядром жорсткості) – 63 т. Порівняння поздовжніх зусиль в характерних (досліджених) палях в залежності від методу моделювання стика наведено на Рис. 10.

Згинальні моменти в плиті ростверку, для такого варіанту моделювання примикання залізобетонних елементів між собою, становлять: у верхній зоні – $21 (т*м)/м.п.$; у нижній зоні – $30(т*м)/м.п.$ Максимальні значення згинальних моментів складають $33,6 (т*м)/м.п.$, дані місця розташовуються

на кутах плити ростверку, де стикають (перетинаються) кутові стінові панелі.

Осідання плити змінюються в діапазоні від 15,2 мм до 19,75 мм. Мінімальні значення осідання знаходяться на кутах ростверку, а максимальні значення – в центральній частині ростверку, під стіновими панелями.

ВАРІАНТ №3. СТИКИ МІЖ ЗАЛІЗОБЕТОННИМИ ЕЛЕМЕНТАМИ МОДЕЛЮЮТЬСЯ ЗА ДОПОМОГОЮ ПК «САПФІР»

Даний метод моделювання стиків полягає в тому, що використовується інструментарій ПК «Сапфір». Такий підхід до моделювання стиків між залізобетонними елементами має широкі налаштування і дозволяє виконувати врахування закладних деталей для примикання елементів стику між собою та розчину у швах.

Закладні деталі можливо моделювати за допомогою наступних скінченних елементів: СЕ-55 та СЕ-255 (у бібліотеці скінченних елементів ПК «Ліра – САПР»), схематичне зображення даного скінченного елемента (далі СЕ) зображено на Рис. 5.

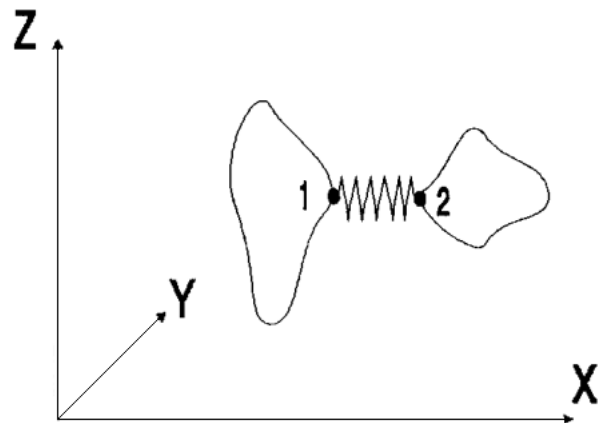


Рис.5. Схема СЕ-55 та СЕ-255.

Fig.5. Scheme of FE-55 and FE-255.

Такий тип СЕ призначений для моделювання та врахування піддатливості зв'язків між вузлами. Він володіє шістьма степенями свободи: 3 – лінійні та 3 – кутові; в глобальній системі координат (ГСК).

У нашому випадку даний СЕ моделює закладну деталь, відповідно в якому напрямку

будуть влаштовані зварні шви – у таких напрямках слід вказувати жорсткість даного СЕ. Жорсткість визначається за допомогою [2] як для зварного з'єднання.

Спочатку визначається в якій саме площині буде виконуватись розрахунок. Для цього використовують наступну формулу:

$$\frac{\beta_f R_{wf}}{0,45 \beta_z R_{un}}; \quad (1)$$

де: β_f та β_z – коефіцієнти переходу від катета кутового шва до розрахункової ширини перерізу кутового шва відповідно у площині наплавленого металу і у площині металу границі сплавлення; R_{wf} – розрахунковий опір кутових швів зрізу (умовному) у площині наплавленого металу; R_{un} – характеристичний опір сталі.

Якщо частка буде менше-рівне одиниці, то розрахунок виконують у площині наплавленого металу, якщо частка буде більше одиниці – у площині металу межі сплавлення.

Зазвичай частка виходить менше одиниці і розрахунок слід вести у площині наплавленого металу за формулою:

$$\frac{N \gamma_n}{\beta_f k_f l_w R_{wf} \gamma_c} \leq 1; \quad (2)$$

де: γ_n – коефіцієнт надійності за відповідальністю, визначається згідно з ДБН В.1.2-14; β_f – коефіцієнт переходу від катета кутового шва до розрахункової ширини перерізу кутового шва у площині наплавленого металу; k_f – катет кутового шва; l_w – розрахункова довжина зварного шва; R_{wf} – розрахунковий опір кутових швів зрізу (умовному) у площині наплавленого металу; γ_c – коефіцієнт умов роботи.

Із формули (2) можна визначити несучу здатність зварного шва по одній із осей ГСК:

$$N = \frac{\beta_f k_f l_w R_{wf} \gamma_c}{\gamma_n}; \quad (3)$$

Зварні шви розташовуються зазвичай паралельно осям глобальної системи координат, відповідно можна визначити жорсткість такого шва по одній із осей ГСК за формулою:

$$R_i = \frac{N_i}{\Sigma l_{w,i}}; \quad (4)$$

де: R_i – погонна жорсткість зварного з'єднання по одній із осей ГСК (т/м.п.); N_i – несуча здатність зварного шва по осі ГСК (т); $\Sigma l_{w,i}$ – сумарна довжина зварного шва, що сприймає N_i по відповідній осі ГСК.

Горизонтальні стики моделюються за допомогою СЕ-58 та СЕ-258 (у бібліотеці СЕ ПК «Ліра – САПР»), так звані скінченні елементи платформного стика, що наведені на Рис. 6.

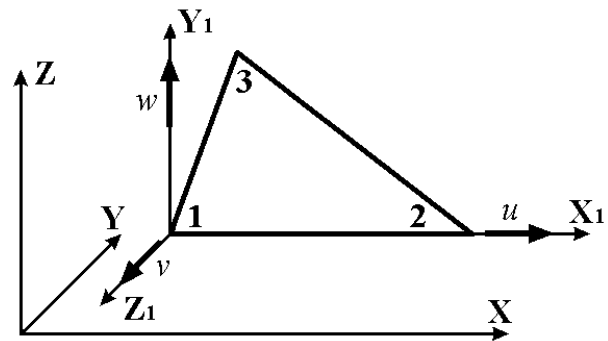


Рис.6. Схема СЕ-58 та СЕ-258.

Fig.6. Scheme of FE-58 and FE-258.

СЕ-58 та СЕ-258 моделює роботу платформного стика залізобетонних елементів (стінових панелей), що може бути як лінійним так і нелінійним. Цей СЕ має три лінійні степені свободи (див.Рис. 6).

ПК «Сапфір» на основі товщини шва та матеріалу заповнення шва (марці бетону, чи розчину) визначає автоматично жорсткість для платформного стика.

На Рис. 7 показано діалогове вікно визначення жорсткості стика з пружним (лінійним) законом деформування. На Рис. 8 показано діалогове вікно визначення жорсткості стика з нелінійним законом деформування.

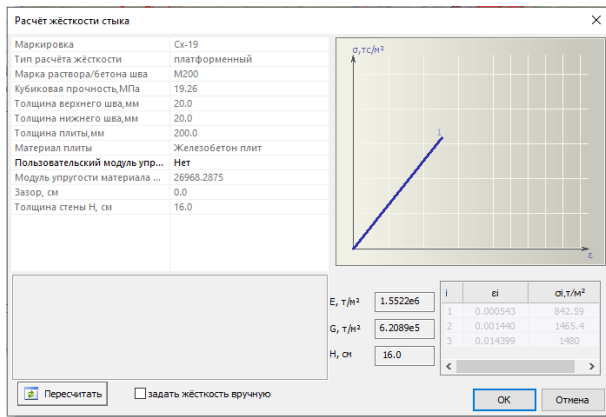


Рис.7. Пружне деформування заповнення шва.
Fig.7. Elastic deformation of seam filling.

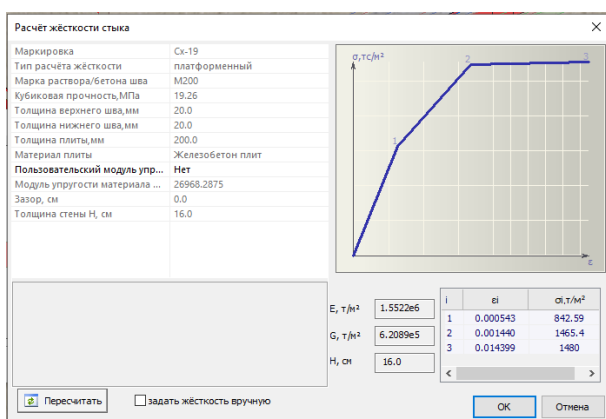


Рис.8. Нелінійне деформування заповнення шва.
Fig.8. Nonlinear deformation of seam filling.

Моделювання стиків залізобетонних елементів в ПК «Сапфір» даним методом призводить до того, що в ПК «Ліра-САПР» вузли стінових панелей по вертикалі взагалі не зв'язані між собою. Сумісна робота забезпечується закладними деталями, що моделюються за допомогою СЕ-58. Платформний стик вище аналітичної поверхні плити перекриття має товщину 20 мм (як було вказано в налаштуваннях стика у ПК «Сапфір»), а нижче аналітичної поверхні плити перекриття платформний стик має висоту 220 мм (плита перекриття – 200 мм та 20 мм – шов). Дані особливості та візуальне відображення стика зображено на Рис. 9. Може здатись, що на Рис. 9 велика відстань між стіновими панелями у вертикальному стику, але так і повинно бути, бо стик враховує не аналітичну, а фізичну поверхню стінової панелі.

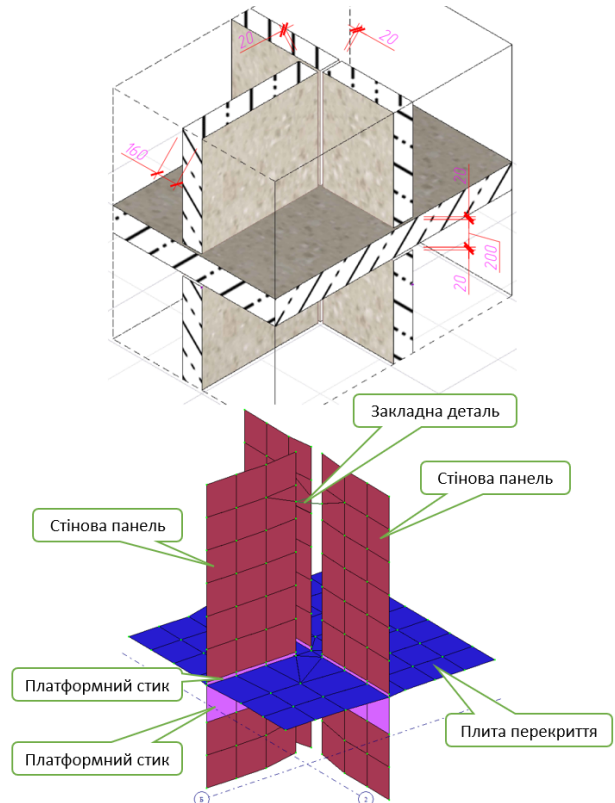


Рис.9. Варіант №3. Стики виконані у ПК «Сапфір».

Fig.9. Option №3. Connections are made in PC «Sapphire».

Поздовжні зусилля в палях змінювались в діапазоні від 50 т до 167 т. Характерні палі мали наступні поздовжні зусилля: кутова – 166,3 т; периферійна – 115,4 т; центральна (під ядром жорсткості) – 61,4 т. Порівняння поздовжніх зусиль в характерних (досліджених) палях в залежності від методу моделювання стика наведено на Рис. 10.

Згинальні моменти в плиті ростверку, для такого варіанту моделювання примикання залізобетонних елементів між собою, становлять: у верхній зоні – 18 (т*м)/м.п.; у нижній зоні – 30,2 (т*м)/м.п. Максимальні значення згинальних моментів складають 34,6 (т*м)/м.п., дані місця розташовуються на кутах плити ростверку, де стикують (перетинаються) кутові стінові панелі.

Осідання плити змінюються в діапазоні від 15,54 мм до 19,34 мм. Мінімальні значення осідання знаходяться на кутах ростверку, а максимальні значення – в центральній частині ростверку, під стіновими панелями.

ПОРІВНЯННЯ ЗУСИЛЬ У ХАРАКТЕРНИХ ПАЛЯХ В ЗАЛЕЖНОСТІ ВІД МЕТОДУ МОДЕЛЮВАННЯ ПРИМИКАННЯ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ МІЖ СОБОЮ

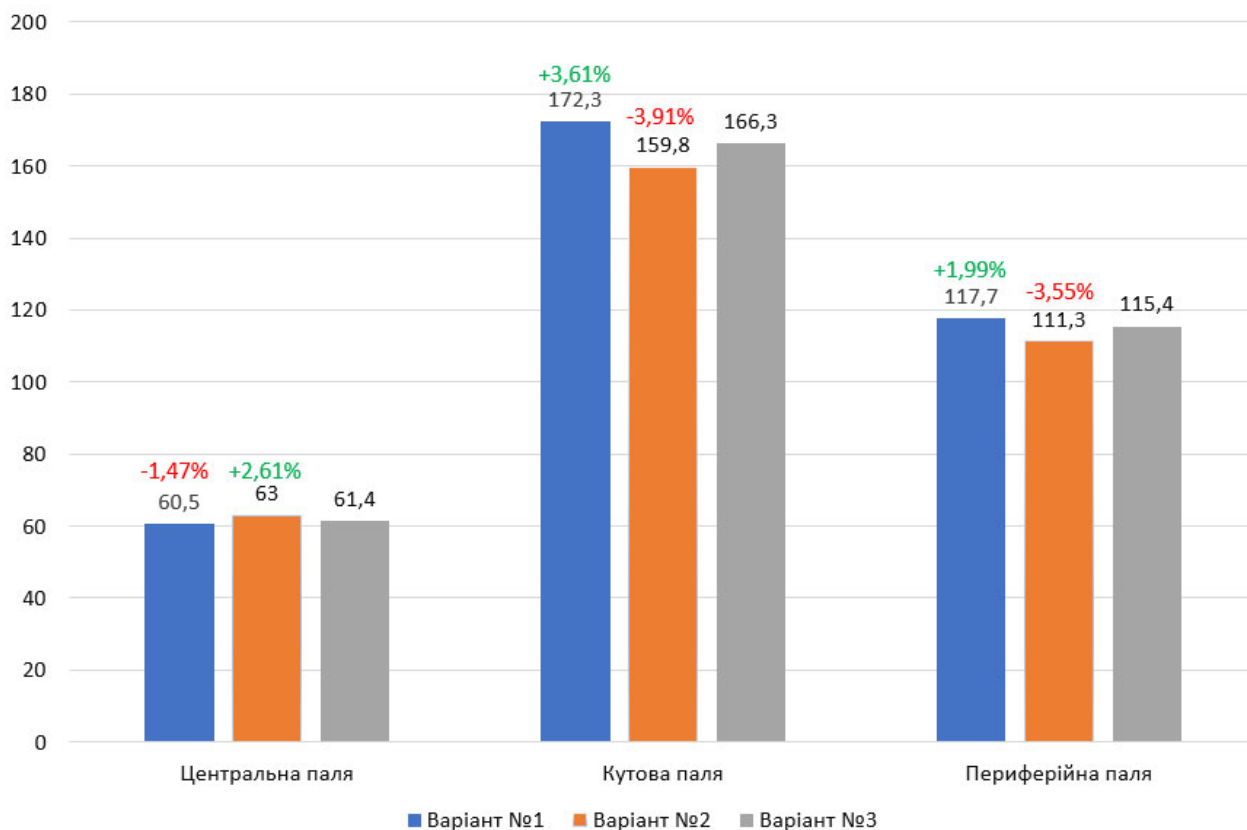


Рис.10. Порівняння зусиль у характерних палях в залежності від методу моделювання примикання залізобетонних елементів між собою.

Fig.10. Comparison of forces in characteristic piles depending on the method of modeling the connection of reinforced concrete elements to each other.

ВИСНОВКИ

Показано, що вибір типу примикання залізобетонних елементів між собою впливає на НДС фундаментних конструкцій будинку. Застосовуючи різні варіанти моделювання примикання залізобетонних елементів між собою: 1) жорстке з'єднання вузлів скінченних елементів залізобетонних конструкцій; 2) шарнірне з'єднання вузлів скінченних елементів залізобетонних конструкцій, що влаштоване за допомогою об'єднання переміщень з розшивкою вузлів; 3) з врахуванням закладних деталей у вертикальних швах та з врахуванням заповнення горизонтальних швів розчином; можна отримати кількісну відмінність у поздовжніх зусиллях палей від 1,5 до 4%.

Виявлено, що при використанні моделі із жорстким примиканням вузлів у стик, згинальні моменти, що виникають у плиті перекриття передаються на стінові панелі, що є некоректним явищем, адже в дійсності стінова панель просто ставиться на плиту перекриття.

Якщо використовувати спрощену модель із об'єднанням переміщень (із розшивкою вузлів), то можна отримати НДС у стінових панелях, що гарно кореспондується із варіантом моделювання стиків з врахуванням закладних деталей та заповнені швів.

Порівняння поздовжніх зусиль в дослідних палях показало, що варіант моделювання стику (примикання) збірних залізобетонних елементів майже не впливає на НДС пальового фундаменту.

Для того, щоб зробити остаточний висновок про вплив типу примикання елементів на НДС пальового фундаменту, слід виконати ще одне дослідження, але привести його до більш реальних умов. Зараз використовувалась монолітна залізобетонна плита перекриття, тому слід замінити її на збірні залізобетонні плити. Таке рішення призведе до утворення несучих та самонесучих стінових панелей, що призведе до іншого розподілу поздовжніх зусиль у палях.

ЛІТЕРАТУРА

1. Носенко В.С. Вплив жорсткості несучих конструкцій будинку зі збірного залізобетону на напружено-деформований стан фундаментів із бурін'єкційних паль. / В.С. Носенко, О.А. Кривенко // *Основи і фундаменти: Науково-технічний збірник*. – К.: КНУБА. – 2020. – Вип. 40. – С. 48-57.
2. ДБН В.2.6-198:2014. Сталеві конструкції. Норми проектування / Мінрегіон України – Київ, 2014. – 206с.
3. Boyko I.P. Finite element simulation of the loss of stable resistance in a foundation-soil system / I.P. Boyko, V.S. Boyandin, A.E. Delnik, A.L. Kozak, A.S. Sakharov // *Archive of Applied Mechanics* № 62. – 1992. – p. 316-328.
4. Городецкий А.С. Компьютерные модели конструкций / А.С. Городецкий, И. Д. Евзеров. – Київ: ФАКТ, 2007. – 392с.
5. Носенко В.С. Напружено-деформований стан пальово-плитних фундаментів секційних висотних будинків: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.02 / Носенко Віктор Сергійович. – К.: КНУБА, 2012. – 175с.
6. Підлущкий В.Л. Взаємодія фундаментної плити з палями різної довжини з ґрунтовою багатошаровою основою: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.02 / Підлущкий Василь Леонідович. – К.: КНУБА, 2013. – 230с.
7. Сахаров В.О. Моделирование взаимодействия пальового фундаменту с нелинейной основой в условиях прибудовы: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.02 / Сахаров Володимир Олександрович. – К.: КНУБА, 2005. – 215 с.
8. Antone F. Analysis of linear structures on nonlinear pile foundations. / Antone F. Sayegh, Frank K. Tso. // *Computers and Structures*. - 1988. - No. 29 (4). – P. 633 - 643.
9. Гоцуляк Є.О. Розрахунок осадки і несучої здатності паль при їх взаємодії в плитному

фундаменті. / Є.О. Гоцуляк, М.В. Корнієнко, А.М. Шельменко // *Опір матеріалів і теорія споруд*. - 2010. – No. 86 (2010). – С. 124 - 130.

10. Sandy H.L. Cheen, Xinliu Wu. The value range of contact stiffness factor between pile and soil based on penalty function. - *IOP Conf. Series: Earth and Environmental Science (ICEESE)*. - 2018. – No. 128 (2018).

REFERENCES

1. Nosenko V.S., Krivenko O.A. (2020). Vplyv zhorstkosti nesuchykh konstruktсий budynku zi zbirnoho zalizobetonu na napruzhenodeformovanyy stan fundamentiv iz buroin'yektsiynykh pal' [The influence of the stiffness of the load-bearing structures of the house made of precast concrete on the stress-deformed state of the foundations made of bored-injection piles]. *Osnovu i fundamente: naukovotekhnichnyy zbirnyk*. Kyiv: KNUBA, 40, 48-57 (in Ukrainian).
2. DBN [state building regulations] B.2.6-198:2014. Stalevi konstruktсийi. Normy proektuvannya [Steel structures. Design standards] / Minrehion Ukrayiny – Kyiv, 2014. – 206p (in Ukrainian).
3. Boyko I.P., Boyandin V.S., Delnik A.E., Kozak A.L., Sakharov A.S. (1992). Finite element simulation of the loss of stable resistance in a foundation-soil system. *Archive of Applied Mechanics*, 62, 316-328.
4. Gorodetskiy A.S. (2007). Kompiuternye modely konstruktсий [Computer models of structures]. Kyiv, FAKT, 392 (in Russian).
5. Nosenko V.S. (2012). Napruzhenodeformovanyj stan paljovo-plytnykh fundamentiv sekcijnykh vysotnykh budynkiv [Stress-strain state of plate-pile foundations of sectional high-rise buildings]. *Dys. kand. tekhn. nauk: 05.23.02*. Kyiv: KNUBA, 175 (in Ukrainian).
6. Pidlutskiy V.L. (2013). Vzayemodiya fundamentnoyi plyty z palyamy riznoyi dovzhyny z gruntovoyu bagatosharovoyu osnovoyu [Interaction of a base plate with piles of different lengths with a soil multilayer basis]. *Dys. kand. tekhn. nauk: 05.23.02*. Kyiv: KNUBA, 230 (in Ukrainian).
7. Sakharov V.O. (2005). Modelyuvannya vzayemodiyi paljovogo fundamentu z nelinejnoyu osnovoyu v umovakh prybudovy [Modeling of the interaction of a pile foundation

- with a nonlinear basis in the conditions of an extension]. *Dys. kand. tekhn. nauk*: 05.23.02. Kyiv: KNUBA, 215 (in Ukrainian).
8. Antone F. Sayegh, Frank K. Tso. (1988). Analysis of linear structures on nonlinear pile foundations. *Computers and Structures*. 29 (4). 633-643.
 9. Gotsulyak E.O., Kornienko M.V., Shelmenko A.M. (2010). Rozrakhunok osadky i nesuchoyi zdatnosti pal' pry yikh vzayemodiyi v plytnomu fundamenti [Calculation of settlement and bearing capacity of piles with their support in a slab foundation]. *Resistance of materials and theory of structures*. No. 86 (2010). 124 - 130.
 10. Sandy H. L. Cheen, Xinliu Wu. (2018). The Value Range of Contact Stiffness Factor between Pile and Soil Based on Penalty Function. *IOP Conf. Series: Earth and Environmental Science (ICEESE)*. 128 (2018).

The influence of the rigidity of the joints of the panel house on the stress-deformed state of the foundation structures

Viktor Nosenko
Ostap Kashoida

Summary. The work compares the stress-deformed states of the pile foundations of the house depending on the method of modeling the joints of the wall panels.

The use of wall panels is due to the fact that their installation is a relatively fast technological process, but the disadvantage of such buildings is, among other things, the lack of free spatial planning [1]. During the creation of a numerical model, questions arise: what method (type of connection of panel elements to each other) should be used to model the joints of prefabricated reinforced concrete structures and how does this affect the stress-strain state in above-ground structures and foundations?

This paper presents the influence of the adopted decision (chosen method of joint modeling) on the stress-strain state of pile foundations.

A comparison was made of the stress-strain state of the pile foundation (piles and grid), which were obtained using the following joint modeling options:

1) reinforced concrete elements: monolithic floor, monolithic staircase-elevator shaft and prefabricated wall panels are rigidly connected to each other.

2) the joints between reinforced concrete elements are made using the principle of "combination of movements", i.e., the nodes of the finite elements of the structures are stitched and interact with each other on the basis of certain parameters: horizontal joints - only vertical movements are taken into account (combination movements in the HSC along the Z axis); vertical - take into account movement only in the horizontal plane (along the X and Y axes, in GCS);

3) joints between reinforced concrete elements are made using the functionality of PC "Sapphire". Horizontal joints take into account filling with solution (the so-called platform joint), the behavior of which is described by the elastic law of deformation. Vertical joints take into account embedded details, with the help of which elements are connected to each other in the corresponding places foreseen by the project.

It is shown that the choice of modeling option for the joint of reinforced concrete structures affects the VAT not only of the foundation structures, but also of the vertical load-bearing elements of the building (wall panels and monolithic structures of the stair-elevator shaft). When using various joint modeling options, it is possible to obtain quantitative differences in forces from 2 to 20%, and the type of joint practically does not affect the deformation of foundation structures.

Key words. Pile foundation, numerical modeling, prefabricated reinforced concrete structures, joints of prefabricated reinforced concrete elements.

Ідентифікація ґрунтових параметрів при розрахунку висотних будівель на пальових фундаментах

Василь Підлуцький¹, Василь Беган²

Київський національний університет будівництва і архітектури
31, просп. Повітрофлотський, Київ, Україна, 03037,

¹vasiliytsar@gmail.com, orcid.org/0000-0002-1936-3990

²began.vasya@gmail.com

DOI: 10.32347/0475-1132.44.2022.19-26

Анотація. Представлено результати числового моделювання взаємодії буронабивних паль з ґрунтовим середовищем. Досліджено процес ідентифікації параметрів ґрунту відповідно до статичних випробувань паль. Виділено параметри ґрунту, які найбільше впливають на зміну графіка залежності осідання палі від навантаження.

Процес дослідження можна розділити на такі етапи: створення в ПК «ЛІРА-Сапр» числової моделі взаємодії палі з об'ємним ґрунтовим масивом. Масив прийнято розмірами 30х30х40 м, опираючись на дослідження науковців [1]. Паля задана стержневим скінченним елементом (довжина палі 30м, діаметр 0,82м). Масив заданий нелінійними скінченними елементами з характеристиками згідно даних по інженерно-геологічних досліджень. Навантаження прикладене кроковим методом (10 кроків) з максимальним значенням 600 тон-сил. Було розглянуто 4 варіанти об'ємного ґрунтового масиву з різними значеннями модуля пружності. У першому варіанті модуль пружності **без змін**, у другому збільшений у **2 рази**, у третьому в **3 рази** і у четвертому варіанті у **4 рази**. Модуль пружності збільшувався одночасно у всіх елементах ґрунтового масиву. Згідно розрахунку встановлено, що при модулі пружності, збільшеному в **4 рази**, графік залежності осідання від навантаження, є близьким до графіку натурних випробувань. Далі, було проведено ідентифікацію кута внутрішнього тертя, зі збільшеним модулем пружності в **4 рази**. Встановлено, що в моделі ґрунту з кутом внутрішнього тертя, взятим з коефіцієнтом **0,5**, графік осідання дослідної палі є дуже близьким до графіку випробувань. Тому, для розрахунку системи «основа – фундамент – надземні



Василь Підлуцький
доцент кафедри
геотехніки
к.т.н., доц.



Василь Беган
магістр кафедри
геотехніки

конструкції» прийнято збільшити модуль деформації у **4 рази**, а кут внутрішнього тертя взяти з коефіцієнтом **0,5**.

Виконано розрахунок системи «основа – фундамент – надземні конструкції» для висотної будівлі при ідентифікованих параметрах ґрунтів і при параметрах, які були до ідентифікації. Досліджено напружено-деформований стан фундаментних конструкцій для двох варіантів ґрунтових умов. Наведено перерозподіл зусиль у фундаментних конструкціях при обох варіантах параметрів ґрунтів.

Ключові слова. Ідентифікація ґрунтових параметрів, пальовий фундамент, чисельне моделювання, висотний будинок.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Останнім часом кількість висотних будівель активно зростає, а площа, доступна для будівництва, зменшується. Тому, для передачі навантажень від будівлі на основу використовують пальові фундаменти.

За допомогою програмних комплексів поставлена задача відтворити реальну картину перерозподілу зусиль у несучих конструкціях висотного будинку та отримати осідання фундаментів. Це можливо досягнути, розглядаючи роботу системи «основа – фундамент – надземні конструкції», опираючись на натурні випробування паль.

АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

У роботах багатьох науковців [1-3] показано необхідність ідентифікації параметрів ґрунтів. Переважно у публікаціях звучить те, що осідання фундаменту у ґрунтах з характеристиками, прийнятими згідно інженерно-геологічних досліджень, сильно відрізняється від реальних результатів, що, в свою чергу, суттєво впливає на перерозподіл зусиль у надземних конструкціях і приводить до збільшення витрат на будівництво.

МЕТА РОБОТИ

Дослідити процес ідентифікації параметрів ґрунту, використовуючи результати статичних випробувань паль. Виконати порівняння результатів напружено-деформованого стану (НДС) фундаментних конструкцій спільно з ґрунтовим масивом з характеристиками до ідентифікації і після ідентифікації.

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

В програмному комплексі «ЛІРА-Сапр» було створено об'ємний ґрунтовий масив за допомогою спеціальних нелінійних скінченних елементів №271. В центрі масиву стержневим елементом задано палю довжиною 30 м та з діаметром 820 мм. Загальний вигляд об'ємного ґрунтового масиву наведено на Рис. 1.

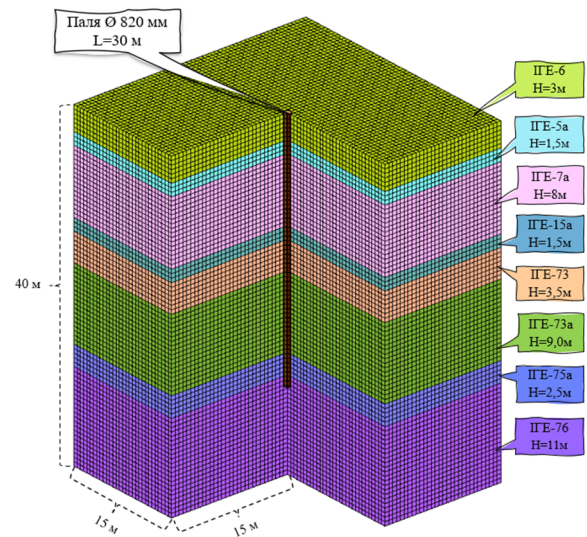


Рис.1. Загальний вигляд об'ємного ґрунтового масиву.

Fig.1. General view of the volumetric soil massif.

Ґрунтовий масив задано відповідно до інженерно-геологічного розрізу, який наведено на Рис. 4. Параметри ґрунтів задано згідно з таблицею 1 інженерно-геологічних досліджень. Навантаження прикладено кроковим методом, кількість кроків – 10, максимальне значення навантаження – 600 тс.

В результаті розрахунку було побудовано графік залежності осідання від навантаження. Після першого розрахунку помітно, що графік суттєво відрізняється від графіка згідно з статичними випробуваннями, тому необхідно виконувати ідентифікацію. Так як модуль пружності суттєво впливає на переміщення, в першу чергу було ідентифіковано саме цей параметр. Другий розрахунок було виконано аналогічно першому, тільки зі збільшеним модулем пружності, для всіх скінченних елементів ґрунтового масиву, у **2 рази**. Результат розрахунку показано на графіку залежності осідання від навантаження. Проаналізувавши цю криву, було прийнято рішення продовжити ідентифікацію, так як графік, порівняно з графіком за першим варіантом, більш схожий на графік за статичними випробуваннями, але він ще має суттєві відмінності. Далі було збільшено модуль пружності ґрунтового масиву в **3 рази** відносно початкових значень. Результати переміщень показано на Рис. 2.

Показано, що графік залежності осідання від навантаження для варіанту зі збільшеним модулем пружності в **3 рази**, є дуже близьким до графіка за статичними випробуваннями, проте, для отримання більш точних результатів, потрібно виконати наступний етап ідентифікації, зі збільшеним модулем пружності, відносно початкових значень в **4 рази**. Результати розрахунків показано на рис. 2 на графіку залежності осідання від навантаження. На даному графіку показано, що крива осідання зі збільшеним модулем пружності в **4 рази** є дуже схожою на криву згідно з статичними випробуваннями в межах лінійної частини.

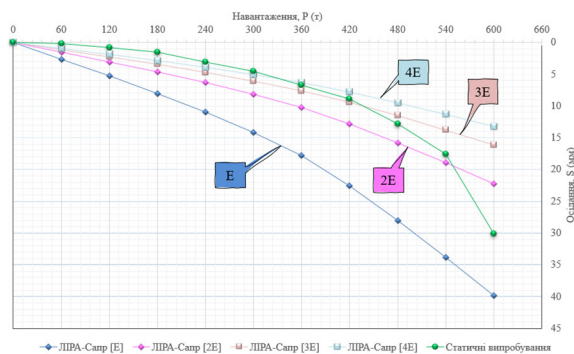


Рис.2. Графік залежності осідання від навантаження при різних значеннях модуля пружності об'ємного ґрунтового масиву.

Fig.2. The graph of the dependence of the settlement on the load at different values of the modulus of elasticity of the volumetric soil massif.

Наступним кроком в ідентифікації ґрунтових параметрів є ідентифікація кута внутрішнього тертя. Варто зазначити, що ідентифікація кута внутрішнього тертя виконується на вже ідентифікованому модулі пружності, тобто на збільшеному в **4 рази** відносно початкового значення. Перший етап ідентифікації зі стандартним значенням кута внутрішнього тертя. Наступний коефіцієнт, для ідентифікації кута внутрішнього тертя, становить **0,75**. Наступний розрахунок було виконано з коефіцієнтом **0,5** для кута внутрішнього тертя. Побудовано

графік залежності осідання від навантаження при різних значеннях кута внутрішнього тертя та зі збільшеним модулем пружності в **4 рази** відносно початкових даних та наведено на Рис. 3.

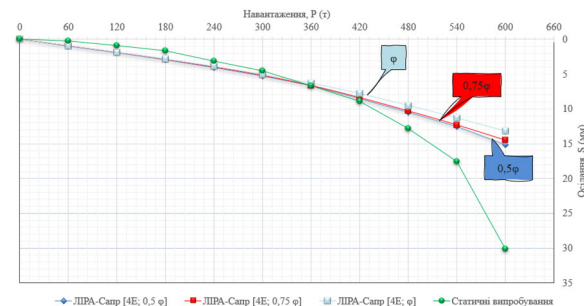


Рис.3. Графік залежності осідання від навантаження при різних значеннях кута внутрішнього тертя та зі збільшеним модулем пружності в 4 рази для об'ємного ґрунтового масиву.

Fig.3. The graph of the dependence of the settlement on the load at different values of the angle of internal friction and with an increased modulus of elasticity by 4 times for a volumetric soil massif.

Ідентифікацію питомого зчеплення немає необхідності виконувати, так як науковцями в [1] було доведено, що зміна цього параметру практично не впливає на результат розрахунку. Отже, в результаті ідентифікації ґрунтових параметрів, було прийнято для розрахунку системи «основа – фундамент – надземні конструкції» збільшити відносно початкових параметрів модуль пружності в **4 рази**, а кут внутрішнього тертя взяти з коефіцієнтом **0,5**. Відповідно до графіку, зображеного на Рис. 3, показано, що в межах навантаження 360-420 тс, осідання за результатами числового моделювання майже повністю відповідає осіданню за статичними випробуваннями. В попередньому розрахунку було визначено, що саме в такому діапазоні навантажень будуть працювати палі висотного будинку, який розглядається в даній роботі.

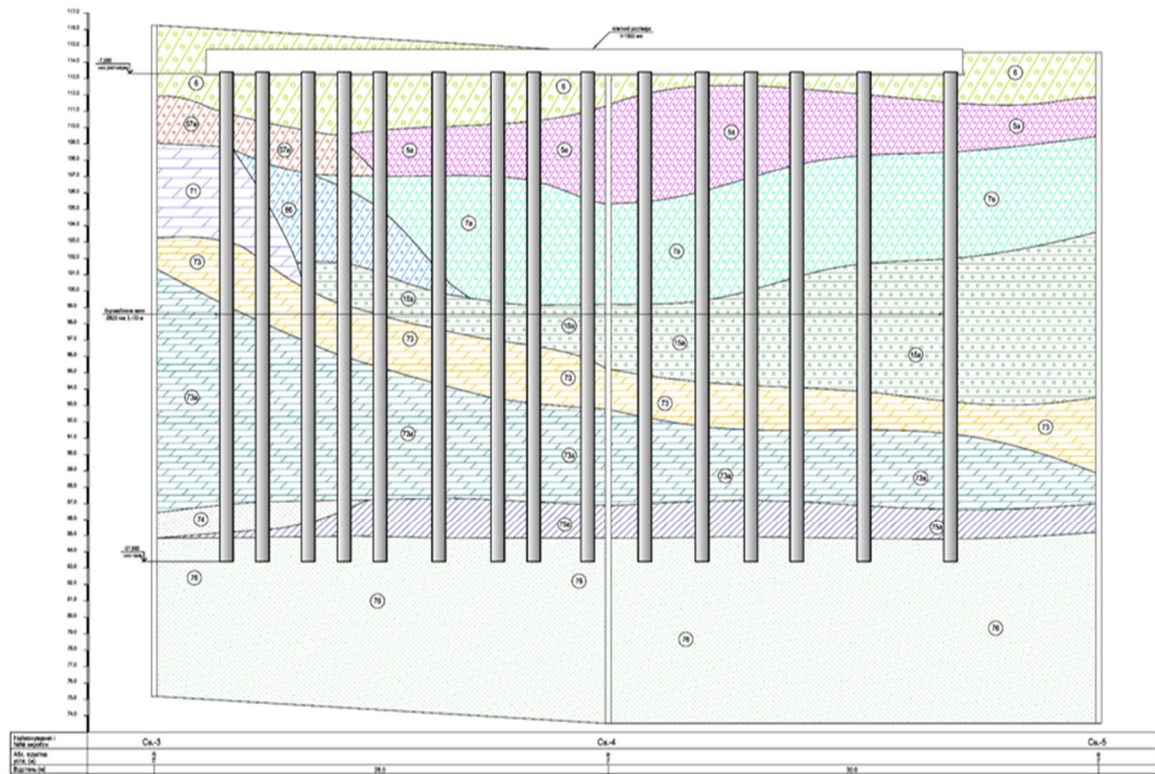


Рис.4. Інженерно-геологічний розріз майданчика будівництва та посадка фундаментів остаточного варіанту.

Fig.4. Engineering-geological section of the construction site and landing of the foundations of the final version.

Табл. 1. Показники фізико-механічних властивостей ґрунтів будівельного майданчика
Table 1. Indicators of physical and mechanical properties of the soils of the site

№ ІГЕ	Щільність ґрунту, г/см ³	Природна вологість, д.о.	Коефіцієнт пористості, д.о.	Кут внутріш- нього тертя, градуси	Питоме зчеплення, кПа	Модуль де- формації, МПа
	ρ	W	e	φ	c	E
6	1,58	0,140	0,880	17	31	20
5a	1,78	0,214	0,787	17	31	20
7a	1,90	0,210	0,669	14	13	14
8б	1,96	0,205	0,620	16	14	13
15a	1,91	0,286	0,796	14	18	17
57a	1,98	0,232	0,628	20	9	17
71	1,91	0,282	0,789	18	40	30
73	1,86	0,338	0,937	13	53	31
73a	1,92	0,304	0,833	12	40	20
74	1,93	0,140	0,532	31	3	32
75a	1,96	0,205	0,627	10	47	20
76	2,02	0,720	0,529	30	2	35

Наступний крок – це створення числової моделі системи «основа – фундамент – надземні конструкції» висотного будинку. Система створена в програмному комплексі «ЛІРА-Сапр». Загальний вигляд показано на Рис. 5. Основа задана як об'ємний ґрунтовий масив за допомогою нелінійних скінченних елементів та показана детально на Рис. 6.

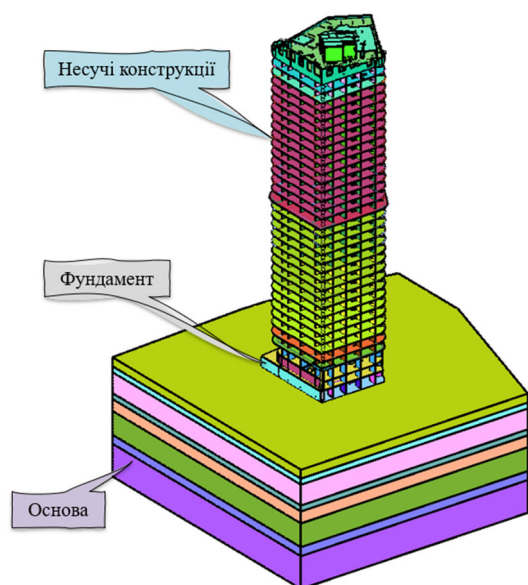


Рис.5. Загальний вигляд системи «основа – фундамент – надземні конструкції».

Fig.5. General view of the «base – foundation – above-ground structures».

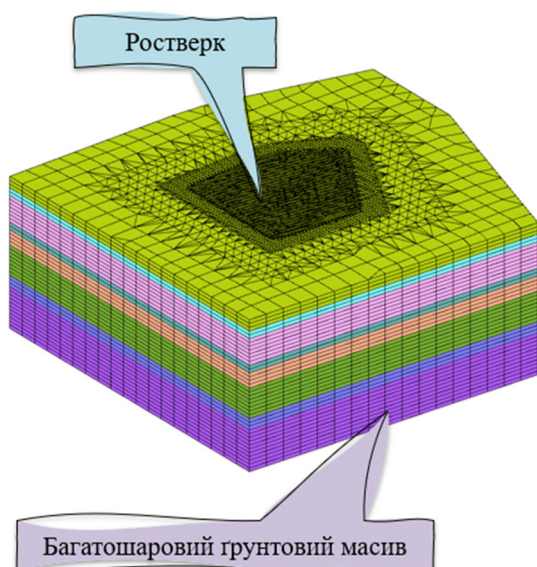


Рис.6. Об'ємний ґрунтовий масив.
Fig.6. volumetric soil massif.

На Рис. 7 показано фундаментні конструкції (ростверк, палі).

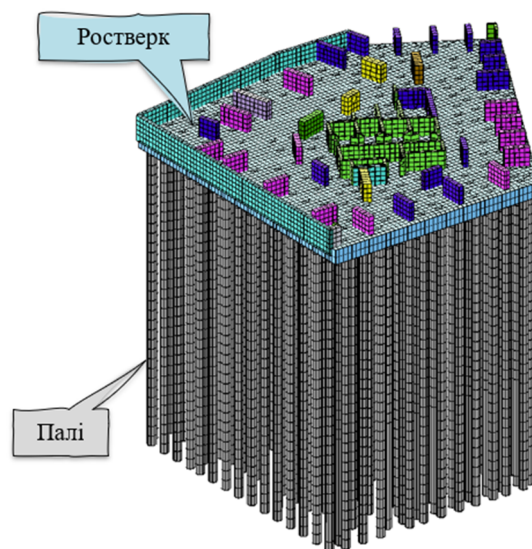


Рис.7. Загальний вигляд фундаментних конструкцій.

Fig.7. General view of the foundation structures.

Було виконано два порівняльних розрахунки загальної системи «основа – фундамент – надземні конструкції» та порівняно напружено деформований стан (НДС) фундаментних конструкцій для варіанту на об'ємному ґрунтовому масиві з параметрами до ідентифікації та після ідентифікації. Результати вертикальних переміщень ростверку показано на Рис. 8-10.

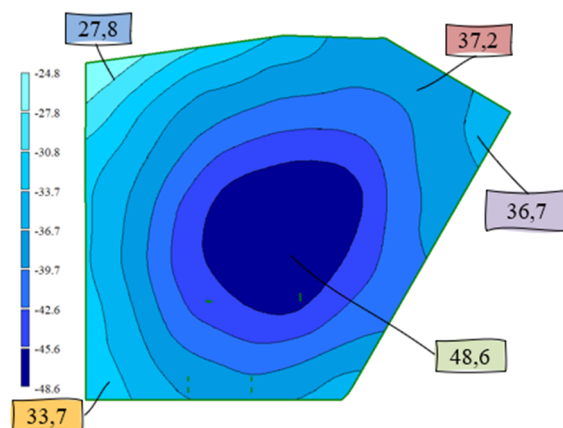


Рис.8. Вертикальні переміщення ростверку при параметрах ґрунту до ідентифікації.

Fig.8. Vertical movements of the grid at soil parameters **before identification**.

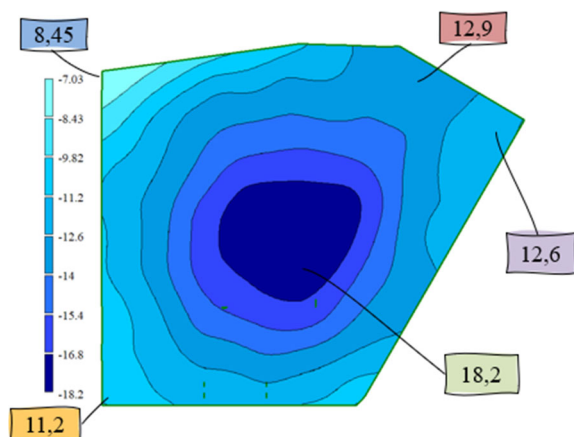


Рис.9. Вертикальні переміщення ростверку при параметрах ґрунту **після ідентифікації**.

Fig.9. Vertical movements of the grid at soil parameters **after identification**.

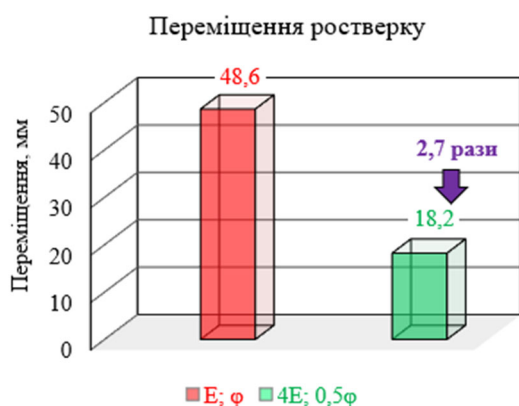


Рис.10. Діаграма вертикальних переміщень ростверку при різних параметрах об'ємного ґрунтового масиву.

Fig.10. The diagram of the vertical movements of the grid at different parameters of the volumetric soil massif.

В результаті розрахунків було виявлено, що перед проведенням числового моделювання системи «основа – фундамент – надземні конструкції» висотних будівель необхідно проводити ідентифікацію параметрів ґрунтового середовища для їх уточнення. Порівнявши значення переміщення ростверку, встановлено, що переміщення на моделі ґрунту з ідентифікованими параметрами майже в **3 рази** менші, ніж на моделі ґрунту з фізико-механічними характеристиками ґрунтів згідно інженерно-геологічних досліджень.

Наступним параметром для порівняння є

значення згинальних моментів (M_x), які виникають в ростверку на ґрунтовому масиві з різними параметрами. Результати показано на Рис. 11-13.

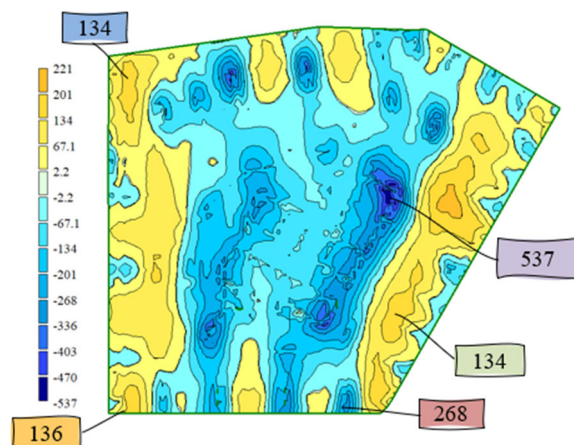


Рис.11. Значення згинальних моментів (M_x) ростверку при параметрах ґрунту **до ідентифікації**.

Fig.11. The value of the bending moments (M_x) of the grid at soil parameters **before identification**.

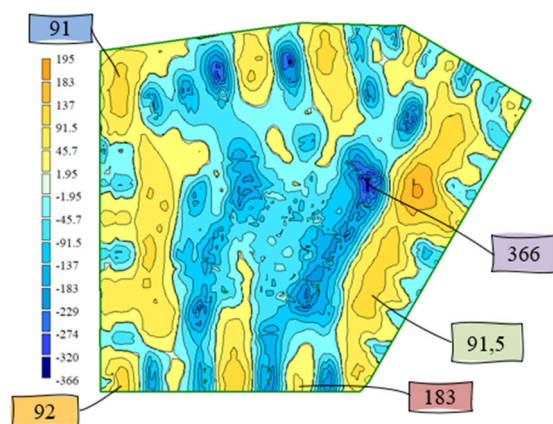


Рис.12. Значення згинальних моментів (M_x) ростверку при параметрах ґрунту **після ідентифікації**.

Fig.12. The value of the bending moments (M_x) of the grid at soil parameters **after identification**.

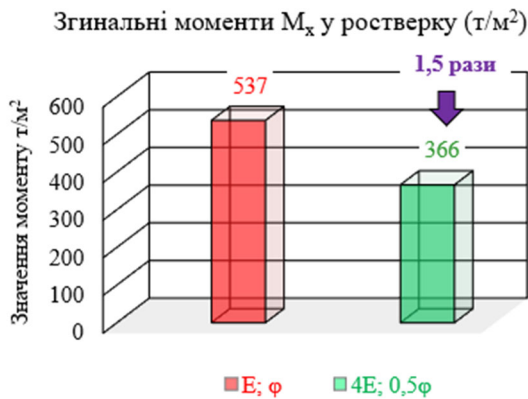


Рис.13. Діаграма значень згинальних моментів (M_x) ростверку при різних параметрах об'ємного ґрунтового масиву.

Fig.13. The diagram of the values of the bending moments (M_x) of the grid at different parameters of the volumetric soil mass.

Порівнявши значення згинальних моментів (M_x), які виникають у ростверку, встановлено, що значення моментів на моделі ґрунту з ідентифікованими параметрами в **1,5 рази** менші, ніж на моделі ґрунту з фізико-механічними характеристиками ґрунтів згідно інженерно-геологічних досліджень.

ВИСНОВКИ ТА РЕКОМЕНДАЦІЇ

Встановлено, що для отримання коректних результатів переміщення фундаментних конструкцій, необхідно виконувати ідентифікацію ґрунтових параметрів на основі натурних випробувань паль. З'ясовано, що при числовому моделюванні роботи палі з ґрунтовым масивом, на значення переміщення найбільше впливає модуль деформації ґрунту. Показано, що зміна кута внутрішнього тертя практично не впливає на характер осідання палі, але тільки в межах лінійної частини графіку, а при нелінійній поведінці – кращі результати дає зменшене значення кута внутрішнього тертя у **2 рази**. Доведено, що після ідентифікації параметрів ґрунтів, **переміщення та згинальні моменти**, які виникають в ростверку, порівняно з моделлю ґрунту, в якій параметри ґрунту прийняті відповідно до даних з інженерно-геологічних досліджень, зменшуються до

3 та 1,5 разів відповідно, що, в свою чергу, суттєво впливає на перерозподіл зусиль у цілому каркасі будівлі. Тому, для надійного та економічного проектування пальових фундаментів необхідно проводити ідентифікацію ґрунтових параметрів на основі натурних випробувань паль та моделювати систему «основа – фундамент – надземні конструкції» спільно з об'ємним ґрунтовым масивом.

ЛІТЕРАТУРА

1. Бойко І. Числове моделювання взаємодії буріноекційної палі з ґрунтовым масивом при дії статичного вертикального навантаження. / І. Бойко, О. Кривенко // *Основи та фундаменти: Науково-технічний збірник*. – К.: КНУБА. – 2021. – Вип. 43. – С. 9-16.
2. Бойко І. Ідентифікація параметрів ґрунту на основі натурних випробувань паль. / І. Бойко, Л. Скочко, М. Хоронжевський // *Основи та фундаменти: Науково-технічний збірник*. – К.: КНУБА. – 2021. – Вип. 42. – С. 9-18.
3. Носенко В. Визначення напружено-деформованого стану групи паль шляхом числового моделювання їх взаємодії з основою за даними польових досліджень. / В. Носенко, О. Кашоїда // *Основи та фундаменти: Науково-технічний збірник*. – К.: КНУБА. – 2021. – Вип. 43. – С. 87-100.
4. Носенко В.С. Напружено-деформований стан пальово-плитних фундаментів секційних висотних будинків: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.02 / Носенко Віктор Сергійович. – К.: КНУБА, 2012. – 175с.
5. Основи та фундаменти споруд. Зміна № 1: ДБН В.2.1-10-2009. – [Чинний від 2011-07-01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 55с.
6. Бойко І.П. Особливості взаємодії пальових фундаментів під висотними будинками з їх основою. / І.П.Бойко // *Основи і фундаменти: Міжвідомчий науково-технічний збірник*. – К.: КНУБА. – 2006. – Вип. 30. – С. 3-8.

REFERENCES

1. Boyko I., Krivenko O. (2021). Chuslove modelivannia vzaiemodii byroinektiinoi pali z gryntovum masuvom pru dii statuchnogo vertikalnogo navantajennia [Numerical simulation of interaction continuous flight auger pile with a soil mass under static vertical load]. *Osnovu ta*

- fundamenty: Naukovo-tekhnichnyj zbirnyk.* Kyiv: KNUBA, 43, 9-16 (in Ukrainian).
2. Boyko I., Skochko L., Khoronzhevskiy M. (2021). Identifikatsia parametriv gryntiv na osnovi rezyltativ natyrmih vuprobnyvan pal [Identification of soil parameters based on the results of field tests of piles]. *Osnovu ta fundamenty: Naukovo-tekhnichnyj zbirnyk.* Kyiv: KNUBA, 42, 9-18 (in Ukrainian).
 3. Nosenko V. Kashoida. O. (2021). Vyznachennia napryjeno-deformovanogo stany grypi pal shliahom chislovogo modeliuvannia ih vzaємodii z osnovoіy za dannimi poliovih doslidjen [Determination of the stress-strain state of group of piles by numerical simulation of their interaction with the base according to field research data]. *Osnovu ta fundamenty: Naukovo-tekhnichnyj zbirnyk.* Kyiv: KNUBA, 43, 87-100 (in Ukrainian).
 4. Nosenko V.S. (2012). Napruzhenodeformovanyj stan paljovo-plytnykh fundamentiv sekcijnykh vysotnykh budynkiv [Stress-strain state of plate-pile foundations of sectional high-rise buildings]. Dys. kand. tekhn. nauk: 05.23.02. Kyiv: KNUBA, 175 (in Ukrainian).
 5. Osnovy ta fundamenty sporud. Zmina 1: DBN V.2.1–10–2009. (2011). Kyiv: Minregionbud Ukrayiny, 55 (in Ukrainian).
 6. Boyko I.P. (2006). Osoblyvosti vzaємodii palovykh fundamentiv pid vysotnymy budynkamy z yikh osnovoіu [Features of the interaction of pile foundations under high-rise buildings with their foundation]. *Osnovu i fundamenty: Mizhvidomchyj naukovo-tekhnichnyj zbirnyk.* Kyiv: KNUBA, 30, 3-8 (in Ukrainian).

Identification of soil parameters in the calculation of high-rise buildings on pile foundation

Vasyl Pidlutskyi,
Vasyl Behan

Summary. The results of numerical modeling of the interaction of bored piles with the soil environment are presented. The process of identifying soil parameters according to static tests of piles was studied. The parameters of the soil, which have the greatest influence on the change in the graph of the dependence of the pile settlement on the load, are singled out.

The research process can be divided into the

following stages: creation of a numerical model of the interaction of the pile with the volumetric soil array in the PC «LIRA-Sapr». The size of the array is 30x30x40 m, based on the research of scientists [1]. The pile is defined be a rod finite element (pile length 30 m, diameter 0.82 m). The array is defined by non linear finite elements with characteristics according to data from engineering and geological studies. The load is applied step by step (10 steps) with a maximum value of 600 ton-forces. 4 variants of the volumetric soil massif with different values of the modulus of elasticity were considered. In the first variant, the modulus of elasticity is unchanged, in the second it is increased by 2 times, in the third by 3 times and in the fourth variant by 4 times. The modulus of elasticity increased simultaneously in all elements of the soil massif. According to the calculation, it was established that when the elasticity modulus is increased by 4 times, the graph of the dependence of the settlement on the load is close to the graph of field tests. Further, the identification of the angle of internal friction was carried out, with an increased modulus of elasticity by 4 times. It was established that in the soil model with the angle of internal friction taken with a factor of 0.5, the settlement graph of the test pile is very close to the test graph. Therefore, for the calculation of the «base – foundation – above-ground structures» system, it is customary to increase the elasticity modulus by 4 times and take the angle of internal friction with a factor 0.5.

The calculation of the «base – foundation – above-ground structures» system for a high-rise building with identified soil parameters and with parameters that were before identification was performed. The stress- strain state of foundation structures for two variants of soil conditions was investigated. Redistribution of forces in foundation structures with both variants of soil parameters is given

Key words. Identification of soil parameters, pile foundation, numerical modeling, high-rise building.

Вплив можливого водонасичення лесового ґрунту на напружено-деформований стан фундаментів багатоповерхового будинку

Вероніка Жук¹, Ірина Павленко²

Київський національний університет будівництва і архітектури
31, просп. Повітрофлотський, Київ, Україна, 03037,

¹zhuk.vv@knuba.edu.ua, orcid.org/ 0000-0002-1114-3192

²iryna_pavlenko@ukr.net

DOI: 10.32347/0475-1132.44.2022.27-43

Анотація. Господарська діяльність людини у сфері будівництва має своїм наслідком зростання щільності забудови, як наслідок, відведення під забудову ділянок, що раніше вважались ризикованими з точки зору якості ґрунтових умов, збільшення насичення ґрунтової товщі підземними комунікаціями. Усі ці фактори мають безпосереднє значення, коли мова йде про використання лесових ґрунтів у якості основи при проектуванні, зведенні та експлуатації нових об'єктів будівництва.

Лесові ґрунти вкривають близько 80% території України. Ці ґрунти мають негативну особливість – здатність знижувати свої механічні властивості при контакті з водою та давати додаткові деформації просідання. Отже, значна частина будинків зводиться саме в таких ґрунтових умовах, а тому фундаментні конструкції цих будівель і споруд мають проектуватися з врахуванням можливості виникнення нерівномірних деформацій. Тому актуальність врахування спільної роботи системи «просідаюча основа – фундамент – надземні конструкції» не зменшується, а навіть зростає.

Лесові ґрунти у сухому стані завдяки структурним зв'язкам мають добрі фізико-механічні характеристики. Проте зі збільшенням вологості пористість ґрунту зазнає різкої зміни, опір стисненню стрімко знижується. Відбувається руйнування структурних зв'язків, виникає просідання.

Пошук надійного та економічного варіанту фундаментних конструкцій є актуальним питанням при проектуванні будівель і споруд на сучасному рівні, особливо в умовах будівництва на ґрунтах, що здатні просідати при можливому водонасиченні.

У роботі представлено варіантне проектування фундаментів будинку. При цьому було



Вероніка Жук
доцент кафедри
геотехніки
к.т.н., доц.



Ірина Павленко
магістр кафедри
геотехніки

розглянуто вплив можливого водонасичення лесових ґрунтів основи на напружено-деформований стан фундаментів із врахуванням різних схем можливого замочування лесових ґрунтів залежно від розмірів та розташування зон водонасичення в плані будинку. Виконано аналіз результатів числового моделювання спільної роботи елементів системи «основа – фундамент – надземні конструкції», обґрунтовано вибір найбільш надійного варіанту фундаментів. Підтверджено, що розміри та розташування в плані зон замочування лесового ґрунту здійснюють вплив на перерозподіл напружень у конструкціях фундаментів. Показано, що використання варіативного проектування фундаментів, їх параметрів з врахуванням негативних факторів відносно ґрунтових умов будівельного майданчика і ситуацій, що можуть виникнути під час експлуатації будинку, дозволяє обрати економічний та надійний варіант фундаменту.

Ключові слова. Числове моделювання, напружено-деформований стан, лесовий ґрунт, нерівномірні деформації, пальовий фундамент, залізобетонний каркас.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Дослідження присвячено впливу можливого водонасичення лесового ґрунту основи на напружено-деформований стан фундаментів будинку. Актуальність виконаного дослідження полягає в необхідності врахування при проектуванні нових будівельних об'єктів можливого виникнення негативного явища просідання в ґрунтах основи, коли водонасичення може виникати не лише прогнозовано, а й внаслідок аварійних ситуацій на міських інженерних мережах, техногенних катастроф, штучної зміни характеру руху підземних вод, непродуманих рішень на будівельному майданчику тощо.

Лесові ґрунти мають значне поширення на території України та вкривають близько 80% її поверхні. Такі ґрунти відрізняються своєю негативною особливістю при контакті з водою – здатністю знижувати свої механічні властивості та давати додаткові деформації просідання. Отже, переважна частина будівель і споруд в Україні будується та експлуатується саме в таких ґрунтових умовах. Цим пояснюється необхідність проектування фундаментних конструкцій цих будівель і споруд з врахуванням можливості виникнення нерівномірних деформацій внаслідок просідання лесових ґрунтів при їх можливому водонасиченні. В зв'язку з цим, актуальність виконання розрахунків спільної роботи елементів системи «основа – фундамент – надземні конструкції» не зменшується, а навіть зростає для відслідковування перерозподілу внутрішніх зусиль у несучих конструкціях внаслідок виникнення можливих нерівномірних деформацій ґрунтової основи.

Лесові ґрунти завдяки своїм структурним зв'язкам у природному стані мають достатньо добрі за величиною показники фізико-механічних властивостей. Проте зі збільшенням вмісту вологи відбувається руйнування структурних зв'язків, опір стисненню стрімко знижується, пористість ґрунту зазнає різкої зміни, спостерігається явище просідання. Врахування такої поведінки ґрунту основи фундаментів є обов'язковим

при проектуванні будівель і споруд, що зводяться на просідаючих ґрунтах.

Для сучасного рівня проектування фундаментів актуальним питанням є пошук надійного та одночасно економічного варіанту фундаментних конструкцій, особливо в умовах будівництва на ґрунтах, що здатні просідати при їх можливому водонасиченні внаслідок аварійних втрат із водоносних мереж або інших техногенних чи природних причин підвищення вмісту вологи.

У представлений роботі наведено результати виконаного варіантного проектування фундаментів будинку з врахуванням можливого водонасичення лесових ґрунтів основи. Було розглянуто вплив можливого виникнення нерівномірних деформацій основи на напружено-деформований стан фундаментів із врахуванням різних схем замочування лесових ґрунтів - залежно від розмірів зон водонасичення та їх розташування в плані будинку.

Безумовно, числове моделювання спільної роботи елементів системи «основа – фундамент – надземні конструкції», дає можливість відслідковувати перерозподіл напружень у несучих конструкціях будівель і споруд, що є особливо важливим для випадків можливого виникнення нерівномірних деформацій ґрунтової основи. Застосування комп'ютерної симуляції та виконання варіативних розрахунків відкриває шлях для пошуку та обґрунтування раціонального та одночасно надійного варіанту фундаментів. Сучасний рівень проектування основ і фундаментів будівель і споруд на просідаючих ґрунтах має обов'язково враховувати можливий розвиток негативних факторів стосовно ґрунтових умов будівельного майданчика і різних аварійних ситуацій, що можуть виникнути під час експлуатації будинку чи споруди.

АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Сучасний підхід використання комп'ютерної симуляції є найдоступнішим та дуже зручним способом прогнозування поведінки ґрунтової основи фундаментів будівель та споруд. Врахування взаємодії ґрунтової

основи з фундаментами при виконанні геотехнічних розрахунків є важливим етапом проектування фундаментних та надземних конструкцій багатоповерхових будівель. Достовірність результатів розрахунків з використанням числового моделювання залежить від цілого ряду складових:

- вихідних даних про параметри ґрунтового середовища;
- моделі середовища, що описує закономірності його поведінки;
- розрахункової схеми, яка включає всі елементи системи «основа – фундамент – надземні конструкції»;
- постановки задач розрахунку, що враховує необхідні змінні параметри, етапність змін тощо.

Якщо можливості програмних комплексів сьогодні, як правило, задовольняють вимоги конструкторів-проектувальників та дослідників, то моделі середовищ на даний момент все ще потребують розвитку, вдосконалення або уточнення, коли питання йде про будівництво в складних ґрунтових умовах з можливістю розвитку певних негативних гідро-геологічних ситуацій.

Питаннями вивчення властивостей лесових ґрунтів, закономірностей їх поведінки присвячено численні праці багатьох вчених, серед яких Бойко І.П., Винников Ю.Л. [2], Дранніков А.М., Зоценко Н.Л., Краєв В.Ф., Соколов М. [9] та інші. Наприклад, публікація Гранько О.В. [3] присвячена висвітленню результатів дослідження зміни значень фізико-механічних показників лесових суглинків під фундаментами за умов їх підтоплення.

Над подальшою розробкою та вдосконаленням розрахункових моделей працювали і працюють ряд науковців, серед яких Бойко І.П. [1], Корнієнко М.В. [5], Моргун А.С. [7]. Наприклад, з використанням числового методу граничних елементів авторами публікації [7] було представлено розв'язання нелінійної задачі впливу на несучу спроможність палі від зміни напружено-деформованого стану лесових ґрунтів через їх замокання.

Публікація Моторного М.А. [8] висвітлює результати визначення напружено-

деформованого стану основи пальових фундаментів на лесових просідаючих ґрунтах при замочуванні просідаючої товщі знизу вгору (розглянуто випадок можливого підтоплення території забудови).

Авторами публікації [4] Жук В.В. та Підлуцьким В.Л. розглянуто причини та характер нерівномірних деформацій основи фундаментів будівель і споруд для дослідження взаємодії елементів системи «ґрунтова основа – фундамент – будівля».

Колектив авторів, серед яких Моргун А.С., Меті І.М. та інші [6], розглянули за методом граничних елементів взаємодію фундаментів будівлі з пружно-пластичною багат шаровою основою для явища замокання основи. Публікація Янко К.О. [10] присвячена дослідженню зміни напружено-деформованого стану лесової основи пальового фундаменту внаслідок її замокання.

МЕТА РОБОТИ

Метою виконаного дослідження є пошук оптимального варіанту фундаментних конструкцій будинку в умовах нерівномірних деформацій основи внаслідок можливого підвищення вологості лесових ґрунтів від аварійних втрат із водоносних мереж.

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

Об'єктом виконаного дослідження є взаємодія будинку з основою, ґрунти якої характеризуються зниженням своїх механічних властивостей при водонасиченні та здатністю давати додаткові деформації просідання. Предмет дослідження - напружено-деформований стан фундаментів будинку.

Для досягнення поставленої мети були поставлені наступні задачі:

- виявлення найнебезпечніших схем можливого водонасичення лесового ґрунту, що викликають найбільші нерівномірні деформації фундаментів.
- варіантне проектування фундаментів в умовах нерівномірних деформацій основи при можливих аварійних втратах із водоносних мереж.
- дослідження перерозподілу

навантажень на палі при можливому просіданні лесового шару ґрунту внаслідок його водонасичення.

- оцінка впливу розмірів зони зволоження лесових ґрунтів та її розташування в плані на перерозподіл зусиль у ростверках пальових фундаментів.
- аналіз впливу схем можливого замочування лесових ґрунтів на характер деформування фундаментів.

Дослідження було виконано на прикладі багатоквартирного житлового будинку, що за класом наслідків відповідальності відноситься до СС2. Коефіцієнт надійності за призначенням для II класу відповідальності $\gamma_n = 1,15$. Граничне осідання основ для заданого виду будівель і споруд $S_u = 15$ см.

За об'ємно-планувальним рішенням житловий будинок складається з однієї 16-поверхової секції з підвалом та технічним горіщним поверхом та має габаритні розміри в плані 27 x 12 м. Конструктивна схема житлового будинку каркасна (монолітний залізобетонний безригельний в'язевий каркас) з несучими залізобетонними колонами із заповненням зовнішніх стін кладкою з керамічної цегли. Ядро жорсткості запроектовано

у вигляді залізобетонних стін сходової клітини та ліфтової шахти. Вертикальну жорсткість каркасу будинку забезпечують жорсткі вузли сполучення колон, діафрагм жорсткості та плит перекриття і покриття між собою в поздовжньому і поперечному напрямках. Просторова жорсткість будівлі забезпечується сумісною роботою всіх елементів каркасу будівлі – колонами, стінами стовбура жорсткості та монолітними залізобетонними плитами перекриття. Перекриття запроектовано залізобетонне монолітне, товщиною 200 мм, колони каркасу перерізом 300 x 400 мм.

Будівельний майданчик знаходиться у м. Києві. Рельєф місцевості похилий у північно-східному напрямку, є перепад позначок поверхні в межах 3..5 м, абсолютні позначки знаходяться в діапазоні 182,5...177,5 м (рис.1). Район будівництва відноситься до розвинутої мережі правих приток р. Либідь, поверхня цього району хвиляста, прорізана долинами струмків, річок та глибокими балками. У зв'язку зі зношеністю міських інженерних мереж, їх аварійною експлуатацією можливий ризик підтоплення території будівництва, що потрібно врахувати при проє-

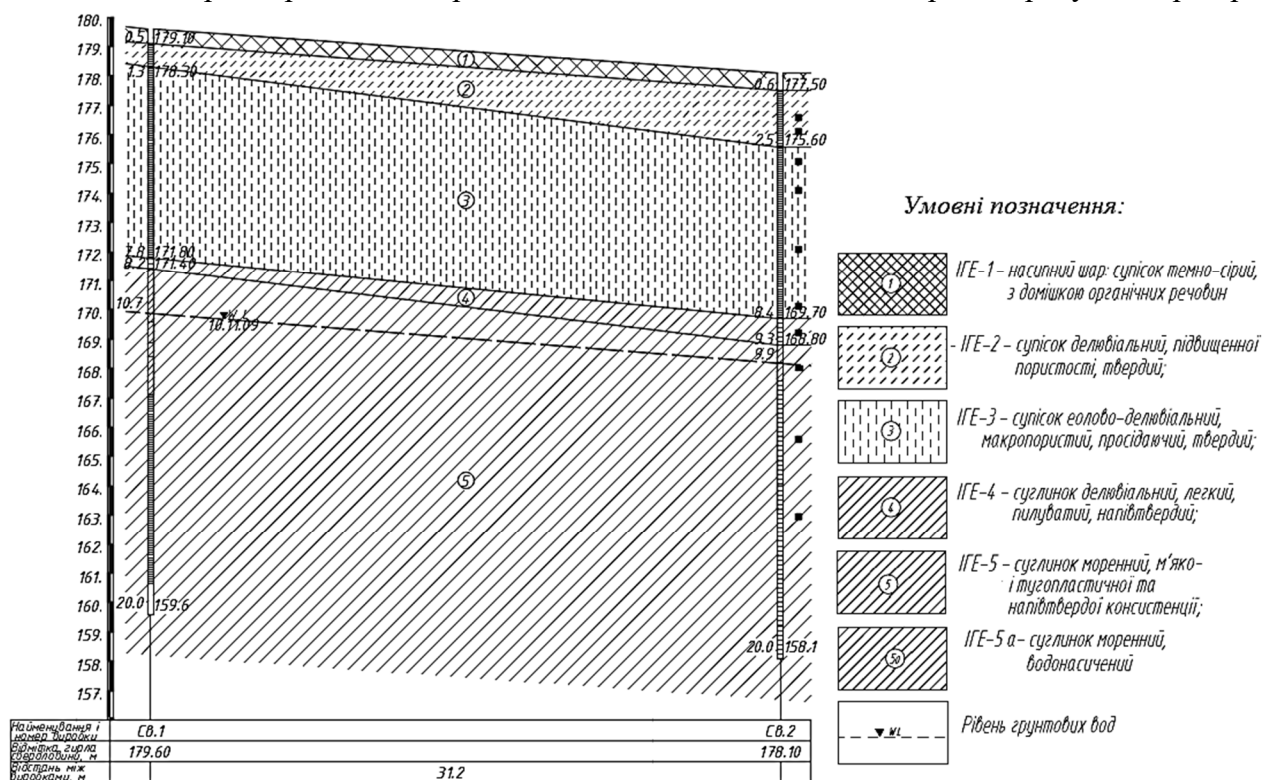


Рис.1 Інженерно-геологічний розріз

Fig.1 Geological conditions of the construction site

ктування фундаментних конструкцій.

Геологічна будова (рис.1) ділянки будівництва складена наступними відкладами:

- верхня частина ґрунтової товщі представлена насипними ґрунтами та делювіальними супісками невитриманого залягання підвищеної пористості, неоднорідні та сильно стисливі;

- підстеляючі їх еолово-делювіальні лесові супіски є неоднорідними за своїми будівельними властивостями, знаходяться в твердому стані, можливе проявлення просідаючих властивостей при їх водонасиченні;

- нижче залягають моренні суглинки змінної консистенції (від напівтвердої до м'якопластичної), неоднорідність вологості суглинків по глибині і за простиранням пов'язана з наявністю водонасичених лінз та прошарків супісків пилюватих і дрібних пісків середньої щільності.

На майданчику за даними інженерно-геологічних вишукувань було виділено 5 інженерно-геологічних елементів (ІГЕ). При цьому загальна потужність лесових ґрунтів (ІГЕ-2 та ІГЕ-3) в межах майданчика складає 4.8...8.4 м, погіршення властивостей цих лесових супісків можливе при їх водонасиченні (табл.1). Зазначені лесові супіски під дією природного тиску по глибині не просідають, проте, при додатковому тиску, що

перевищує величину початкового тиску просідання буде спостерігатись просідання основи при замочуванні.

Ґрунтові води на момент розвідувального буріння були зустрінуті на глибині 9,9..10,7 м від поверхні рельєфу майданчика.

В якості несучого шару фундаментів будинку було прийнято суглинок моренний (ІГЕ-5). Фундаменти будинку пальові із забивних паль перерізом 350х350 мм, що влаштовуються до проектного положення із застосуванням лідерного буріння. Несуча здатність одиночної палі по ґрунту склала 702,62 кН для ґрунтів в природному стані та 491,75 кН при можливому водонасиченні лесових супісків (ІГЕ-2 та ІГЕ-3), в цьому випадку допустиме навантаження на палю становить 466,81 кН з врахуванням виникнення негативного тертя.

Для вибору оптимального варіанту фундаментів було виконано варіантне проектування – розроблено 3 варіанти пальових фундаментів (рис.2), для яких було виконано числове моделювання спільної роботи ґрунтового масиву, фундаментних конструкцій та каркасу будівлі. Розроблена для цього скінчено-елементна модель системи «ґрунтова основа - фундамент - будівля» враховує згідно даних вишукувань похиле залягання

Табл. 1. Фізичні характеристики ґрунтів будівельного майданчика

Table 1. Physical characteristics of soils of the construction site

№ шару	Найменування ґрунту	Глибина закладання підстави шару, м	Щільність,		Питома вага ґрунту,		Природна вологість W	Межа текучості W _L	Межа вологості W _P	Число пластичності I _P	Показник текучості IL	Коефіцієнт пористості e	Ступінь водонасичення Sr	Питома зчеплення c _p , кПа	Кут внутрішнього тертя φ _p	Модуль деформації E, МПа	Розрахунковий опір R ₀ , кПа
			ρ	ρ _s	γ	γ _s											
1	Насипний	0,5-0,6	1,47	-	14,4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2	супісок делювіальний, твердий	1,3-2,5	1,49/1,85	2,66	14,6/18,1	26,1	0,09/0,35	0,24	0,21	0,03	0/1	0,942	0,25/1	6/4	16/14	7/5	250/200
3	супісок еолово-делювіальний, твердий	7,8-8,4	1,66/1,91	2,67	16,3/18,7	26,2	0,14/0,31	0,27	0,22	0,05	0/1	0,829	0,45/1	12/9	20/18	13/10	250/200
4	суглинок делювіальний, напівтвердий	8,2-9,3	1,79/1,95	2,69	17,6/19,1	26,4	0,18/0,29	0,3	0,23	0,07	0,11/0,47	0,770	0,63/1	14/11	19/7	16/13	242/217
5	суглинок моренний	10,7-9,9	1,94	2,71	19	26,6	0,26/0,28	0,34	0,24	0,1	0,2/0,4	0,760	0,78/0,93	26/19	18/16	23/19	236/223
5a	суглинок моренний водонасичений	20	1,97	2,71	19,3	26,6	0,28	0,34	0,24	0,1	0,4	0,760	0,93	19	16	19	223

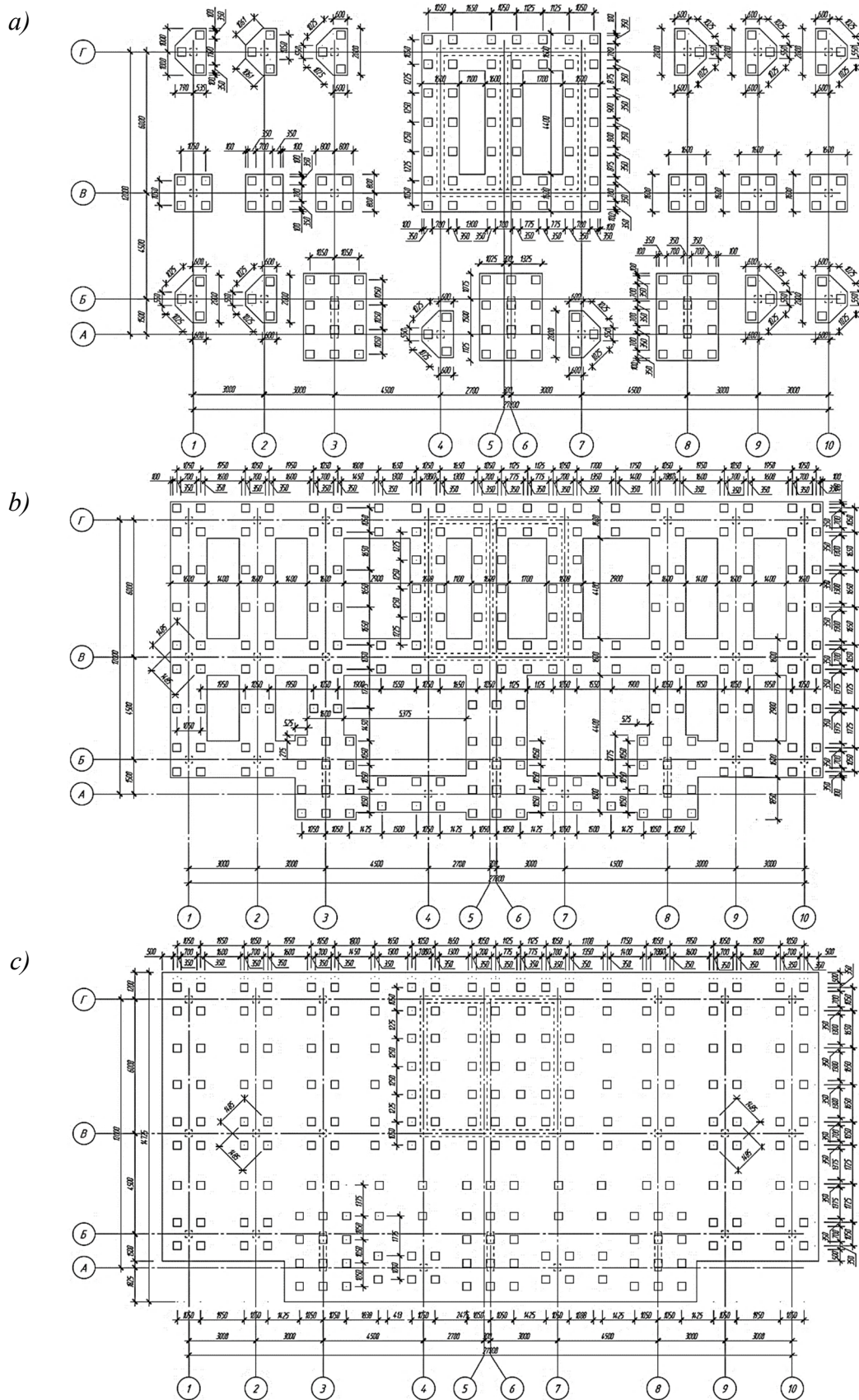


Рис.2 Варіанти паливих фундаментів будинку: *a* -окремі куці палі, *b* – з перехресно-стрічковими ростверками, *c* – з плитним суцільним ростверком.

Fig.2 Options for pile foundations of the building: *a* – pile cap; *b* – strip pile cap; *c* – raft pile cap.

грунтів (неоднорідність ґрунтових умов в межах плями забудови), а також відповідно інженерно-геологічному розрізу змінну потужність шарів ґрунту (рис.3) на території будівництва.

Варіантне проектування фундаментів будинку полягало у порівнянні пальових фундаментів, які мають різні типи ростверків (рис.2): у вигляді окремих кушків паль, перехресних стрічок та у вигляді суцільного плитного ростверку. Інші параметри пальових фундаментів будинку (несучий шар ґрунту паль, товщина ростверку, тип паль, поперечний переріз паль та їх довжина) залишалися незмінними, однаковими для всіх варіантів, що розглядалися.

При проектуванні фундаментних конструкцій житлового будинку додатково було виконано дослідження впливу можливого замочування лесового ґрунту на напружено-

деформований стан фундаментів. Розглядалося можливе водонасичення лесових супісків (ІГЕ-2 та ІГЕ-3) внаслідок аварійних втрат води з інженерних мереж. Дослідження передбачало аналіз внутрішніх зусиль і деформацій осідання, що виникають у конструкціях фундаментів при реалізації ситуацій можливого водонасичення з водоносних мереж різних зон масиву просідаючих ґрунтів. При цьому розташування цих зон замочування в межах плану забудови (рис.4) було обрано виходячи із найбільших та найнебезпечніших наслідків впливу на перерозподіл напружено-деформованого стану ґрунтової основи та несучих конструкцій будинку, а саме, за спричиненням розвитку нерівномірних деформацій основи фундаментів будинку. Отже, для дослідження було розглянуто варіанти можливого водонасичення лесових ґрунтів основи внаслідок можливих

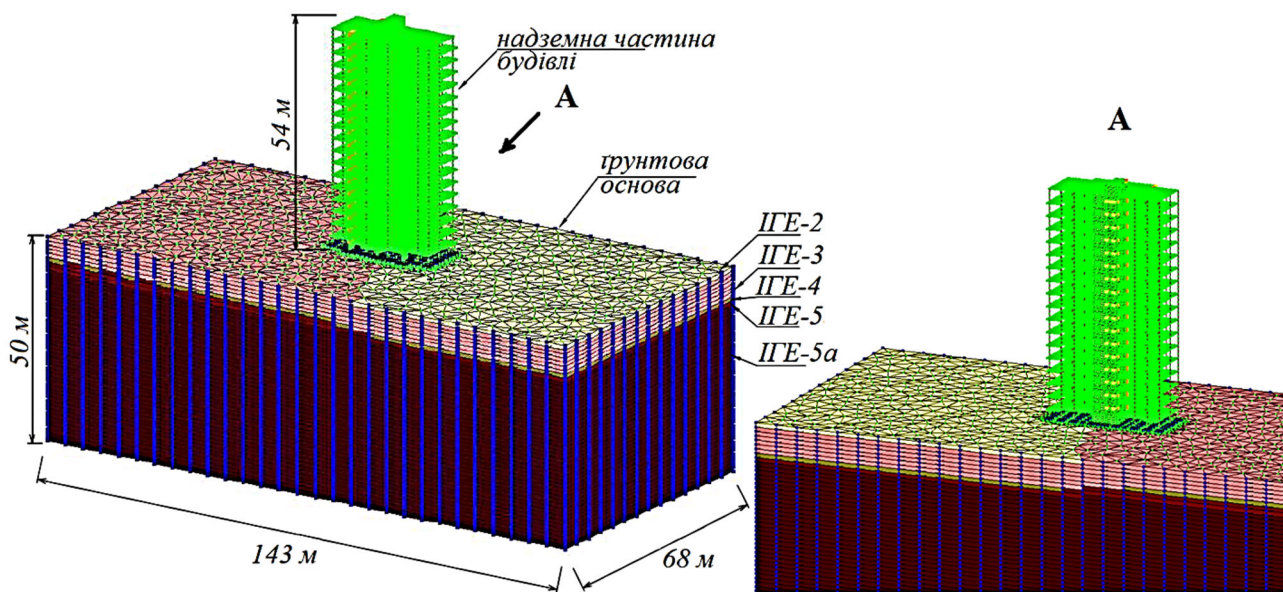


Рис.3 Скінчено-елементна модель системи «грунтова основа – фундамент – будівля»

Fig.3 Finite element model of the "soil base - foundation - building" system

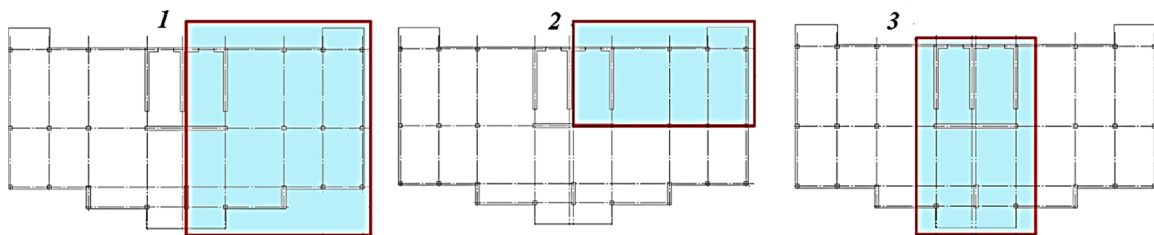


Рис.4 Розташування зон водонасичених лесових ґрунтів: 1 - права половина будинку; 2 - права кутова зона будинку; 3 - центральна зона будинку

Fig.4 Location of zones of water-saturated loess soils: 1 – the right half of the building; 2 - the right corner of the building; 3 – the central part of the building

аварійних втрат із водоносних мереж для наступних зон: під половиною будинку, під кутовою зоною будинку та під центральною частиною будинку (рис.4). Прогнозувалося, що таке розташування зон з можливим проявленням додаткових деформацій просідання лесових ґрунтів при водонасиченні спричинить максимально небезпечний характер деформування основи та фундаментів будинку у вигляді перекоосу, крену, прогину.

Таким чином, для кожного із трьох варіантів пальових фундаментів (рис.2-а,б,с) було виконано розрахунки спільної роботи будівлі з ґрунтовою основою для випадку ґрунтів у природному стані та для трьох схем водонасичення (рис.4) лесових ґрунтів через можливі аварійні втрати із водоносних мереж.

Дослідження взаємодії будинку з ґрунтовою основою шляхом числового моделювання було виконано з використанням ПК ЛІРА-САПР 2017. Скінчено-елементна модель (рис.3) включає всі елементи системи «ґрунтова основа – фундамент - будівля». Ґрунтовий масив представлено скінченими елементами (СЕ) типу 271-276 з характеристиками згідно даних звіту інженерно-геологічних випробувань ґрунтів майданчика будівництва. Палі моделювалися у вигляді ланцюжка СЕ-57 (одновузловий скінченний елемент паль). Призначено шарнірне опирання ростверку на оголовок палі, передбачено врахування взаємного впливу паль. Розрахункова область ґрунтового масиву прийнята розмірами 140 x 68 м з триангуляцією 1 м по глибині та 5 м по ширині розрахункової області. Замочування приймалося на всю товщину лесових ґрунтів основи, тобто на глибину 9 м.

Для проведення аналізу результатів розрахунків було призначено характерні зони (рис.5), що є єдиними для всіх постановок задач. Призначені зони розташовані під несучими вертикальними елементами надземної частини будинку (колони, пілони, стіни) та охоплюють різну локалізацію в межах плями забудови (кутова, периферійна та центральна). Для цих зон буде виконано порівняння значень внутрішніх зусиль в конструкціях фундаментів будинку та інших

досліджуваних показників.

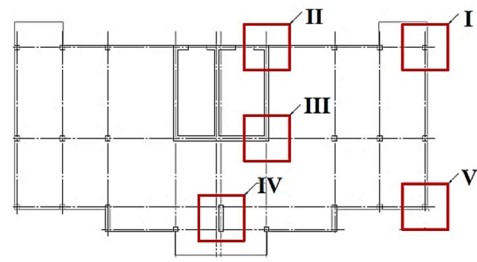


Рис.5 Характерні зони для аналізу результатів розрахунків

Fig.5 Characteristic zones for problem-solving analysis

За результатами комп'ютерного моделювання взаємодії будівлі з ґрунтовою основою було отримано наступні результати: зона з максимальними значеннями вертикальних переміщень ростверків (рис.6) формується в місці розташування ядра жорсткості будинку (сходової клітини та ліфтових шахт). Для варіанту фундаментів будинку у вигляді окремих кушів паль діапазон значень осідання ростверку складає 10...37 мм для випадку ґрунтових умов у природному стані (рис.6-а). Для пальових фундаментів з стрічковими ростверками спостерігається характер розподілу деформацій осідання більш рівномірний, з меншим перепадом між екстремальними значеннями, при цьому діапазон значень вертикальних переміщень ростверків для ґрунтів у природному стані становить 8...33 мм. Очікувано, що пальовий фундамент з суцільним плитним ростверком сприяє формуванню ще більш рівномірного характеру розподілу вертикальних переміщень, діапазон значень осідання ростверку для ґрунтів у природному стані в цьому випадку складає 8...29 мм. Рівномірність розподілу деформацій осідання очікувано зростає зі збільшенням площі ростверку та об'єднанням більшої кількості паль у єдину конструкцію, при цьому, додатково, спостерігається зменшення абсолютних значень осідання фундаментів будинку.

Розглядаючи випадки можливого водонасичення лесових супісків та прояви додаткових деформацій просідання ґрунтової основи внаслідок аварійних втрат із водоносних мереж можна зробити наступні висновки: очікувано, характер розподілу

деформацій осідання змінюється із тенденцією пересування зони максимальних значень вертикальних переміщень (воронки осідання) у напрямку локалізації зони замочування (рис.6-*b,c,d*). Зона максимальних деформацій осідання для всіх постановок задач залишається під ядром жорсткості каркасу будинку із незначним пересуванням воронки осідання у відповідності до застосованої схеми замочування (рис.4) лесових ґрунтів основи. Так, при водонасиченні лесових супісків під правою половиною будинку (схема «1», рис.4), діапазон значень вертикальних переміщень ростверків пальових фундаментів у вигляді кушів паль зростає до 10...52 мм (рис.6-*b*), а при водонасиченні лесових ґрунтів під центральною частиною будинку (схема «3», рис.4) очікується збільшення величини осідання в зоні ядра жорсткості до 55 мм (рис.6-*d*).

У порівнянні з кушами паль пальові фундаменти з стрічковими ростверками

показали менший вплив прояву нерівномірних деформацій основи фундаментів та більш рівномірний розподіл значень осідання, так, при замочуванні ґрунту центральної частини будинку діапазон значень вертикальних переміщень ростверків складає 8...42 мм (рис.6-*d*).

Відповідно, пальовий фундамент з суцільним плитним ростверком, у порівнянні з іншими варіантами пальових фундаментів, показав результат з найменшими абсолютними значеннями осідання та з найменшим перепадом між їх екстремальними значеннями. Розглянуті випадки можливого водонасичення лесових супісків показали найменший вплив для цього варіанту фундаментів на характер розподілу деформацій осідання, так, при замочуванні ґрунту під центральною частиною будинку діапазон значень вертикальних переміщень ростверків складає 7...35 мм.

Прогнозована відносна різниця осідань

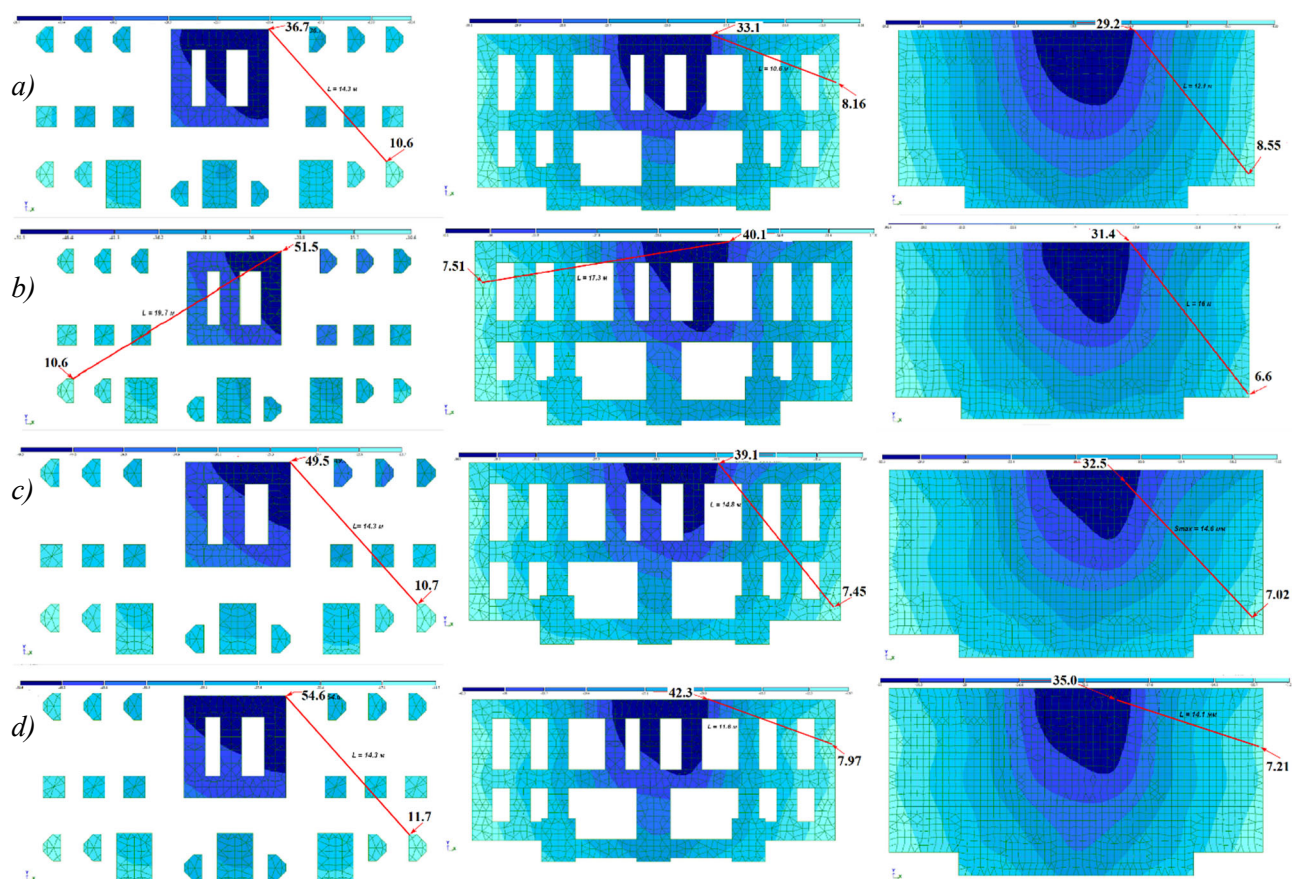


Рис.6 Ізополя осідання ростверку, мм: *a* - ґрунти в природному стані; *b* - замочування лесових супісків за схемою «1»; *c* - теж за схемою «2»; *d* - теж за схемою «3».

Fig.6 Settlement of pile caps, mm: *a* - natural condition of the soils; *b* - water saturation of loess soils in zone «1»; *c* - the same in zone «2»; *d* - the same in zone «3».

ростверків для всіх випадків замочування лесових супісків не перевищує граничного значення згідно вимог чинних норм.

Якщо порівнювати між собою всі постановки задач (#1 – кущі паль з ґрунтовими умовами у природному стані ... #12 – пальовий фундамент з суцільним плитним ростверком при замочуванні під центром будинку) за максимальним значенням осідання ростверку S_{max} , що виникає для відповідної постановки задачі, то пальово-плитний варіант фундаментів показав найменше значення S_{max} як для ґрунтів у природному стані, так і для всіх розглянутих схем водонасичення лесових ґрунтів (рис.7). Максимальні значення осідань очікуються в постановках задач з кущами паль. Для постановки #4 (замочування лесових ґрунтів основи під центральною частиною будівлі, що збігається з розташуванням ядра жорсткості каркасу будинку) величина S_{max} сягає 55 мм.

Аналізуючи вертикальні переміщення (рис.8) у призначених характерних зонах ростверків I...V для різних схем водонасичення лесових ґрунтів можна констатувати, що варіант пальових фундаментів з плитним ростверком показав найбільш рівномірний характер розподілу значень деформацій осідання. Спостерігається схожа, проте затухаюча закономірність зміни значень осідання у зонах I...V, якщо порівнювати різні варіанти пальових фундаментів (рис.8- a,b,c.) для різних застосованих при розрахунках схем водонасичення лесових ґрунтів основи фундаментів будинку.

На діаграмах (рис.9) наведено приріст вертикальних деформацій у зонах I...V ростверків, які були призначені для виконання аналізу результатів розрахунків. Приріст наведено у відсотках для різних схем замочування лесових супісків відносно варіанту з ґрунтовими умовами у природному стані.

Результати числового моделювання показали, що для варіанту фундаментів у вигляді кущів паль очікуваний приріст осідання при замочуванні ґрунту під центральною частиною будинку складає 30...50 % (рис.9-a), тоді як при водонасиченні лесових супісків під правою половиною будинку очікується приріст величини осідання на 93 % (зона I).

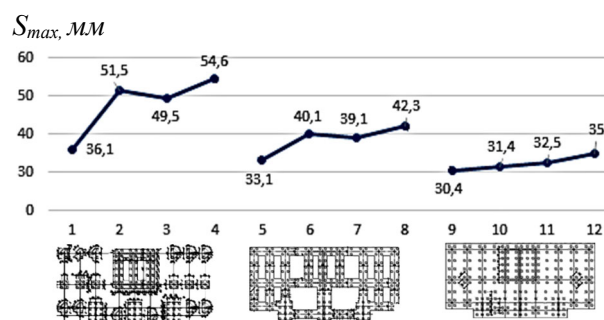


Рис.7 Максимальне осідання ростверку пальового фундаменту всіх постановок, S_{max} , мм.

Fig.7 Maximum settlement value of the pile cap foundation for all tasks, S_{max} , mm.

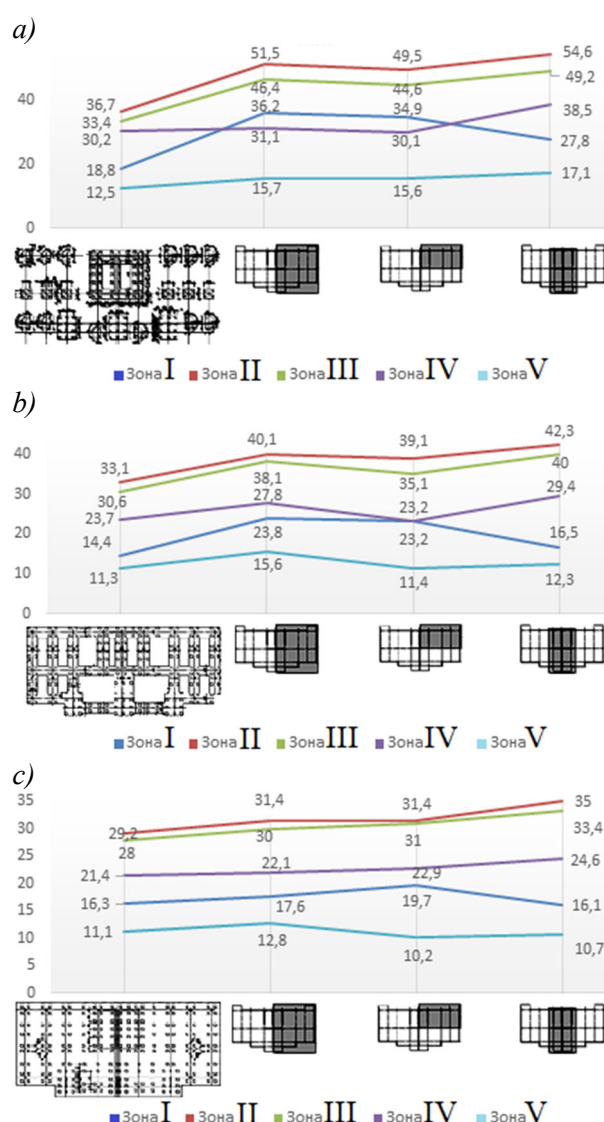


Рис.8 Значення вертикальних переміщень ростверку пальового фундаменту, мм: а – кущі паль; б – стрічкові ростверки; с – плитний ростверк.

Fig.8 Settlement value of the pile cap, mm: a – pile cap; b – strip pile cap; c – raft pile cap.

Для пальових фундаментів зі стрічковими ростверками середній приріст вертикальних переміщень очікується у діапазоні 10...30 % (рис.9-*b*), а максимальний приріст очікується до 65 % (зона I). Варіант пальового фундаменту з плитним ростверком (рис.9-*c*) показав приріст, що не перевищує 20 % у всіх призначених для аналізу зонах та для всіх розглянутих схем замочування лесових супісків в основі фундаментів будинку.

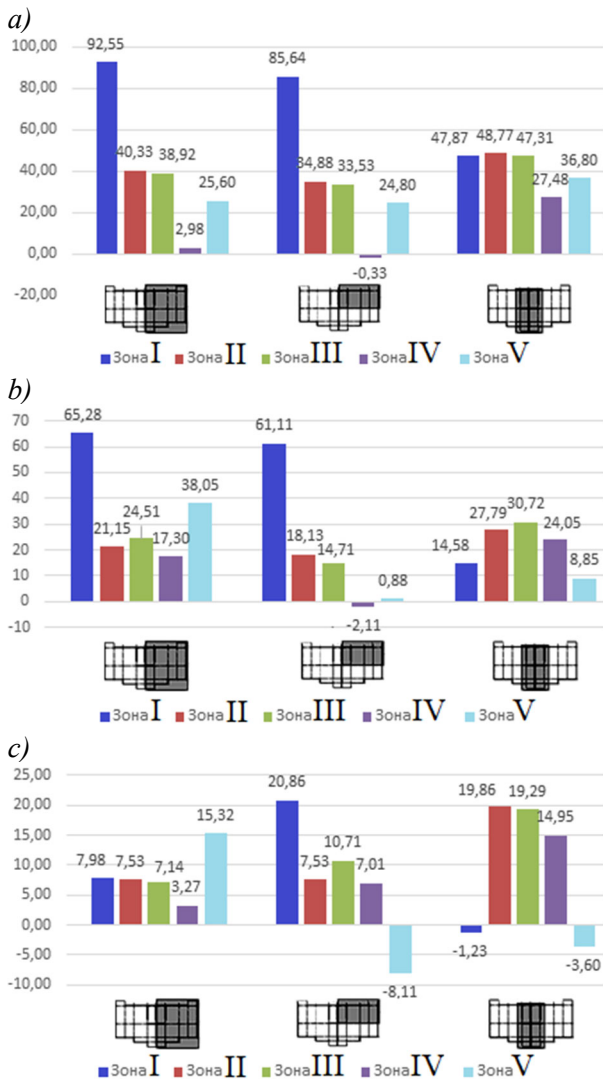


Рис.9 Приріст вертикальних переміщень ростверку пальового фундаменту, %: *a* – куці паль; *b* – стрічкові ростверки; *c* – плитний ростверк.
Fig.9 Increase of the pile cap foundation settlement, %: *a* – pile cap; *b* – strip pile cap; *c* – raft pile cap.

Слід звернути увагу, що у зоні IV (рис.9-*a, b*) та у зоні I (рис.9-*c*) зафіксовано від'ємний приріст вертикальних переміщень для випадків можливого просідання лесових

грунтів, що пов'язано із просторовою роботою пальових фундаментів в умовах виникнення нерівномірних деформацій. Цей факт спричиняє відрив підошви ростверку від поверхні ґрунту та виключення відповідних паль із роботи або призводить до їх роботи на висмикування (дослідження впливу на палі в межах даної публікації не передбачено та буде висвітлено у окремій публікації).

На діаграмах (рис.10) наведено значення внутрішніх зусиль у ростверках (згинальних моментів M_x , M_y) у характерних зонах I...V, що були призначені для виконання аналізу перерозподілу внутрішніх зусиль та деформацій.

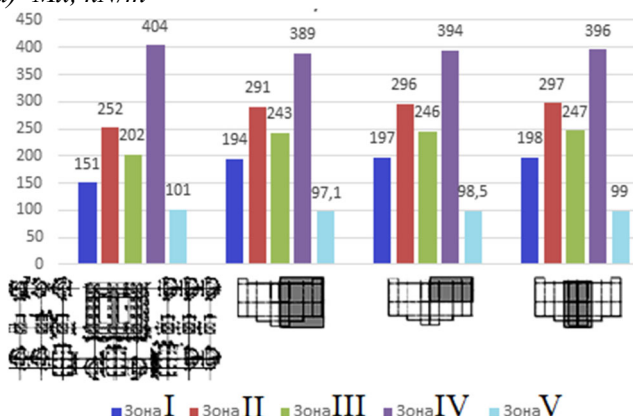
За результатами числового моделювання зафіксовано перерозподіл згинальних моментів M_x та M_y у ростверках пальових фундаментів будинку внаслідок просідання лесових супісків при можливому їх водонасиченні через аварійні втрати з водоносних мереж. Для пальових фундаментів у вигляді окремих куців паль максимальні прогнозовані значення M_x та M_y для всіх порівнюваних постановок спостерігаються для зони IV – місця спирання центрального пілону (рис.10-*a*). Спостерігається збільшення величин моментів у всіх зонах внаслідок замочування ґрунтів основи. Загалом характер розподілу згинальних моментів в конструкції ростверку є типовим. Для порівняння приростів (рис.11-*a*) та розподілу зусиль вихідною вважалася постановка #1 – куці паль з ґрунтами у природному стані, тоді по відношенню до неї максимальні прирости M_y у межах 25 % у зоні V для постановок #2 і #4. Також наявний приріст величин M_y на 14 % у зоні II для постановки #3. Максимальний приріст M_x прогнозується для зони I – місця спирання кутової колони в осях "10"-Г", він знаходиться у межах 30 % для різних постановок задач. Очікується і зменшення величин M_x у межах 2...4 % для зони IV та V – місць спирання центрального пілону та кутової колони в осях "10"-А".

Для варіанту перехресно-стрічкового пальового фундаменту (рис.10-*b*) максимальний приріст величини M_y спостерігається для зони IV – місця спирання центрального

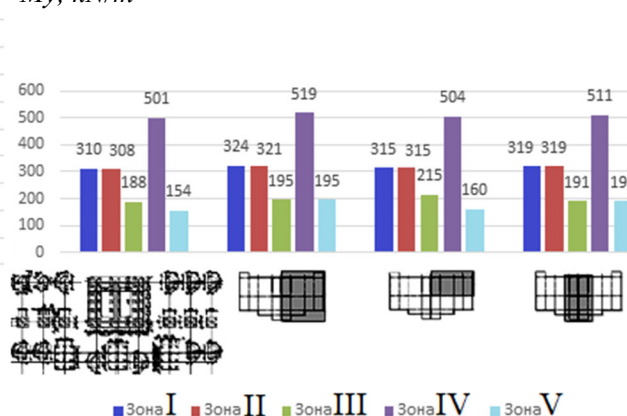
пілону, в цій зоні показник змінюється від 346 кН/м для постановки з ґрунтами у природному стані до 422 кН/м для постановки із замочуванням ґрунтів основи під центральною зоною будинку. Максимальні значення моментів M_x спостерігаються для зони II (верхньої кутової зони ядра жорсткості), що

виникають при постановці з замочуванням ґрунтів основи під цією зоною. Максимальний приріст величин M_y для зони IV складає 16...22 % (рис.11-б). Збільшення величини моменту M_x характерне для зон II...V на 30 % при замочуванні відповідних зон ґрунтової основи.

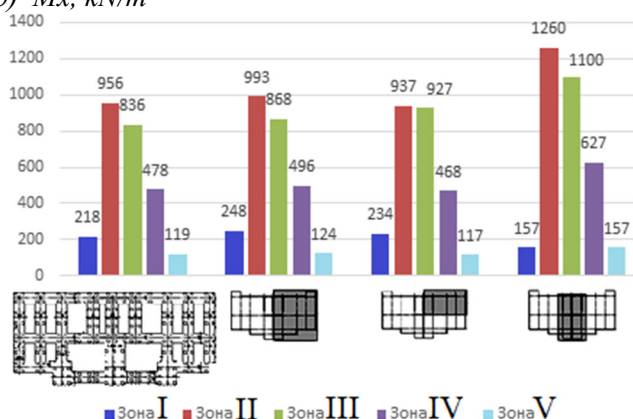
a) M_x , кН/м



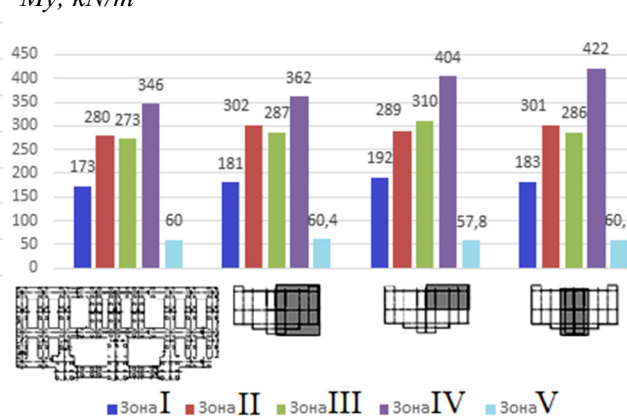
M_y , кН/м



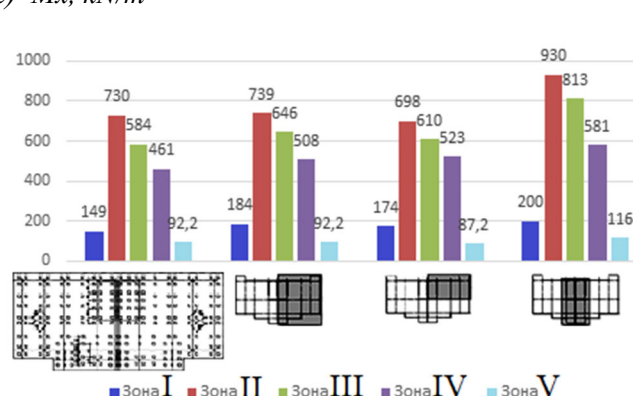
b) M_x , кН/м



M_y , кН/м



c) M_x , кН/м



M_y , кН/м

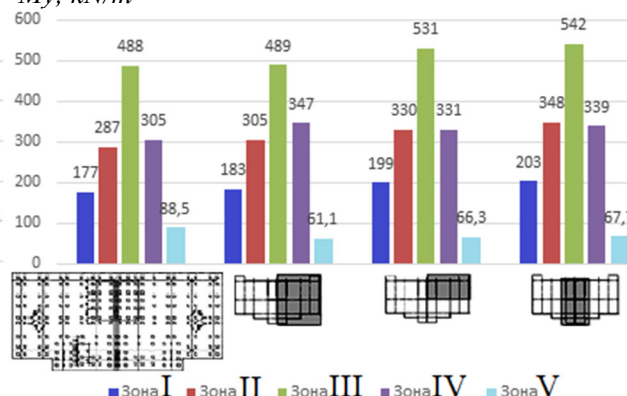


Рис.10 Внутрішні зусилля у ростверку пальового фундаменту M_x , M_y , кН/м: а – кущі паль; б – стрічкові ростверки; с – плитний ростверк.

Fig.10 Internal forces in the cap of the pile foundation M_x , M_y , кН/м: а – pile cap; б – strip pile cap; с – raft pile cap.

Стосовно пальового фундаменту з суцільним плитним ростверком - максимальні значення M_y за даними числового моделювання очікується отримати для зони III – нижнього кута ядра жорсткості каркасу будинку (рис.10-с), коли локалізація цієї зони збігається із розміщенням зони замочування під центральною частиною будівлі. Максимальний приріст значень у відсотках в порівнянні з постановкою для ґрунтів у природному стані є характерним для зони II – верхнього кута ядра жорсткості - в цій зоні величини збільшились на 15...22 % відповідно

для схем замочування лесових ґрунтів під кутовою та центральною частинами будівлі (рис.11-с). Також зафіксовано зменшення величин M_y на 20...30 % для зони V – місце спірання колони в осях "10"- "А". Ситуація з формуванням максимальних величин M_x збігається із іншими типами фундаментів: максимальні значення M_x прогножуються у зоні II та III – місцях розташування зовнішнього та внутрішнього кута ядра жорсткості, в цих зонах значення згинального моменту у ростверку (рис.10-с) сягають 930 кН/м та 813 кН/м відповідно при постановці задач із

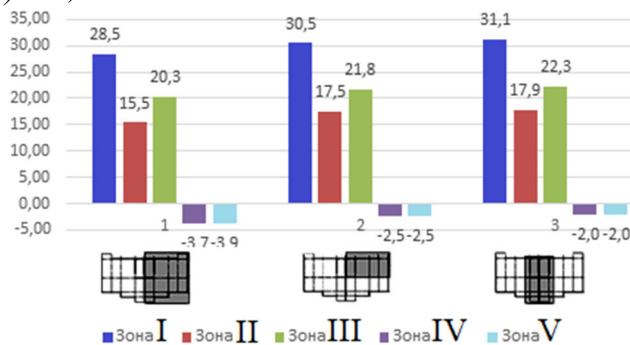
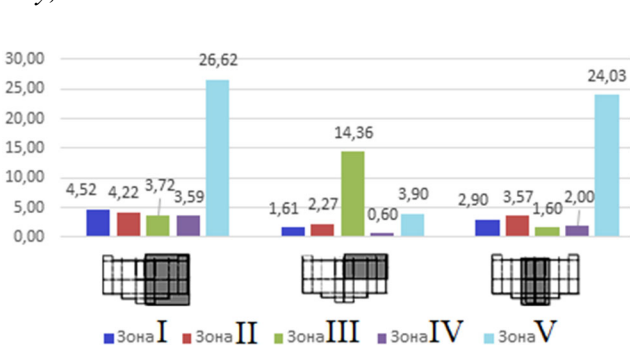
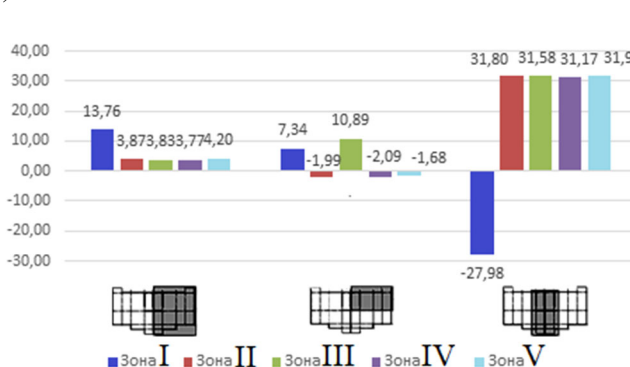
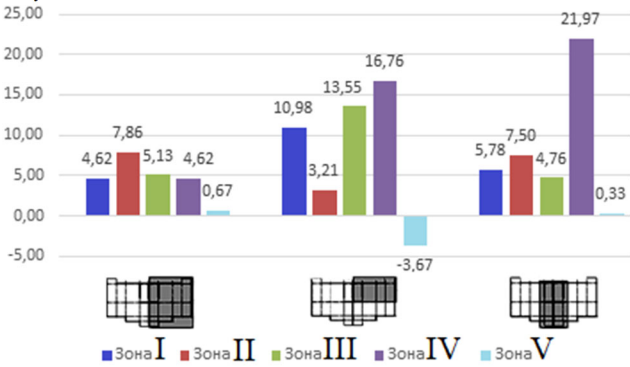
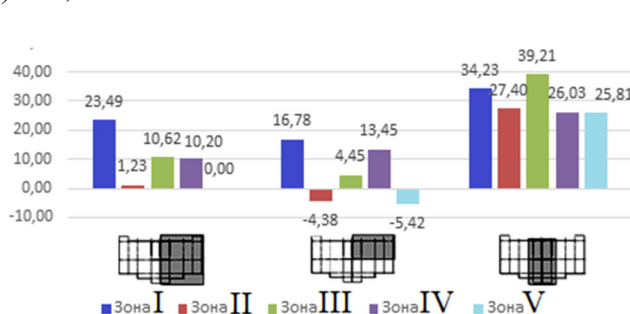
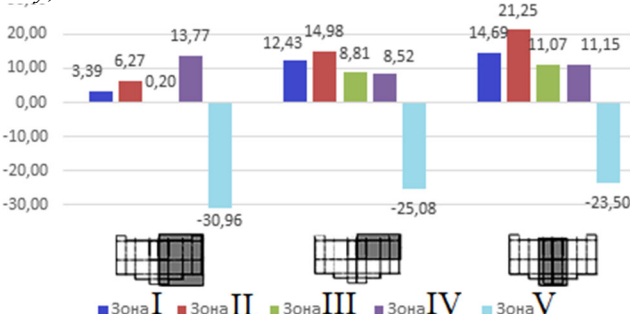
a) M_x , кН/м M_y , кН/мb) M_x , кН/м M_y , кН/мc) M_x , кН/м M_y , кН/м

Рис.11 Приріст внутрішніх зусиль у ростверку пальового фундаменту, M_x , M_y , %: а – куці паль; б – стрічкові ростверки; с – плитний ростверк.

Fig.11 Increase of the internal forces in the cap of the pile foundation, M_x , M_y , %: а – pile cap; б – strip pile cap; с – raft pile cap.

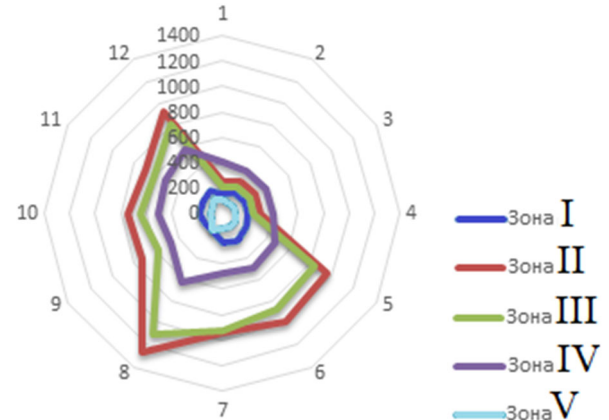
замочуванням лесових ґрунтів основи під центральною частиною будівлі. В порівнянні з постановкою задач для ґрунтів основи в природньому стані спостерігається збільшення величини M_x для зони III на 40 % (рис.11-с) при співпадінні її розташування із ділянкою замочування. Також спостерігається збільшення величин M_x для зони I – місця спирання кутової колони в осях "10"- "Г" на 15...35 % відповідно до локалізації зон замочування просідаючих ґрунтів основи.

Для порівняння розподілу згинальних моментів у зонах I...V ростерків пальових фундаментів будинку значення M_x та M_y було наведено у вигляді зведених графіків (рис.12) для всіх розглянутих постановок задач (#1 – куці паль з ґрунтовими умовами у природньому стані ... #12 - пальовий фундамент з суцільним плитним ростерком при замочуванні під центром будинку). Розподіл згинальних моментів відповідає характеру просторової роботи фундаменту. Найбільші значення моментів M_y виникають у постановках задач з куцями паль, проте в цьому випадку величини M_x залишаються найменшими. У постановках задач з перехресно-стрічковими пальовими фундаментами та з суцільним плитним ростерком спостерігається перерозподіл напружень, тому величини M_y зменшуються, а M_x при цьому навпаки зростають.

Максимальні значення M_x та M_y , що виникають у ростерках для розглянутих варіантів фундаментів для відповідної постановки задач, зведено до загального графіку (рис.13), де наочно видно, що просторова робота ростерку під час можливого виникнення нерівномірних деформацій ґрунтів основи викликає збільшення величини згинальних моментів.

Отже, результати числового моделювання спільної роботи будівлі з ґрунтовою основою показали, що всі розглянуті варіанти фундаментів будинку відповідають вимогам норм стосовно величини осідання фундаментів та відносної різниці осідань як для ґрунтів у природньому стані, так і у випадку просідання лесових супісків внаслідок можливого підвищення вмісту вологи через

a) M_x , kN/m



b) M_y , kN/m

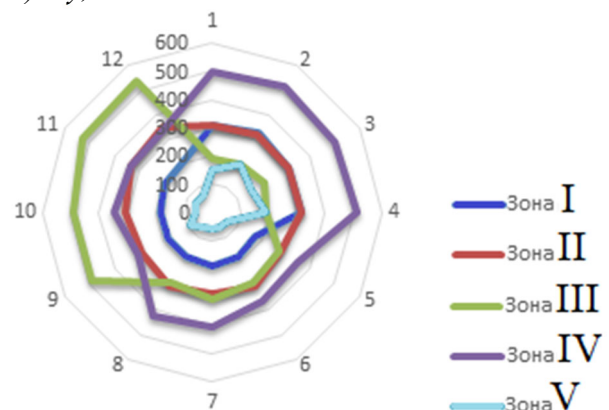


Рис.12 Внутрішні зусилля у характерних зонах ростерку пальового фундаменту, кН/м: а – згинальні моменти M_x ; б – згинальні моменти M_y .

Fig.12 Internal forces in characteristic zones of the pile cap of foundation, kN/m: a – bending moment M_x ; b – bending moment M_y .

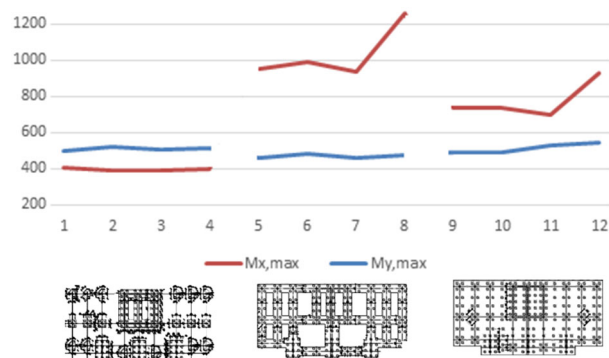


Рис.13 Максимальні значення внутрішніх зусиль у ростерку пальового фундаменту для всіх постановок задач, кН/м: а – згинальні моменти M_x ; б – згинальні моменти M_y .

Fig.13 Maximum internal forces of the pile cap of foundation for all tasks, kN/m: a – bending moment M_x ; b – bending moment M_y .

аварійні втрати з водоносних мереж. Якщо надійність всіх розглянутих у дослідженні варіантів пальових фундаментів будинку забезпечена, то доцільність їх застосування має бути обґрунтована з точки зору їх матеріалоемності, їх економічної ефективності.

ВИСНОВКИ ТА РЕКОМЕНДАЦІЇ

Отже, комп'ютерна симуляція взаємовпливу елементів системи «грунтова основа – фундамент – надземні конструкції будівлі», дає можливість відслідковувати зміну характеру розподілу напружень у несучих конструкціях будинку. Особливо важливим та корисним таке дослідження є для ділянок будівництва з можливістю реалізації випадків можливого нерівномірного деформування ґрунтової основи фундаментів. Виконання варіативних розрахунків із застосуванням комп'ютерних програмних комплексів для числового моделювання спільної роботи будівлі з ґрунтовою основою дає можливість пошуку та обґрунтування раціонального варіанту фундаментних конструкцій.

Аналіз результатів дослідження дозволяє зробити наступні висновки:

- Підтверджено, що комп'ютерне моделювання дає змогу досліджувати вплив нерівномірних деформацій лесових ґрунтів при їх можливому водонасиченні на зміну напружено-деформованого стану фундаментів будинку.
- Підтверджено, що розташування в плані зон замокання лесового ґрунту та їх розміри здійснюють вплив на перерозподіл напружень у конструкціях фундаментів.
- Доведено, що просторова жорсткість фундаменту впливає на характер деформування ґрунтової основи. За результатами виконаного варіантного проектування, очікується для кушів паль $S_{max}=55$ мм, для перехресно-стрічкового пальового фундаменту $S_{max}=42$ мм та для пальового фундаменту із суцільним плитним ростверком $S_{max}=35$ мм, що свідчить про зменшення величини осідання для третього типу фундаменту по відношенню до двох попередніх на 35 % та 17 % відповідно.
- Проаналізовано вплив зон замочування

просідаючих ґрунтів на зміну характеру деформування фундаментів та встановлено, що для варіанту кушів паль максимальний приріст осідань внаслідок водонасичення становив 93 %, для перехресно-стрічкового пальового фундаменту 65 % та для пальового фундаменту із суцільним плитним ростверком склав 20 %. При цьому значення відносної різниці осідань для всіх постановок задач не перевищували граничного значення згідно вимог чинних норм.

- Показано, що використання варіативного проектування шляхом оцінки можливості застосування різних типів фундаментів, їх параметрів та ґрунтових умов будівельного майданчика з врахуванням негативних факторів і ситуацій, що можуть виникнути під час експлуатації будинку, дозволяє обрати оптимальний та одночасно надійний варіант фундаменту.

- За результатами виконаного дослідження було обрано в якості основного варіанту фундаментних конструкцій будинку пальовий фундамент з плитним ростверком.

ЛІТЕРАТУРА

1. Бойко І.П. Особливості взаємодії пальових фундаментів під висотними будинками з їх основою / І.П. Бойко // *Основи і фундаменти: Міжвідомчий науково-технічний збірник*. – К.: КНУБА. – 2006. – Вип.30. – С.3-8.
2. Винников Ю.Л. Проблеми визначення модуля деформації замкнених лесоподібних ґрунтів / Ю.Л. Винников // *Зб. наук. праць (Галузеве машинобуд., буд-во)*. – П.: ПолтНТУ. – 2010. – Вип.3(28). – С.62–68.
3. Гранько О.В. Зміна значень фізико-механічних показників лесових суглинків під фундаментами за умов підтоплення / О.В. Гранько // *Зб. наук. праць (Галузеве машинобуд., буд-во)*. – П.: ПолтНТУ. – 2005. – Вип.15. – С.126-129.
4. Жук В.В. До розрахунків спільної роботи будівлі з ґрунтовою основою в умовах нерівномірних деформацій / В.В. Жук, В.Л. Підлучський // *Основи і фундаменти: Міжвідомчий науково-технічний збірник*. – К.: КНУБА. – 2015. – Вип.36. – С.122-130.
5. Жук В.В. Про покращення розрахункових схем каркасних будівель на просідаючих ґрунтах / В.В. Жук, М.В. Корнієнко // *Світ геотехніки: Науково-технічний журнал*. –

- Запоріжжя.: ТОВ «НБК «Інтер-М». – 2013. – Вип.2(38). – С.2-7.
6. Моргун А.С. Вплив техногенного фактора замощання ґрунтової основи на напружено-деформований стан висотної будівлі / А.С. Моргун, В.М. Андрухов, І.М. Меть, І.Ю. Яркіна // *Дороги і мости*. – Київ. – 2009. – Вип.11. – С.233-238.
 7. Моргун А.С. Прогнозування впливу води на напружено-деформований стан лесової основи пальових фундаментів / А.С. Моргун, І.А. Моргун // *Вісник Вінницького політехн. інст-ту*. – 2007. – №2. – С.20-23.
 8. Моторный А.Н. Напряженно-деформированное состояние основания свайных фундаментов на лёссовых просадочных грунтах при замачивании просадочной толщи снизу вверх (подтопление территории) / А.Н. Моторный, Н.А. Моторный // *Вісник ПДАБА*. – 2014. – №2(191). – С.20-30.
 9. Соколов Н. Проблема лессов / Н. Соколов // *Соросовский образовательный журнал*. – 1996. – №9. – С.86–93.
 10. Янко К.О. До зміни напружено-деформованого стану лесової основи пальового фундаменту внаслідок її замощання / К.О. Янко, С.П. Школяр, В.А. Муха // *З 3б. наук. праць (Галузеve машинобуд., буд-во)*. – П.: ПолтНТУ. – 2003. – Вип.12. – С. 277-280.
 129. (in Ukrainian)
 4. Zhuk V.V., Pidlutskyi V.L. (2015). Do rozrakhunkiv spilnoi roboty budivli z gruntovoiu osnovoiu v umovakh nerivnomirnykh deformatsii [To the calculations of the joint work of the building with the soil base in conditions of uneven deformations]. *Osnovy i fundamente: Mizhvidomchyi naukovo-tekhnichnyi zbirnyk*, K.: KNUBA, 36, 122-130. (in Ukrainian)
 5. Zhuk V.V., Korniienko M.V. (2013). Pro pokrashchennia rozrakhunkovykh skhem karkasnykh budivel na prosidaiuchykh gruntakh [On the improvement of calculation schemes of frame buildings on collapsible soils]. *Svit heotekhniki: Naukovo-tekhnichnyi zhurnal, Zaporizhzhia: TOV «NVK «Inter-M»*, 2(38), 2-7. (in Ukrainian)
 6. Morhun A.S., Andrukhov V.M., Met I.M., Yarkina I.Iu. (2009). Vplyv tekhnogennoho faktora zamokannia gruntovoi osnovy na napruzhenno-deformovanyi stan vysotnoi budivli [The influence of the man-made factor of soil base locking on the stress-strain state of a high-rise building]. *Dorohy i mosty*, Kyiv, 11, 233-238. (in Ukrainian)
 7. Morhun A.S., Morhun I.A. (2007). Prohnozuvannia vplyvu vody na napruzhenno-deformovanyi stan lesovoi osnovy palovykh fundamentiv [Forecasting the effect of water on the stress-strain state of the loess base of pile foundations]. *Visnyk Vinnytskoho politekhnichnoho inst.*, 2, 20-23. (in Ukrainian)
 8. Motornyi A.N., Motornyi N.A. (2014). Napriazhenno-deformirovannoe sostoianye osnovaniya svainykh fundamentov na lessovykh prosadochnykh hruntakh pry zamachyvannyi prosadochnoi tolshchy snyzu vverkh (podtoplenye terrytoryi) [Stress-strain state of the base of pile foundations on loess collapsible soils when the collapse stratum is soaked from the bottom up (flooding of the territory)]. *Visnyk PDABA*, 2(191), 20-30. (in Russian)
 9. Sokolov N. (1996). Problema lessov [The loess problem]. *Sorosovskiy obrazovatelnyi zhurnal*, 9, 86–93. (in Russian)
 10. Yanko K.O., Shkoliar S.P., Mukha V.A. (2003). Do zminy napruzhenno-deformovanoho stanu lesovoi osnovy palovoho fundamentu vnaslidok yii zamokannia [To change the stress-strain state of the loess base of the pile foundation due to its locking]. *Zb. nauk. prats (Haluzeve mashynobud., bud-vo)*, P.: PoltNTU, 12, 277-280. (in Ukrainian)

REFERENCES

1. Boiko I.P. (2006). Osoblyvosti vzaiemodii palovykh fundamentiv pid vysotnymi budynkami z yikh osnovoiu [Peculiarities of the interaction of pile foundations under high-rise buildings with their base]. *Osnovy i fundamente: Mizhvidomchyi naukovo-tekhnichnyi zbirnyk*, K.: KNUBA, 30, 3-8. (in Ukrainian)
2. Vynnykov Yu.L. (2010). Problemy vyznachennia modulua deformatsii zamoklykh lesopodibnykh gruntiv [Problems of determining the modulus of deformation of dense loess-like soils]. *Zb. nauk. prats (Haluzeve mashynobud., bud-vo)*, P.: PoltNTU, 3(28), 62–68. (in Ukrainian)
3. Hranko O.V. (2005). Zmina znachen fizyko-mekhanichnykh pokaznykiv lesovykh suhlynkiv pid fundamentamy za umov pidtoplennia [Changes in the values of physical and mechanical parameters of loess loams under foundations under conditions of flooding]. *Zb. nauk. prats (Haluzeve mashynobud., bud-vo)*, P.: PoltNTU, 15, 126-

Influence of possible water saturation of loess soil on the stress-strain state of the foundations of a multi-storey building

*Veronika Zhuk,
Iryna Pavlenko*

Summary. The consequence of human activity in the field of construction is an increase in the density of buildings. As a result, areas that were previously considered risky from the point of view of the quality of soil conditions or increased saturation of the soil stratum with underground communications are allocated for development. All these factors are of direct importance when it comes to the use of loess soils as a basis for the design, erection and operation of new construction facilities.

Loess soils cover about 80% of the territory of Ukraine. These soils have a negative feature - the ability to reduce their mechanical properties when in contact with water and give additional collapse deformations. Therefore, a significant part of the buildings is erected in such soil conditions. That's why, the foundation structures of these buildings and structures must be designed taking into account the possibility of uneven deformations. For this reason, the relevance of taking into account the joint work of the "collapsible base - foundation - above-ground structures" system does not decrease, but even increases.

Loess soils in a dry state have good physical and mechanical characteristics due to structural bonds. However, with increasing humidity, the soil porosity undergoes a sharp change, the compressive strength decreases rapidly, structural bonds are destroyed and collapse deformations occur.

The search for a reliable and economical option for foundation structures is an urgent issue in the design of buildings and structures at the modern level. This is especially relevant in the conditions of construction on soils capable of collapsing with possible water saturation.

The work presents a variant design of the foundations of the building. At the same time, the impact of possible water saturation of the loess soils of the base on the stress-strain state of the foundations was considered. Different schemes of possible soaking of loess soils were considered. Different sizes and locations of water saturation zones within the building plan were considered. An analysis of the results of the numerical simulation of the joint work of the elements of the "base - foundation - above-ground structures" system was performed. The choice of the most reliable foundation option is substantiated. It has been confirmed that the size and location of loess soil water saturation zones influence the redistribution of stresses in foundation structures. It is shown that the use of variable design of foundations allows choosing an economical and reliable foundation option, if we consider different options for their parameters and take into account the negative factors of the soil conditions of the construction site and emergency situations that may occur during the operation of the building.

Key words. Numerical simulation, stress-strain state, loess soil, uneven deformations, pile foundation, reinforced concrete frame.

Дослідження впливу способів моделювання паль на розподіл зусиль у пальовому фундаменті

Людмила Бондарева¹, Дмитро Нечипоренко²

Київський національний університет будівництва і архітектури

31, просп. Повітрофлотський, Київ, Україна, 03037,

¹skochko.lo@knuba.edu.ua, orcid.org/ 0000-0001-7392-814X

²dimanechiporenko072@gmail.com, orcid.org /

DOI: 10.32347/0475-1132.44.2022.44-54

Анотація. Досліджено та проаналізовано вплив на розподіл зусиль в пальовому фундаменті та на його деформації способу моделювання паль і ґрунтового середовища.

На основі отриманих результатів продемонстровано відмінність у розподілі зусиль в палях та різниця осідань пальового фундаменту між моделями в яких елементи схеми такі, як «основа» і «фундамент» були створені різними методами, а також позначено зони в яких піки зусиль були найбільшими та найменшими.

Конструктивна схема та геологічні умови базуються на існуючому проекті та інженерно-геологічних вишукуваннях.

Скінченно елементна модель будинку складається з основи, підземних та надземних конструкцій. Для моделювання роботи основи використано лінійну пружну модель з наступними параметрами ґрунту: E – модуль пружності; V – коефіцієнт Пуассона; та ідеально пружно-пластичну модель Кулона-Мора, в якій ґрунт задано такими параметрами: E – модуль пружності; V – коефіцієнт Пуассона; c – питоме зчеплення; ϕ – кут внутрішнього тертя. Розрахунок виконувався за допомогою програмного комплексу «ЛІРА-САПР 2017»

З метою покращення та підвищення точності результатів розрахунку була зроблена ідентифікація параметрів ґрунту, вихідними даними для якої використано результати випробування паль на статичне вдавлювання. Параметри ґрунту, які внаслідок ідентифікації було отримано, застосовані до моделі ґрунтового середовища в розрахунковій схемі. В результаті цього, можна оцінити вплив



Людмила Бондарева
доцент кафедри
геотехніки
к.т.н.



Дмитро Нечипоренко
магістр кафедри
геотехніки

ідентифікації параметрів ґрунту на зміну напружено деформованого стану (НДС) фундаментних конструкцій та порівняти значення зусиль в палях і деформації фундаменту до ідентифікації та після.

З розвитком технологій та програмних комплексів збільшилась кількість і варіативність методів розрахунку, отже, і різноманітність розрахункових моделей. Кожна розрахункова модель є унікальною та створюється з певною метою – наблизити результати розрахунків до реальної роботи фундаментних конструкцій. Виникає необхідність в створенні найбільш ефективного та раціонального способу моделювання для досягнення поставлених цілей та отримання швидкого і точного результату.

Ключові слова. Паля, зусилля, ґрунтове середовище, осідання, числове моделювання, ідентифікація параметрів ґрунту.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

На сьогоднішній день розроблено багато способів замодельовати палі і спосіб їх взаємодії з ґрунтовим середовищем. Для моделювання використовуються різні типи скінченних елементів (СЕ), і чим складніше є СЕ тим довше буде виконуватись розрахунок. Великий обсяг рівнянь і, як наслідок, велика тривалість обчислень не завжди виправдана. Тому розумний вибір СЕ дає змогу з високою збіжністю та раціональним використанням ресурсів, отримати результати поставленої задачі і є важливою складовою в сучасному проектуванні.

АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Нерівномірний розподіл зусиль в палях був помічений в попередніх роботах пов'язаних з числовим моделюванням [1-3]. Проблема характеристик ґрунтів, які отримані за результатами польових випробувань та їх коригування під час розрахунків висвітлюється в роботах Бойко І.П., Носенка В. С. та ін.

МЕТА РОБОТИ

Дослідження розподілу зусиль в палях залежно від способу їх моделювання та від способу моделювання ґрунтового середовища. Визначення найбільш ефективної розрахункової схеми за такими параметрами, як швидкість розрахунку та якість отриманих результатів.

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

Проектування будинків на пальовому фундаменті є дуже розповсюдженим у наш час. Такий тип фундаменту дозволяє спорджувати висотні будинки. Оскільки в сучасному світі розвиток великих міст відбувається дуже швидко то питання з якісного розрахунку пальових фундаментів є актуальним.

Об'єктом дослідження була обрана секція, яка входить до складу житлового

комплекса в м. Київ. Форма будинку в плані проста, наближена до прямокутної. Кількість поверхів – 24 плюс підвал. На першому і другому поверхах розміщені офісні приміщення, приміщення для обслуговування населення, громадські приміщення господарського призначення. Висота типового поверху складає 3 м, підвалу – 2,2 м, першого поверху – 4,2 м, другого – 3,3 м.

Конструктивна схема будинку каркасно-монолітна. Несучими елементами є пілони товщиною 250...400 мм та монолітні стіни в місці де передбачено ліфтово-сходовий вузол, а також в підвалі, їх товщина складає 200...250 мм. Горизонтальними дисками жорсткості слугують плити перекриття товщиною 200 мм.

Фундаменти являють собою пальове поле з буріон'єкційних паль діаметром 620 мм, довжина палі 21 м. Вони об'єднані між собою монолітним плитним ростверком товщиною 1,2 м.

Ґрунтами, що залягають на цій території є піски, які являють собою надійну основу для майбутньої будівлі.

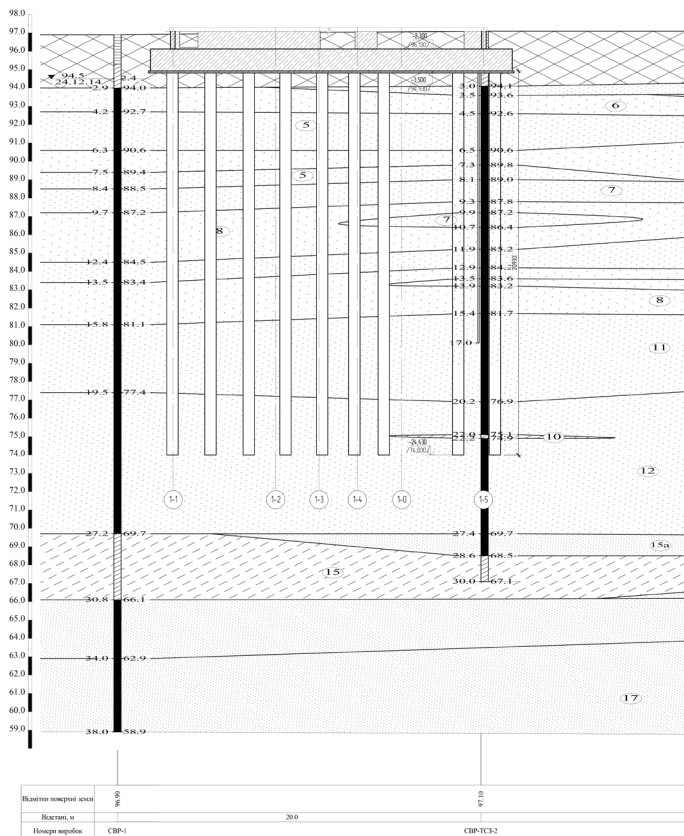
На Рис. 1 зображена посадка будинку на інженерно-геологічний розріз та основні параметри ґрунтів.

Вхідні дані мають значний вплив на якість і точність результатів розрахунку, тому дуже важливо перед створенням розрахункових моделей провести їх ретельний аналіз.

В даній роботі розглянуто декілька способів моделювання паль і ґрунтового середовища. Для виконання розрахунків застосовано метод скінченних елементів (МСЕ) реалізований в програмному комплексі «ЛІРА-САПР 2017».

Для оцінки впливу на розподіл зусиль в палях і деформації фундаменту створено три основні розрахункові схеми, в яких палі задавалися різними методами. Далі розглянуто способи моделювання паль:

1) Одновузловий скінченний елемент «палі» - СЕ57 (Рис. 2)



Умовні позначення:

- | | | |
|--|---|--|
| | Насипний ґрунт | $\rho = 1,65 \text{ т/см}^3$ |
| | Пісок дрібний, щільний | $\rho = \frac{1,85}{2,00} \text{ т/см}^3$; $E = 33 \text{ МПа}$;
$c = 3 \text{ кПа}$; $\phi = 32 \text{ град}$ |
| | Пісок дрібний, середньої щільності | $\rho = \frac{1,81}{1,99} \text{ т/см}^3$; $E = 25 \text{ МПа}$;
$c = 2 \text{ кПа}$; $\phi = 30 \text{ град}$ |
| | Пісок середньої крупності, щільний | $\rho = 2,06 \text{ т/см}^3$; $E = 35 \text{ МПа}$;
$c = 2 \text{ кПа}$; $\phi = 34 \text{ град}$ |
| | Пісок середньої крупності середньої щільності | $\rho = 2,02 \text{ т/см}^3$; $E = 28 \text{ МПа}$;
$c = 1 \text{ кПа}$; $\phi = 31 \text{ град}$ |
| | Супісок пластичний | $\rho = 1,98 \text{ т/см}^3$; $E = 11 \text{ МПа}$;
$c = 9 \text{ кПа}$; $\phi = 17 \text{ град}$ |
| | Пісок середньої крупності, щільний | $\rho = 2,07 \text{ т/см}^3$; $E = 36 \text{ МПа}$;
$c = 1 \text{ кПа}$; $\phi = 35 \text{ град}$ |
| | Пісок дрібний, щільний | $\rho = 2,08 \text{ т/см}^3$; $E = 37 \text{ МПа}$;
$c = 3 \text{ кПа}$; $\phi = 34 \text{ град}$ |
| | Супісок пластичний | $\rho = 2,06 \text{ т/см}^3$; $E = 25 \text{ МПа}$;
$c = 18 \text{ кПа}$; $\phi = 23 \text{ град}$ |
| | Пісок пилуватий | $\rho = 2,01 \text{ т/см}^3$; $E = 25 \text{ МПа}$;
$c = 4 \text{ кПа}$; $\phi = 31 \text{ град}$ |
| | Пісок пилуватий, щільний | $\rho = 2,04 \text{ т/см}^3$; $E = 28 \text{ МПа}$;
$c = 5 \text{ кПа}$; $\phi = 34 \text{ град}$ |
| | Пісок дрібний, щільний | $\rho = 2,12 \text{ т/см}^3$; $E = 40 \text{ МПа}$;
$c = 4 \text{ кПа}$; $\phi = 37 \text{ град}$ |

Рис.1. Інженерно-геологічний розріз майданчика будівництва та посадка фундаменту.

Fig.1. Engineering-geological cross section of the building site and basing of the foundation



Рис.2. Скінченний елемент 57.

Fig.2. Finite element 57.

Одноузловий скінченний елемент CE57 моделює роботу паль спільно з навколишнім ґрунтом, але без врахування взаємного впливу між палями, має набір таких параметрів (Рис. 3): довжина палі, поперечний переріз, модуль пружності, R_x , R_y , R_z – погонні жорсткості палі вдовж глобальних осей та R_{ux} , R_{uy} , R_{uz} – погонні жорсткості палі навколо глобальних осей.

При застосуванні CE57 можна використовувати як лінійну так і ідеально пружно-пластичну модель ґрунтового середовища.

Застосовуючи в якості основи ідеально пружно-пластичну модель, для даного способу моделювання паль, можна помітити, що максимальні зусилля виникають в палях, які розміщені по

контуру та під діафрагмою жорсткості будинку. Якщо ж основа є лінійним пружним середовищем то піки зусиль переважно з'являються в середніх палях під сходовою клітиною.

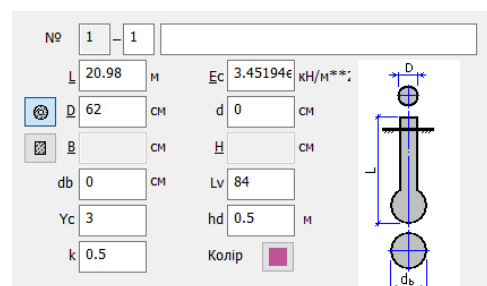


Рис.3. Параметри палі.

Fig.3. Parameters of pile.

Осідання для різних типів основи відрізняються, як за значеннями так і характером. Для моделі Кулона-Мора переміщення плитного ростверку буде в 3 рази більшим ніж для лінійно пружної.

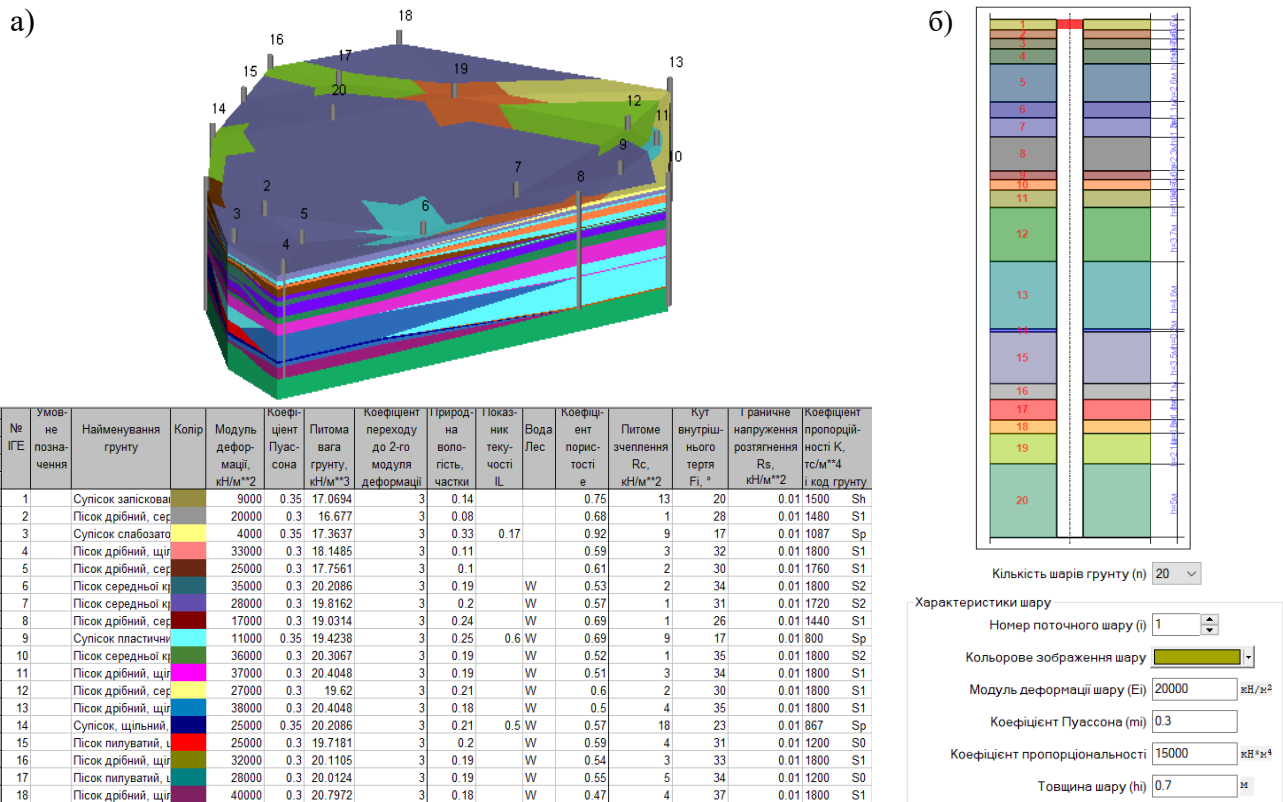


Рис.4. Ґрунтове середовище: а) ідеально пружно-пластична модель (система ІРУНТ); б) лінійне (розрахунок жорсткості палі).

Fig.4. Soil environment: a) elastoplastic model (system SOIL); b) linear-elastic (calculation of pile stiffness).

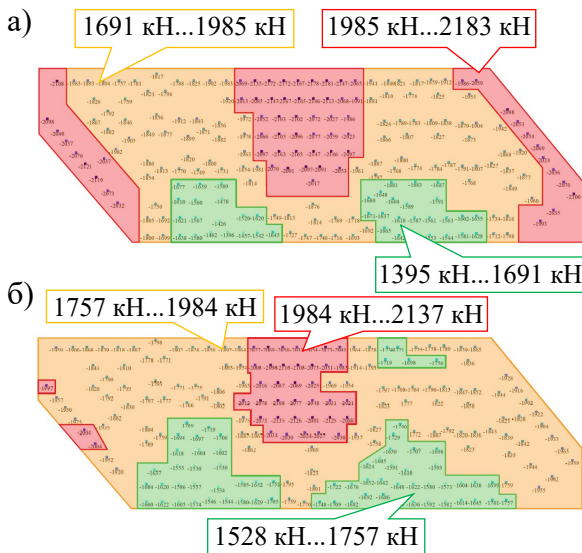


Рис.5. Розподіл зусиль в палях при використанні а) ідеально пружно-пластичної моделі, б) лінійно пружної моделі.

Fig.5. Distribution of forces in piles a) elastoplastic model, b) linear elastic model.

Розглядаючи перший вид основи, ідеально пружно-пластична модель Кулона-Мора, можна сказати, що більші осідання виникають в центральній частині та по краях фундаменту і складають 6,7 мм. Щодо лінійно пружної моделі – максимальні значення сягають 2,1 мм. Ізополя переміщень в даному випадку нерівномірні на відміну від першого, де картинка є більш плавною.

2) Ланцюг стержневих елементів (CE57) (Рис. 6)

Даний спосіб моделювання є вдосконаленою версією попереднього. Крім вихідних даних та параметрів, що містить одновузловий скінченний елемент, цей метод вже дозволяє врахувати взаємний вплив палі і створити шарнірне чи жорстке обпирання ростверку, а також визначити несучу здатність палі на основі польових випробувань або теоретично по моделі ґрунту. Це дає можливість точніше і коректніше представити роботу пальового фундаменту.



Рис.6. Ланцюг стержневих елементів.
Fig.6. A row of rod elements.

Способи задання ґрунтового середовища аналогічні до попереднього розділу.

Аналізуючи зусилля та характер їх перерозподілу в палях можна помітити, що зони максимальних значень залишилися в тих самих місцях, як і в минулому випадку, проте самі значення змінилися [2]. Для ідеально пружно-пластичної моделі ґрунтового середовища максимальні зусилля в палях подібні до отриманих раніше, для лінійного – збільшилися на 15%.

Переміщення фундаменту, основою якого є модель Кулона-Мора зросло на 20% (максимальні переміщення – 8,3 мм), зони максимальних осідань майже не змінилися. Для розрахункової моделі з використанням лінійно пружного середовища, спостерігається зменшення деформацій на 40% (максимальні переміщення – 0,4 мм) в порівнянні зі схемою в якій використовувався одноузловий СЕ57.

Виходячи з інформації, яка представлена вище, отримано, що ґрунтове середовище представлене системою ҐРУНТ (ідеально пружно-пластична модель Кулона-Мора) відображає роботу пальового фундаменту набагато коректніше.

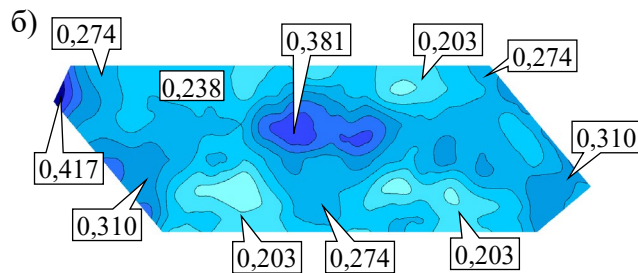
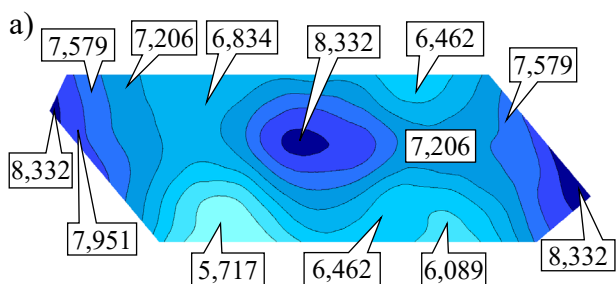


Рис.7. Ізополя осідань у фундаментній плиті, мм.

Fig.7. Isofield of settlements in the foundation plate, mm.

Деформації при використанні лінійного ґрунтового середовища будуть значно заниженими, а зусилля в палях навпаки завищеними, застосування такої основи є недоречним для даного способу моделювання паль, так як він некоректно відображає роботу фундаменту і результати є хибними.

3) Універсальний просторовий стержень СЕ10 використовується для розрахунку стержневих конструкцій. В якості його характеристик виступають осьова жорсткість (ЕА) та жорсткість на згин (ЕІ) (Рис. 8).

Ґрунтове середовище для такої розрахункової моделі утворене за допомогою об'ємних скінченних лінійних (СЕ33 – тригранна призма) та нелінійних (СЕ273 – фізично нелінійний об'ємний СЕ ґрунту у формі тригранної призми) елементів. Тому є можливість порівняти та оцінити роботу пальового фундаменту на двох основах з різними видами СЕ.

E	3.45194e+007	кН/м ²
D	62	см
d	0	см
Ro	24.5166	кН/м ³

Рис.8. Універсальний просторовий стержень СЕ10.

Fig.8. Universal rod FE10.

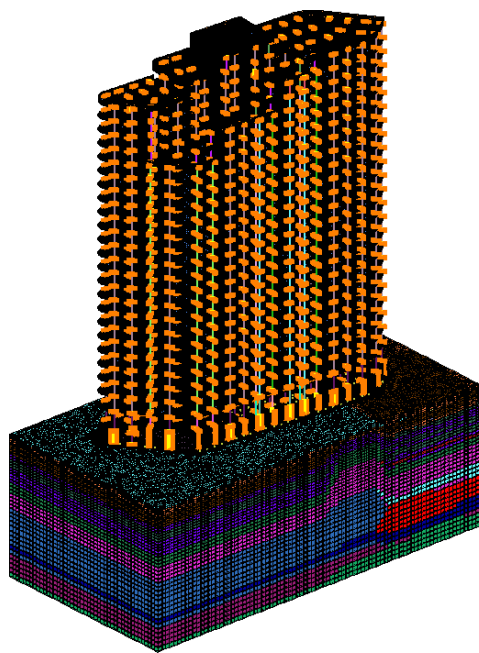


Рис.9. Скінченно-елемента модель житлового будинку на об'ємному ґрунтовому масиві.
Fig.9. Finite element model of a building on volumetric soil massif.

Зусилля в палях при використанні ідеально пружно-пластичної моделі ґрунтового середовища збільшилися на 30 % в порівнянні з двома попередніми розрахунковими схемами. Зони де вони досягають максимальних значень також змінилися. Тепер, пікові зусилля присутні тільки в крайніх палях та повністю зникли з центральної частини будинку [1, 2]. Такий самий ефект з'явився і в моделі на лінійно пружній основі, але для неї зусилля зросли ще більше, а саме на 47%.

Характер переміщень фундаментних конструкцій також зазнав змін. Осідання стало більш рівномірним. В розрахунковій схемі із застосуванням СЕ273 переміщення зросли на 68%, а для схеми з СЕ33 – на 88% в порівнянні з СЕ57 (ланцюжок) при використанні системи ҐРУНТ.

Отримано, що використання в якості палі СЕ10 та об'ємних елементів ґрунтового середовища, не залежно від їх типу (СЕ33 чи СЕ273), призводить до збільшення зусиль у

палях та збільшення переміщень в порівнянні з СЕ 57, які змодельовані, як ланцюжок скінчених елементів, а основа утворена за допомогою системи ҐРУНТ. Головний недолік такого способу моделювання є час і велика трудомісткість. До того ж необхідно контролювати розмір ґрунтового масиву, а також виконувати ідентифікацію параметрів ґрунту.

Проаналізуємо отримані результати:

1. Деформації ростверку при моделюванні паль одновузловим СЕ57 складають 6,7 мм, для ланцюга скінчених елементів вони збільшилися на 20 %, а при моделюванні на об'ємному ґрунтовому масиві ці значення зросли ще більше. Для ідеально пружно-пластичної моделі Кулона-Мора максимальні переміщення складають 26,4 мм (+74%↑), для лінійно пружної – 72,2 мм (+91%↑).

2. Зусилля в кутових палях в моделі із використанням одновузлового і ланцюга скінчених елементів СЕ57 майже однакові, якщо ж паля моделюється просторовим стержнем на об'ємному ґрунтовому масиві то вони зростають. Для моделі Кулона-Мора на 32%, для лінійно пружної на 48%.

3. Під сходовою клітиною величина зусиль в палях при їх моделюванні за допомогою СЕ57 майже така сама, як і для кутових паль. Тобто піки зусиль для моделей із застосуванням СЕ57 виникають, як в периферійних палях так і в центральних. У випадку, коли паля представлена стержнем на об'ємному ґрунтовому масиві то зусилля під сходовою клітиною зменшуються. Для ідеально пружно-пластичної моделі ґрунту на 18%, для лінійної – на 45%.

Найбільш коректно перерозподіл зусиль в палях відбувається при використанні об'ємного ґрунтового середовища (в кутових палях виникають максимальні зусилля). Проте осідання в цьому випадку завищені, необхідно робити ідентифікацію параметрів ґрунту. Це дасть змогу більш коректно змодельовати поведінку ґрунту та отримати максимально близьки до реальних значень деформації.

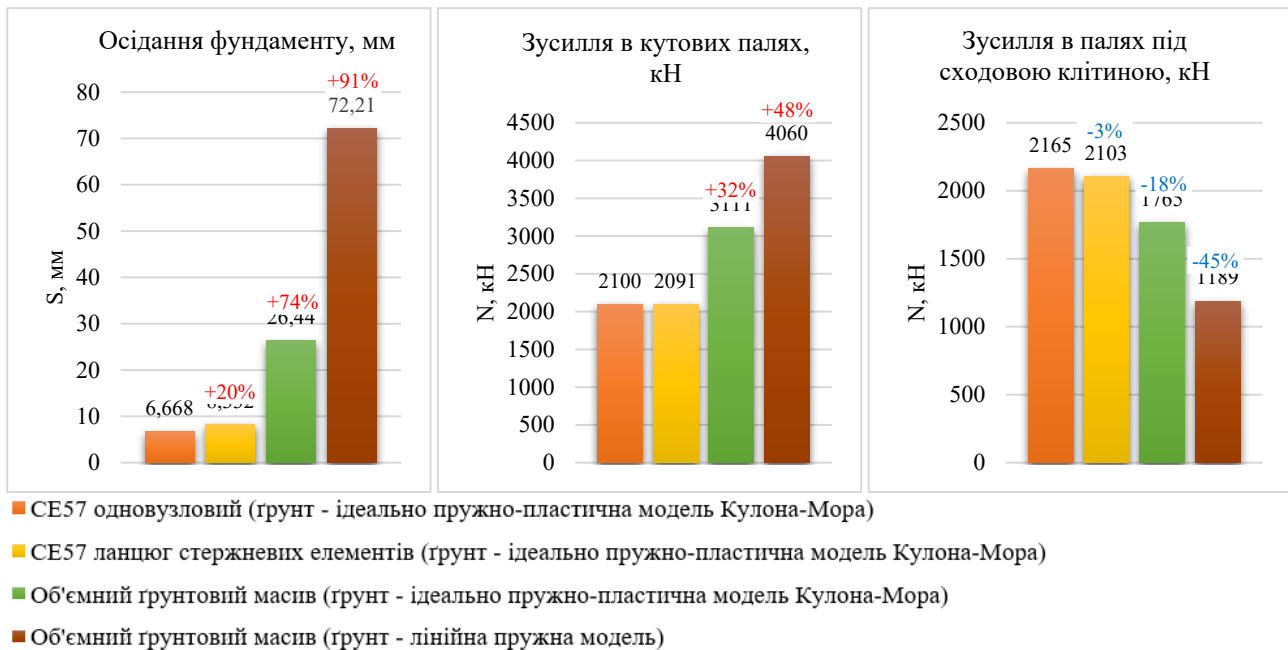


Рис.10. Графіки порівнянь отриманих результатів.
Fig.10. Comparison graphs of the obtained results.

Для ідентифікації параметрів було взято дві випробувальні палі. Згідно звіту статичного випробування маємо такі результати: при максимальному навантаженні 302,4 т осідання дослідної палі №1 складають 31,51 мм, для палі №2 – 29,57 мм.

В програмно комплексі «ЛІРА-САПР 2017» створено чотири розрахункові схеми, по дві для кожної із паль. В одних і тих самих ґрунтових умовах паля моделювалась різними способами – універсальний просторовий стержень CE10 або за допомогою просторового шестивузлового ізопараметричного CE34. В якості ґрунтового середовища використана ідеально пружно-пластична модель Кулона-Мора.

Довжина і ширина ґрунтового масиву 10x10 м, по 5 м в кожную сторону від палі. Глибина його складає 23 м. Розміри CE були прийняті 1x1 м. Чим дрібніший скінченний елемент тим більше їх в скінченно елементній моделі, в результаті чого часу на розв'язання такої задачі може бути витрачено дуже багато. Також кількість CE впливає на накопичення математичних похибок під час розрахунку, що знижує

точність і якість отриманих результатів. Тому такий варіант розмірів CE буде найбільш оптимальним.

Граничні умови по бічним граням для просторового ґрунтового масиву накладені таким чином щоб заборонити переміщення в горизонтальних напрямках, але дозволити ґрунту стискатися під навантаженням. Нижня грань повністю закріплена від будь яких переміщень.

Навантаження на палю задавалося по стадіям, кожна стадія відповідає ступеню завантаження згідно натурних випробувань. Поступове збільшення навантаження змодельовано за допомогою системи «МОНТАЖ».

Аналізуючи графіки осідань (Рис.12, 13) можна помітити, що в моделях де використані параметри ґрунту з інженерно-геологічного звіту значно завищені переміщення в порівнянні з польовими випробуваннями. Тому прийнято рішення збільшити модуль деформації ґрунтів: для розрахункової схеми з випробування першої палі в чотири рази, другої палі – в шість разів [4].

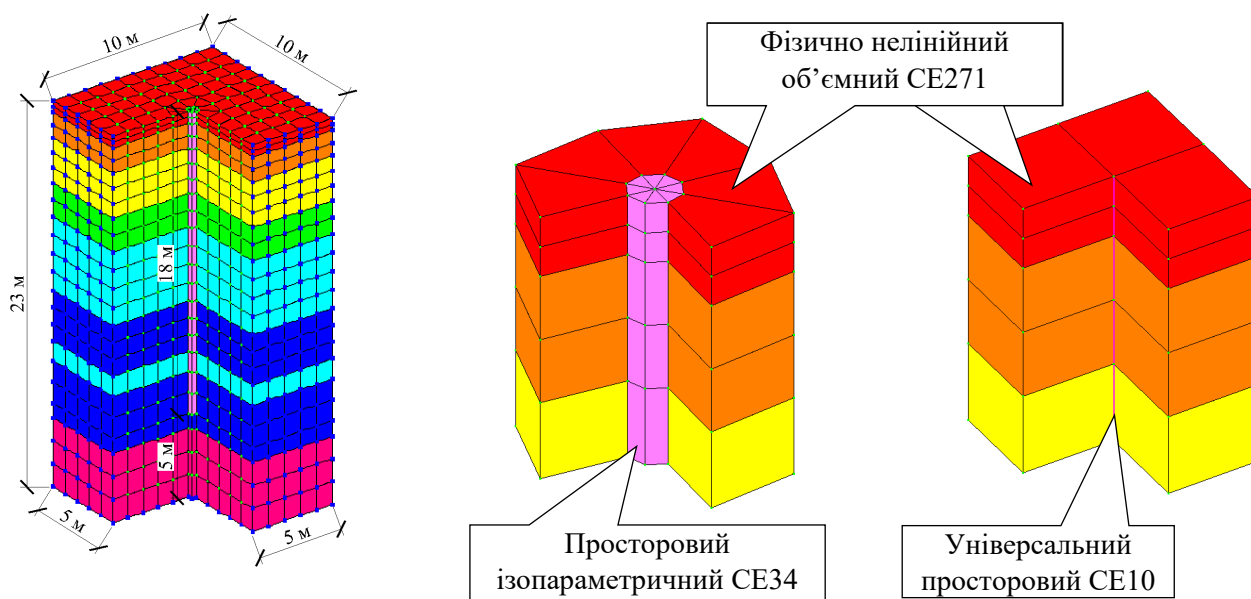


Рис.11. Скінченно – елементна модель випробування палі.

Fig.11. Finite element model of the in-situ pile test.

В скінченно елементних моделях де вже збільшений модуль деформації були зменшені в два рази значення кута внутрішнього тертя або питомого зчеплення. Проте зміна цих характеристик ніяк не вплинула на характер кривої осідань.

Також на графіках видно, що деформації основи в розрахунковій схемі де використаний СЕ10 в якості палі більші на 11% – 13% в порівнянні з моделлю в якій паля представлена за допомогою СЕ34.

Щоб оцінити вплив ідентифікації параметрів ґрунту на зміну перерозподілу зусиль в палях та деформацій фундаменту до моделі, де палі створені універсальним просторовим стержнем, а основа за допомогою фізично нелінійного об'ємного СЕ273, був застосований модуль деформації ґрунту збільшений в чотири рази. Це призвело до того, що максимальні осідання зменшились на 68% в порівнянні з розрахунковою схемою де були використані параметри ґрунту з інженерно-геологічного звіту, їх величина складає 8,4 мм (Рис. 14). Зусилля в кутових палях зменшились на 38%, в середніх збільшились на – 14 %. Виходячи з цього можна сказати, що зусилля в палях розподілились більш

рівномірно [5]. Це також помітно на Рис. 14 де зони зусиль в палях позначені характерним кольором, максимальні зусилля червоним, мінімальні зеленим.

ВИСНОВКИ ТА РЕКОМЕНДАЦІЇ

Отримано, що методи моделювання палей та різні типи основ впливають на перерозподіл зусиль в палях та деформації фундаменту.

Встановлено, що в розрахунковій схемі з використанням ланцюга стержневих елементів в якості палей, ґрунт – ідеально пружно-пластична модель Кулона-Мора, максимальні осідання складають 8,3 мм, це на 20% більше за значення осідань (6,7 мм) в схемі де палі змодельовані одновузловим СЕ57. Величина зусиль та характер їх перерозподілу для даних розрахункових моделей є подібними, в перефрійних палях різниця в значеннях складає менше 1%, в центральних – 3%.

Виявлено, що якщо основа представлена, як лінійна пружна модель, для палей які утворені СЕ57, то деформації будуть дуже малі, так для одновзлового СЕ осідання складають 2,1 мм, для ланцюга стержневих елементів – 0,4 мм.

Показано, що в розрахункових схемах де основа утворена об'ємними скінченними елементами (СЕ33, СЕ273), а паля являє собою універсальний просторовий стержень СЕ10 спостерігається зміна перерозподілу зусиль в палях та збільшення осідань фундаменту. Порівнюючи з моделлю в якій паля утворена одновузловим СЕ57, а основа – ідеально пружно-пластичне ґрунтове середовище, значення зусиль зросли на 32%

в кутових палях та зменшилися на 18% в центральних для моделі із використанням СЕ273, у випадку, коли ґрунт – лінійно пружна модель, зусилля в перефірїйних палях зростають на 48%, а в центральних зменшуються на 45%. Осідання збільшилися на 74% (26,4 мм) для схеми де ґрунт – модель Кулона-Мора, на 91% (72,2 мм) – лінійна пружна модель.

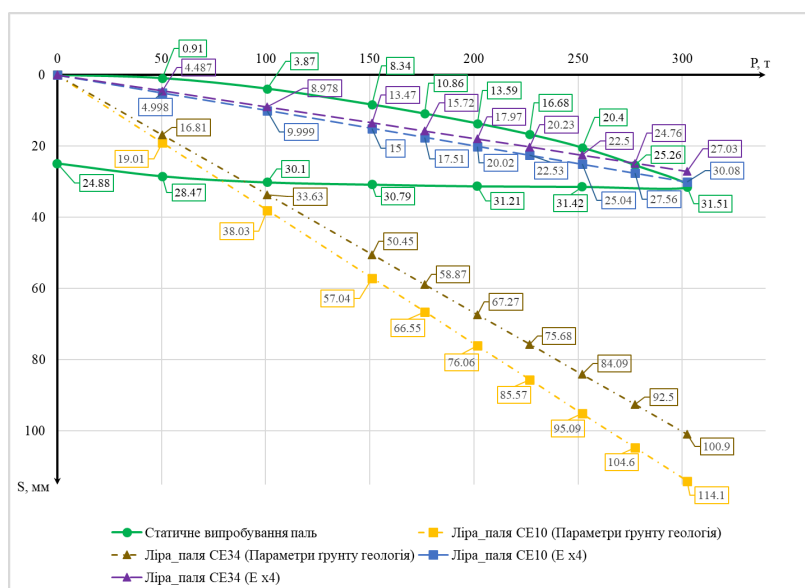


Рис.12. Графік залежності осадки палі S від навантаження P (Палі №1)

Fig.12. The graph of the dependence of the pile settlement S from the load P (Pile No. 1).

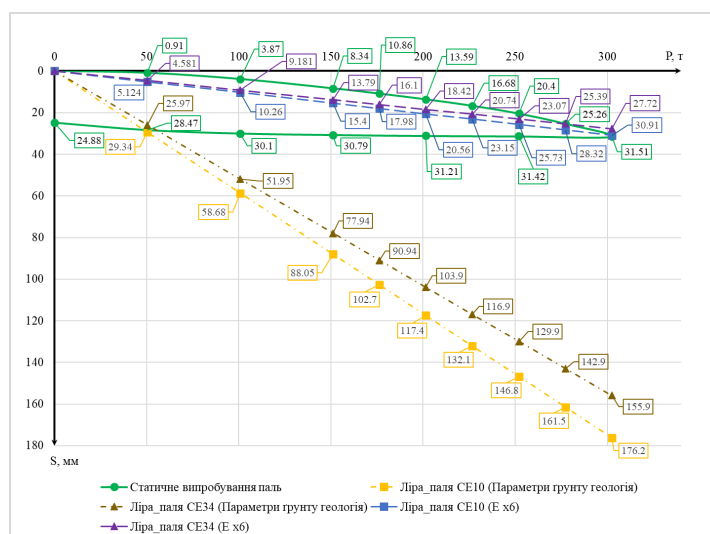


Рис.13. Графік залежності осадки палі S від навантаження P (Палі №2)

Fig.13. The graph of the dependence of the pile settlement S from the load P (Pile No. 2).

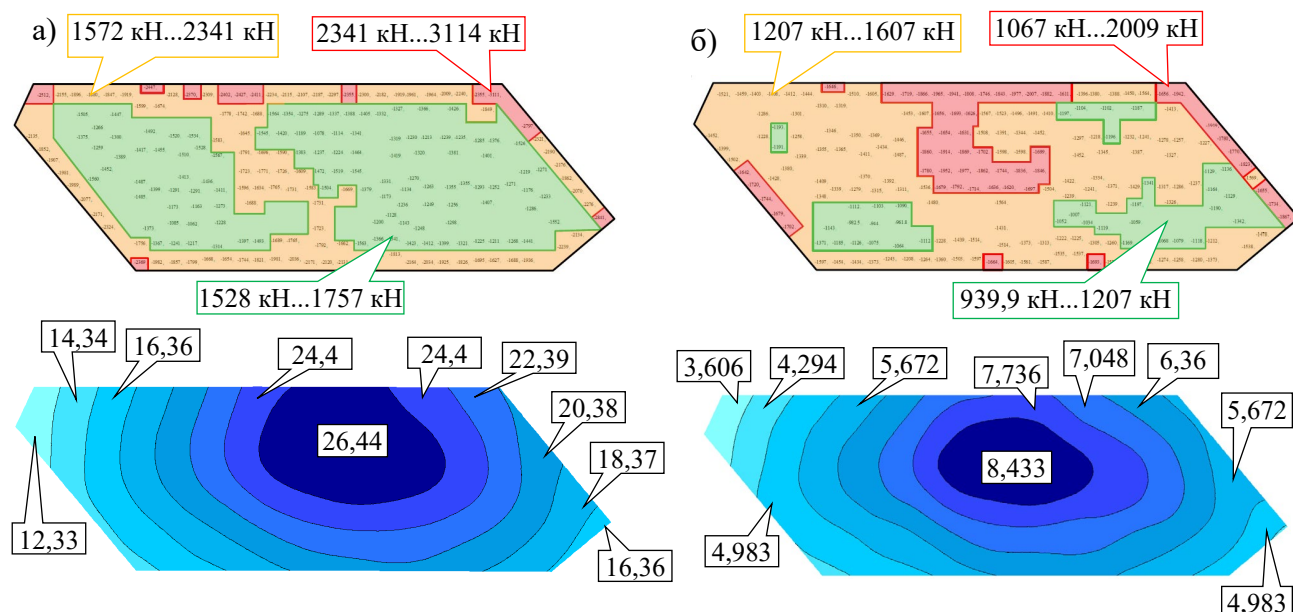


Рис.14. Перерозподіл зусиль в палях то осідання фундаменту: а) до ідентифікації параметрів; б) після ідентифікації параметрів.

Fig.14. Redistribution of forces in piles and foundation settlement: a) before identification of parameters; b) after identification of parameters.

Отримані значення деформацій є суттєво завищеними, тому для підвищення точності результатів виконана ідентифікація параметрів ґрунтів.

В результаті ідентифікації параметрів застосовано модуль деформації, збільшений в 4 рази.

Досліджено, що використання ідентифікованих параметрів в моделі з об'ємним пружно-пластичним ґрунтовим масивом осідання фундаментної плити зменшились на 68% (8,4 мм), а зусилля перерозподілилися більш рівномірно (в кутових палях зменшились на 38%, в середніх збільшились на – 14 %).

ЛІТЕРАТУРА

1. Pidlutskyi V.L. Research of the interaction of piles with different lengths and the grillage in the foundations of high-rise buildings / V.L. Pidlutskyi, I.P. Boyko, V.S. Nosenko // *Civil and Environmental Engineering Reports* №26. – 2017. – p. 059-068.
2. Носенко В.С. Числове моделювання напружено-деформований стану пального фунда-менту будинку з використанням різних моделей ґрунтової основи. / В.С. Носенко, О.О. Кашоїда // *Основи і*

фундаменти: Міжвідомчий науково-технічний збірник. – К.: КНУБА. – 2019. – Вип. 38. – С. 34-43.

3. Носенко В.С. Визначення напружено-деформованого стану групи паль шляхом числового моделювання їх взаємодії з основою за даними польових досліджень. / В.С. Носенко, О.О. Кашоїда // *Основи і фундаменти: Міжвідомчий науково-технічний збірник.* – К.: КНУБА. – 2021. – Вип. 43. – С. 87-100.
4. Бойко І.П. Методика ідентифікації деформаційних параметрів піщаного ґрунтового масиву. / І.П. Бойко, А.О. Олійник, А.О. Галета // *Основи і фундаменти: Міжвідомчий науково-технічний збірник.* – К.: КНУБА. – 2021. – Вип. 42. – С. 53-63.
5. Бойко І.П. Ідентифікація параметрів ґрунтів на основі результатів натурних випробувань паль. / І.П. Бойко, Л.О. Скочко, М.В. Хоронжевський // *Основи і фундаменти: Міжвідомчий науково-технічний збірник.* – К.: КНУБА. – 2021. – Вип. 42. – С. 9-18.

REFERENCES

1. Pidlutskyi V.L., Boyko I.P., Nosenko V.S. (2017). Research of the interaction of piles with different lengths and the grillage in the

- foundations of high-rise buildings. *Civil and Environmental Engineering Reports*, 26(3), 059-068.
2. Nosenko V.S., Kashoida O.O. (2019). Chyslove modelyuvannya napruzhenno-deformovanyu stanu pal'ovoho funda-mentu budynku z vykorystannyam riznykh modeley gruntovoyi osnovy. [Numerical simulation the stress-strain state of the pile foundation building using different soil models]. *Osnovu i fundamente: Mizhvidomchyj naukovu-tekhnichnyj zbirnyk*. Kyiv: KNUBA, 38, 34-43 (in Ukrainian).
 3. Nosenko V.S., Kashoida O.O. (2021). Vyznachennya napruzhenoho stanu hrupy pal' shlyakhom chysel'noho modelyuvannya yikh vzayemodiyi z osnovoyu za danyamy naturnykh doslidzhen'. [Determination of the stress-strain state of a group of piles by numerical simulation of their interaction with the base according to field research data]. *Osnovu i fundamente: Mizhvidomchyj naukovu-tekhnichnyj zbirnyk*. Kyiv: KNUBA, 43: 87-100 (in Ukrainian).
 4. Boyko I.P., Olynyk A.O., Haleta A.O. (2021). Metodyka identyfikatsiyi deformatsiynykh parametriv pishchanoho hruntovoho masyvu. [Identification methodology of deformation parameters of sandy soil massif]. *Osnovu i fundamente: Mizhvidomchyj naukovu-tekhnichnyj zbirnyk*. Kyiv: KNUBA, 42: 53-63 (in Ukrainian).
 5. Boyko I.P., Skochko L.O., Khoronzhevskiy M.V. (2021). Identyfikatsiya parametriv gruntiv na osnovi rezul'tativ pryrodnykh vyprobuvan' pal'. [Identification of soil parameters based on the results of field tests of piles]. *Osnovu i fundamente: Mizhvidomchyj naukovu-tekhnichnyj zbirnyk*. Kyiv: KNUBA, 42: 9-18 (in Ukrainian).

Determination of the impact of pile modeling methods on the distribution of forces in the pile foundation

*Liudmyla Bondareva
Dmytro Nechiporenko*

Summary. The effect of the pile and the soil environment modeling method on the distribution of forces in the pile foundation and its deformation was studied and analyzed.

Based on the obtained results, the difference in the distribution of forces in piles and the difference in the settlement of the pile foundation was

demonstrated. A comparison is drawn between the models, in which elements of the scheme such as "base" and "foundation" were made using different methods. The zones where the peak forces are the largest and the smallest were marked.

The structural scheme and geological conditions are based on the existing project, as well as engineering and geological investigations.

The finite element model of the building consists of a base, underground, and above-ground structures. A linear-elastic model with the following soil parameters was used to simulate the work of the base: E – modulus of elasticity; ν – Poisson's ratio; as well as the elastoplastic Mohr-Coulomb model, in which the soil is defined by the following parameters: E – modulus of elasticity; ν – Poisson's ratio; c – cohesion; φ is the friction angle. The calculation was performed with the help of the LIRA-SAPR 2017 software complex.

In order to improve the accuracy of the calculation of the results, the identification of the parameters of the base was carried out, where the results of in-situ test piles for static indentation were used as the initial data. The soil parameters, which were obtained in the result of identification, were applied to the model of the soil environment in the calculation scheme. As a result, it is possible to assess the influence of the identification parameters on the change in the stress-strained state (SSS) of the foundation structures as well as compare the forces values in piles and the deformation of the foundation before and after the identification.

With the development of technologies and software complexes, the number and variability of calculation methods were increasing, as well as the variety of calculation models. Each calculation model is unique and created with a certain goal – to make the calculation results closer to the real work of foundation structures. It is necessary to make the most effective and rational modeling method to achieve the goals set, as well as to obtain a quick and accurate result.

Keywords. Piles, forces, foundation environment, subsidence, numerical modeling, identification of soil parameters.

Зміна перерозподілу зусиль між елементами пальового фундаменту по мірі зростання навантаження

Ірина Маєвська¹, Наталя Блащук²

Вінницький національний технічний університет
95, Хмельницьке шосе, Вінниця, Україна, 21000,

¹ irina.mayevskaja@gmail.com, orcid.org/ 0000-0001-5999-6824

² blaschuk@vntu.edu.ua, orcid.org/0000-0001-9764-0271

DOI: 10.32347/0475-1132.44.2022.55-66

Анотація. Маючи при проєктуванні пальового фундаменту несучу здатність паль, визначену тим чи іншим шляхом, а також розрахунковий опір під подошвою ростверку як фундаменту мілкового закладання, можна за допомогою даних про ступінь реалізації несучої здатності кожного з елементів пальового фундаменту вийти на його сумарну несучу здатність. Але відомо, що на різних етапах навантаження ступінь реалізації несучої здатності елементів пальового фундаменту може змінюватись.

Метою даної роботи є аналіз зміни перерозподілу зусиль між елементами пальового фундаменту при поступовому зростанні навантажень на нього. Це дозволить обґрунтувати вибір критичного значення осідання, для якого доцільно визначати ступені реалізації несучої здатності елементів пальового фундаменту, що можуть пропонуватись для використання при проєктуванні.

Аналіз зміни перерозподілу зусиль між елементами пальового фундаменту при поступовому зростанні навантажень на нього був виконаний для кушового пальового фундаменту на основі фізичного моделювання на маломасштабних моделях, а також математичного моделювання за допомогою програмного комплексу Plaxis.

Встановлено, що паля у складі куша, як за результатами фізичного моделювання, так і за результатами математичного моделювання, поступово реалізує свою несучу здатність по мірі зростання навантаження і при значних значеннях осідання сприймає навантаження, більше за граничне навантаження одиночної палі.

Отже, на певному етапі навантаження ступінь реалізації несучої здатності палі починає



Ірина Масєвська

доцент кафедри
будівництва, міського господарства
та архітектури
к.т.н., доц.



Наталя Блащук

доцент кафедри
будівництва, міського господарства
та архітектури
к.т.н., доц.

перевищувати одиницю. Частка ростверку у несучій здатності фундаменту збільшується по мірі зростання навантаження, оскільки збільшується тиск під подошвою ростверку. Ступінь реалізації ростверку практично не змінюється для піщаної основи і несуттєво зростає для глинистої. Отже, ростверк поступово включається у роботу, але потенційна можливість ростверку сприймати навантаження реалізується не повністю і при певному значенні осідання залишається сталою.

Оцінено можливість аналізу перерозподілу зусиль між елементами пальової групи тільки на етапі максимально допустимого осідання.

Ключові слова. Фізичне моделювання, математичне моделювання, пальовий фундамент, паля, ростверк, реалізація несучої здатності.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ ТА АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Протягом кількох років на кафедрі БМГА ВНТУ проводяться дослідження перерозподілу зусиль між елементами пальових фундаментів різних типів в залежності від різних факторів: виду фундаменту, довжини і кількості паль, відстані між ними в групі, виду ґрунту основи, тощо [1–4]. Проводились як фізичні дослідження на маломасштабних моделях, так і математичне моделювання в різних програмних комплексах.

На перших етапах досліджень при аналізі перерозподілу зусиль між елементами пальового фундаменту визначались лише частка навантаження, що сприймає ростверк, і відповідно частка навантаження, яку сприймають палі. Пізніше [5] був зроблений висновок, що додатково аналізувати треба ступінь реалізації несучої здатності паль (відношення усередненого навантаження на палю у складі фундаменту до несучої здатності одиночної палі) та ступінь реалізації тиску під підшвою ростверку у порівнянні з реактивним опором під підшвою відповідного фундаменту мілкого закладання. Маючи при проектуванні пальового фундаменту несучу здатність паль, визначену тим чи іншим шляхом, а також розрахунковий опір під підшвою ростверку як фундаменту мілкого закладання, можна за допомогою даних про ступінь реалізації несучої здатності кожного з елементів пальового фундаменту вийти на його сумарну несучу здатність.

Для аналізу у всіх вищенаведених роботах приймалися значення кількісних параметрів ступенів реалізації елементів пальового фундаменту при сталому значенні його осідання. За таке осідання в більшості випадків приймалось найбільше значення осідання фундаменту, а саме $s = 100$ мм. Але з літератури [6] та результатів власних досліджень відомо, що по мірі зростання навантаження на фундамент і відповідно його осідання палі та ростверк поступово включаються у роботу і характер цього включення не є лінійним. Тобто на різних

етапах навантаження ступінь реалізації несучої здатності елементів пальового фундаменту може змінюватись.

МЕТА РОБОТИ

Метою даної роботи є аналіз зміни перерозподілу зусиль між елементами пальового фундаменту при поступовому зростанні навантажень на нього. Це дозволить обґрунтувати вибір критичного значення осідання, для якого доцільно визначати ступені реалізації несучої здатності елементів пальового фундаменту, що можуть пропонуватись для використання при проектуванні.

В даній роботі такий аналіз виконаний на прикладі стовпчастого пальового фундаменту.

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

Фізичне моделювання

В якості вихідних даних для аналізу зміни перерозподілу зусиль між елементами пальового фундаменту при поступовому зростанні навантажень на нього були використані результати досліджень магістрів Малишева О.М. [7] та Кременської Ю.О. [8], які проводили фізичне моделювання груп паль на маломасштабних моделях, та досліджень магістрів Кримняка Я.М. [5] та Кременської Ю.О. [9], що виконували математичне моделювання пальових куців в різних ґрунтових умовах.

При фізичному моделюванні в дослідах Малишева О.М. та Кременської Ю.О. використовувались моделі паль довжиною 3,0; 4,5 та 6,0 м, поперечним перерізом 300х300 мм, виготовлені з деревини. При масштабі моделювання 1:15 дерев'яні моделі мали довжину 200, 300 і 400 мм з поперечним перерізом 20х20 мм. Моделі плити ростверку виготовлялись з залізобетону Товщи- на моделі плити ростверку прийнята 50 мм, розміри в плані при кроці паль 3d - 200х200 мм (Рис. 1). Максимальна кількість паль у куці 9 штук. (У дослідах Малишева О.М. були використані також моделі для кроків паль 5d та 7d, де d – розмір поперечника палі [3, 7]).

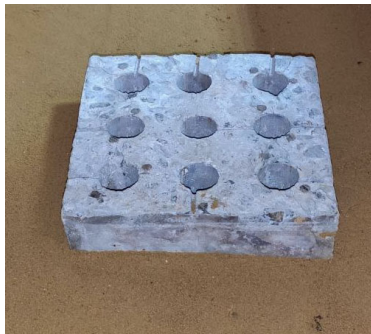


Рис. 1. Модель ростверку 200×200 мм.
Fig.1. Rostwerk model 200×200 mm.

При випробуванні пальового фундаменту використовувався лабораторний лоток розміром 1800×1200×1000 мм (Рис. 2). В якості ґрунту використовувався пісок середньої крупності із заданою щільністю та вологістю. Врахувавши геометричні розміри лотка з піском та обмежені можливості упорної системи прийнято масштаб фізичного моделювання 1:15.



Рис. 2. Лоток з ґрунтовою основою під фундамент.
Fig.2. A tray with a soil base for the foundation.

У досліджах Малишева О.М. пісок в лоток насипався з досягненням щільності, що відповідала коефіцієнту пористості $e = 0,6$ (близько до нижньої межі діапазону середньої щільності). Це не дозволило при випробуваннях пальових кушів довести їх до втрати несучої здатності внаслідок обмеженості можливостей упорної системи. Максимальні значення досягнутих осідань при випробуваннях складали близько 14 мм.

В зв'язку з цим у досліджах Кременської Ю.О. пісок в лоток насипався з досягненням щільності, що відповідала коефіцієнту пористості $e = 0,7$ (близько до верхньої межі діапазону середньої щільності). Це дозволило при менших значеннях навантаження досягти практичної втрати стійкості основи при випробуваннях при осіданнях, близьких до 30 мм.

Спеціальні тензометричні наголовники для паль дозволяли визначати зусилля в палях по мірі зростання загального навантаження на куш. Навантаження на ростверк передавалось за допомогою автомобільного домкрату, а для виміру зусилля використовувався динамометр. Навантаження, на яке розрахований домкрат і динамометр, становить до 5 тс.

Для виміру осідання пальового фундаменту використовувались два прогиноміри, встановлені на незалежній упорній системі. Система в зборі наведена на Рис. 3.

Для виміру осідання пальового фундаменту використовувались два прогиноміри, встановлені на незалежній упорній системі. Система в зборі наведена на Рис. 3.



Рис. 3. Модель пальового фундаменту перед випробуванням.
Fig.3. Model of the pile foundation before the test.

Проводились також випробування одиночних паль та плити ростверку без паль на поверхні ґрунтового масиву (Рис. 4).



Рис. 4. Модель випробування плити ростверку.
Fig.4. Test model of rostwerk plate.

Для аналізу розвитку перерозподілу зусиль між елементами пальового фундаменту по мірі зростання навантаження при фізичному моделюванні використовувались результати випробувань кушів паль з 9 шт. з кроком $3d$ (ростверк 200×200 мм) з різною довжиною паль. Проаналізовані результати випробувань для піску з коефіцієнтом пористості $e = 0,7$ за дослідями Кремінської Ю.О. та для піску з коефіцієнтом пористості $e = 0,6$ за дослідями Малишева О.М.

В результаті проведення експериментів були одержані графіки залежності осідання – навантаження куша в цілому та графіки залежності сумарної несучої здатності паль від його осідання. Також були одержані графіки осідання – навантаження за результатами випробування одиночних паль різної довжини, графік осідання – навантаження при випробуванні плити ростверку розміром 200×200 мм як штампа без паль.

В роботі Бартоломея А.О. [6] наведені результати натурних досліджень груп паль. Будувались порівняльні графіки розвитку деформацій пальових груп та одиночних паль по мірі зростання навантаження (Рис. 5).

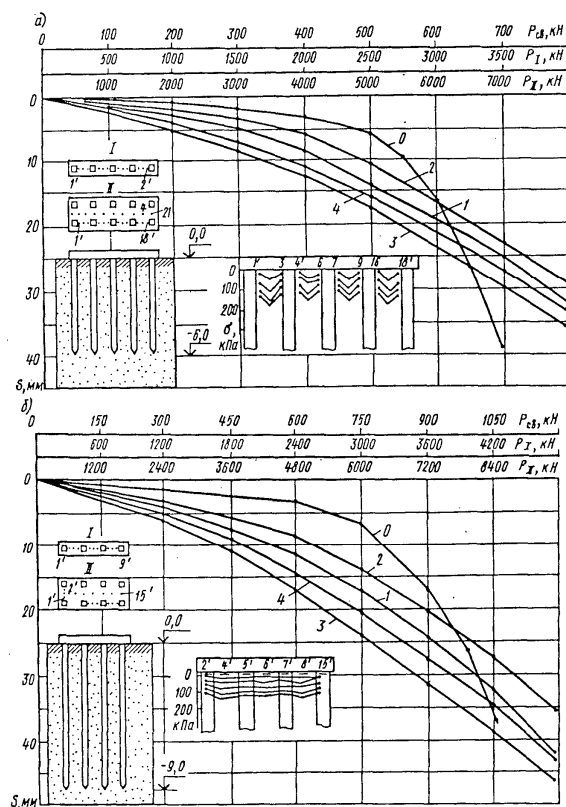


Рис. 5. Результати натурних досліджень осідань і несучої здатності однорядних і дворяд-

них пальових фундаментів з паль довжиною 6 м (а) і 9 м (б) у піщаних ґрунтах за дослідями Бартоломея А.О. [6]: 1 і 2 – для однорядних пальових фундаментів при високому і низькому ростверках; 3 і 4 – для дворядних пальових фундаментів при високому і низькому ростверках; 0 – для одиночної палі.

Fig.5. The results of field studies of settlement and bearing capacity of one-row and two-row pile foundations with piles 6 m (a) and 9 m (b) long in sandy soils according to the experiments of A.O. Bartholomew [6]: 1 and 2 – for single-row pile foundations with high and low rosters; 3 and 4 – for two-row pile foundations with high and low rosters; 0 – for a single pile.

Бартоломей А.О. [6] відзначає, що осідання пальових фундаментів при дворядному розміщенні паль у 3,5 – 4,5 рази перевищує осідання одиночних паль. Осідання пальових фундаментів зростають плавно, при осіданнях 25 – 40 мм криві «навантаження – осідання» стрічкових пальових фундаментів перетинають криві «навантаження – осідання» одиночних паль, при цьому для пальових фундаментів не досягнуте граничне навантаження.

Аналогічні графіки розвитку деформацій пальових груп та одиночних паль по мірі зростання навантаження були побудовані за результатами фізичного моделювання для піску з коефіцієнтом пористості $e = 0,7$ за дослідями Кремінської Ю.О. та для піску з коефіцієнтом пористості $e = 0,6$ за дослідями Малишева О.М. (Рис. 6 – 9).

Проведені дослідження дозволили додати до цих графіків ще графік розвитку деформацій осередненого навантаження на палю у складі пальового куша, що дозволяє проаналізувати розвиток реалізації несучої здатності палі при роботі у групі.

Як бачимо результати фізичного моделювання підтверджують висновки Бартоломея А.О., що осідання пальових фундаментів зростають плавно, а при певних осіданнях, які відповідають приблизно граничним осіданням одиночних паль, криві «навантаження – осідання» пальових фундаментів перетинають криві «навантаження – осідання» одиночних паль, при цьому для

пальових фундаментів не досягнуте граничне навантаження.

Паля у складі куща поступово реалізує свою несучу здатність і при значних значеннях осідання сприймає навантаження, більше за граничне навантаження одиночної палі. Отже на певному етапі навантаження ступінь реалізації несучої здатності палі починає перевищувати одиницю.

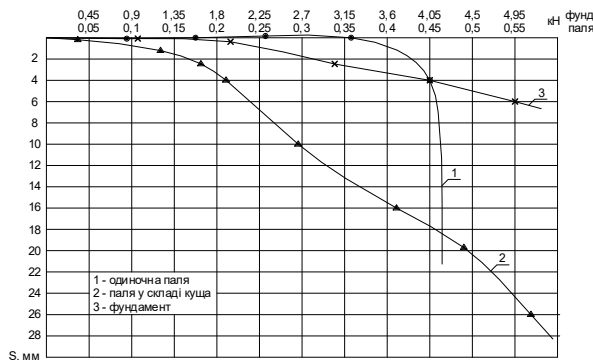


Рис. 6. Результати натурних досліджень осідань і несучої здатності паль і пальових фундаментів з 9 паль довжиною 200 мм у піщаному ґрунті з $e = 0,7$ за дослідями Кремінської Ю.О.

Fig.6. The results of field studies of settlement and bearing capacity of piles and pile foundations with 9 piles 200 mm long in sandy soil with $e = 0.7$ according to the experiments of Yu.O. Kreminska.

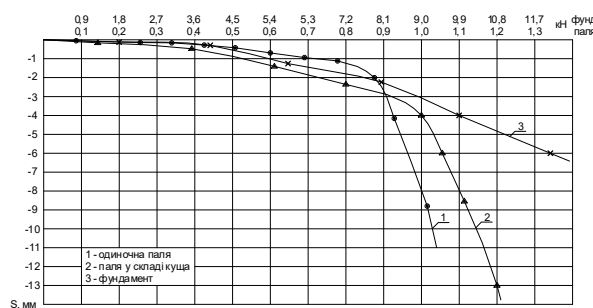


Рис. 7. Результати натурних досліджень осідань і несучої здатності паль і пальових фундаментів з 9 паль довжиною 400 мм у піщаному ґрунті з $e = 0,7$ за дослідями Кремінської Ю.О.

Fig.7. The results of field studies of settlement and bearing capacity of piles and pile foundations with 9 piles 400 mm long in sandy soil with $e = 0.7$ according to the experiments of Yu.O. Kreminska.

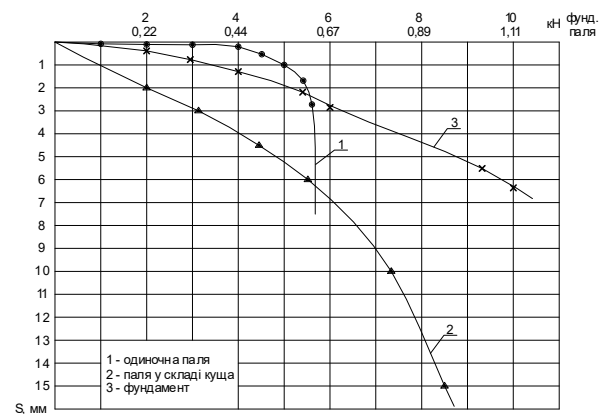


Рис. 8. Результати натурних досліджень осідань і несучої здатності паль і пальових фундаментів з 9 паль довжиною 200 мм у піщаному ґрунті з $e = 0,6$ за дослідями Малишева О.М.

Fig.8. The results of field studies of settlement and non-hewing capacity of piles and pile foundations with 9 piles 200 mm long in sandy soil with $e = 0.6$ according to the experiments of O.M. Malyshev.

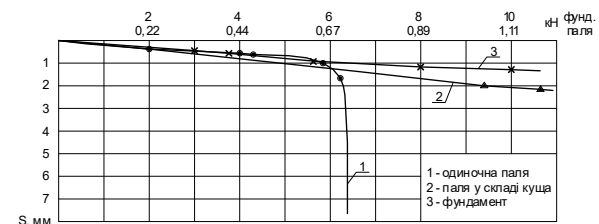


Рис. 9. Результати натурних досліджень осідань і несучої здатності паль і пальових фундаментів з 9 паль довжиною 400 мм у піщаному ґрунті з $e = 0,6$ за дослідями Малишева О.М.

Fig.9. The results of field studies of settlement and bearing capacity of piles and pile foundations with 9 piles 400 mm long in sandy soil with $e = 0.6$ according to the experiments of O.M. Malyshev.

Одержані результати дозволяють для кількісної оцінки характеру перерозподілу зусиль між елементами пальового фундаменту при обробці результатів досліджень проаналізувати такі параметри:

- частка ростверку у навантаженні на пальовий фундамент;
- ступінь реалізації несучої здатності паль при роботі у групі;
- ступінь реалізації тиску під ростверком.

Означені параметри аналізувались на рі-

зних етапах навантаження. результати обробки даних експериментів наведені на Рис. 10 – 12.

Дослідження частки навантаження, що припадає на ростверк, показали, що ростверк включається у роботу при осіданні 0,5 мм. По мірі зростання осідань напруження під подошвою ростверку зростають і досягають максимальних значень при осіданнях 10 – 20 мм. При цьому потенційна можливість ростверку сприймати навантаження реалізується не повністю. В подальшому тиск під ростверком залишається сталим і подальше збільшення несучої здатності пальового фундаменту відбувається за рахунок збільшення несучої здатності паль.

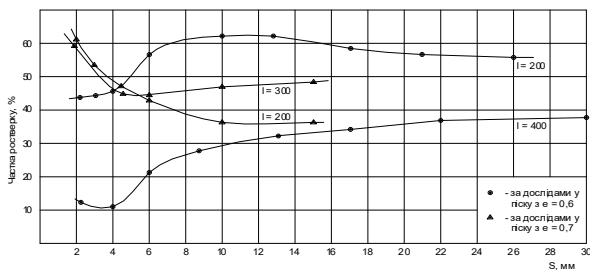


Рис. 10. Графік залежності частки ростверку у навантаженні на паливий фундамент від його осідання по мірі зростання навантаження.

Fig.10. The graph of the dependence of the share of the grating in the load on the pile foundation from its settlement as the load increases.

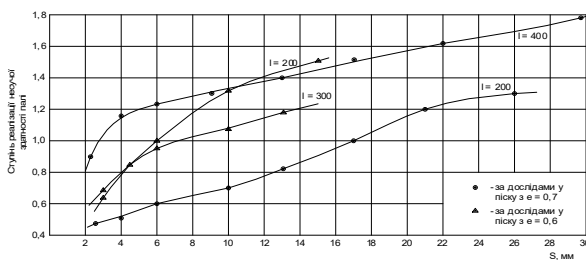


Рис. 11. Графік залежності ступеню реалізації несучої здатності палі у складі фундаменту від його осідання по мірі зростання навантаження.

Fig.11. Graph of the dependence of the degree of implementation of the bearing capacity of the pile as part of the foundation on its settlement as the load increases.

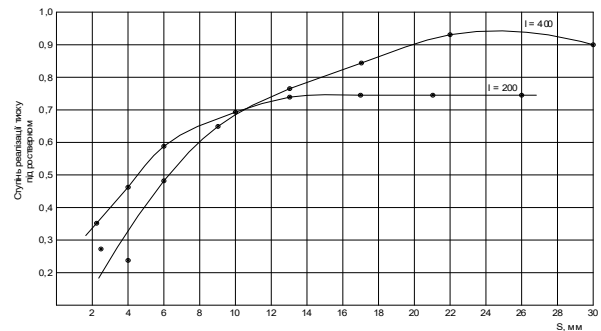


Рис. 12. Графік залежності ступеня реалізації ростверку у складі фундаменту від його осідання по мірі зростання навантаження для основи з піску з коефіцієнтом пористості $e = 0,7$.

Fig.12. Graph of the dependence of the degree of implementation of the rostverk as part of the foundation on its settlement as the load increases for a sand base with a porosity coefficient of $e = 0.7$.

Математичне моделювання

При математичному моделюванні, так само як при фізичному, досліджувався розвиток перерозподілу зусиль між елементами пального фундаменту по мірі зростання навантаження на нього. Дослідження виконувались за допомогою програмного комплексу Plaxis. Розглядався куш з 6 паль довжиною 9,0 м з поперечним перерізом 0,3х0,3м, розміщених з кроком 3d (Рис. 13).

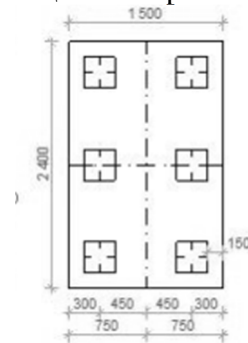


Рис. 13. Схема розміщення паль у ростверку.

Fig.13. The scheme of placing piles in the rostverk.

При математичному моделюванні для початкової експериментальної моделі пального фундаменту були прийняті такі параметри:

- модель ґрунту – пружно-пластична модель Кулона-Мора;

- модель пальового фундаменту під коло-ну – ростверк розміром в плані 1,5х2,4 м, товщиною 0,9 м і палі поперечного перерізу 0,3 х 0,3 м;
- палі довжиною 9,0 м з кроком 3d;
- величина навантаження, яке сприймається плитою ростверку, розраховується як добуток реактивного опору ґрунту, який знаходиться під підшвою ростверку, на площу ростверку (без врахування площі паль). Ця величина визначалась на декількох етапах навантаження і відповідних осіданнях;
- величина навантаження, яка сприймається палями, розраховується як різниця загального навантаження на стовпчастий пальовий фундамент і величини навантаження, яка сприймається плитою ростверку (також визначалась на декількох етапах навантаження і відповідних осіданнях).

Моделювання сумісної роботи ростверку і паль планується на однорідній піщаній та глинистій основі.

Характеристики піщаного ґрунту: пісок дрібний, $\gamma = 18,6 \text{ кН/м}^3$, $e = 0,67$, $c = 2 \text{ кПа}$, $\phi = 32^\circ$, $E = 28 \text{ МПа}$. Характеристики глинистого ґрунту: суглинок, $\gamma = 18,5 \text{ кН/м}^3$, $e = 0,75$, $c = 23 \text{ кПа}$, $\phi = 21^\circ$, $E = 14 \text{ МПа}$.

Додатково до програми моделювання включені такі дослідження:

- моделювання роботи одиночних паль довжиною 9 м з поперечним перерізом 0,3х0,3 м;
- моделювання роботи ростверку розмірами 1,5х2,4 м як фундаменту мілкого закладання.

Для проведення моделювання були прийняті забивні палі із бетону С20/25 (В25).

Розміри змодельованого ґрунтового масиву для максимального зменшення впливу крайових ефектів на осідання палі прийнята в плані 30х30 м, та завтовшки 40 м. Побудована модель ґрунтового масиву показана на Рис. 14. На Рис.15 показана розрахункова модель фундаменту. Величина навантаження на моделі збільшувалась до тих пір, поки величина осідання не становила 10 см.

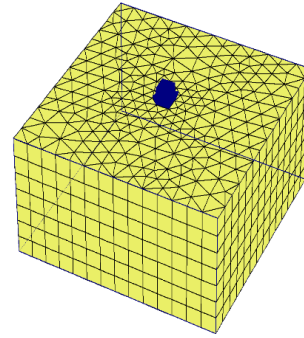


Рис. 14. Розрахункова модель ґрунтового масиву.
Fig.14. Calculation model of the soil massif.

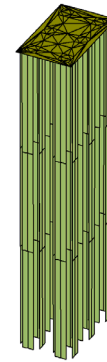


Рис. 15. Розрахункова модель стовпчастого пальового фундаменту з 6 паль у групі.
Fig.15. Calculation model of columnar pile foundation with 6 piles in a group.

В результаті проведення експериментів були одержані графіки залежності осідання – навантаження куца в цілому та графіки залежності сумарної несучої здатності паль від його осідання. Також були одержані графіки осідання – навантаження за результатами випробування одиночної палі, графік осідання – навантаження при випробуванні плити ростверку розміром 1500х2400 мм як штампа без паль.

Для аналізу зміни перерозподілу зусиль між елементами пальового фундаменту були побудовані графіки розвитку деформацій палових груп, осередненого навантаження на палю у складі пальового куца та одиночних паль по мірі зростання навантаження для двох видів ґрунтів (Рис. 16, 17).

Як бачимо результати математичного моделювання дають картину, якісно аналогічну результатам фізичного моделювання, що осідання палових фундаментів зростають плавно, а при певних осіданнях, які відповідають приблизно граничним осіданням одиночних паль, криві «навантаження

– осідання» пальових фундаментів перетинають криві «навантаження – осідання» одиночних паль, при цьому для пальових фундаментів не досягнуте граничне навантаження.

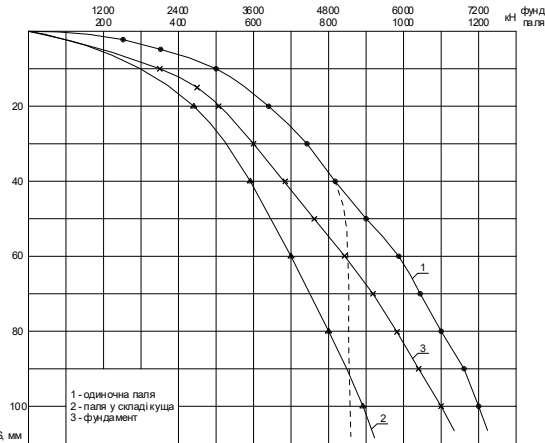


Рис. 16. Графіки розвитку деформацій пальнової групи, осередненого навантаження на палю у складі пального куща та одиночних паль по мірі зростання навантаження для піщаної основи.

Fig.16. Graphs of the development of deformations of the pile group, the average load on the pile as part of a pile bush and single piles as the load increases for a sandy base.

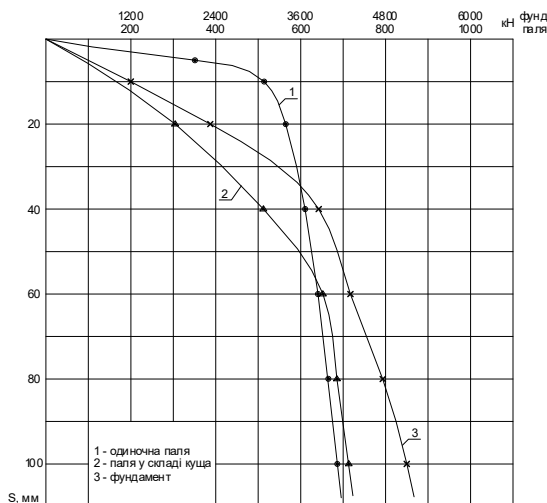


Рис. 17. Графіки розвитку деформацій палових груп, осередненого навантаження на палю у складі пального куща та одиночних паль по мірі зростання навантаження для глинистої основи.

Fig.17. Graphs of the development of deformations of pile groups, the average load on a pile as part of a pile bush and single piles as the load increases for a clay base.

Палю у складі куща поступово реалізує свою несучу здатність і при значних значеннях осідання сприймає навантаження, більше за граничне навантаження одиночної палі. Отже на певному етапі навантаження ступінь реалізації несучої здатності палі починає перевищувати одиницю.

Для кількісної оцінки характеру перерозподілу зусиль між елементами пального фундаменту по мірі зростання навантаження при обробці результатів досліджень аналізувались такі ж параметри, що і при фізичному моделюванні:

- частка ростверку у навантаженні на палювий фундамент;
- ступінь реалізації несучої здатності паль при роботі у групі;
- ступінь реалізації тиску під ростверком.

Результати обробки даних досліджень представлені у таблицях 1 та 2 та на Рис. 18 – 20.

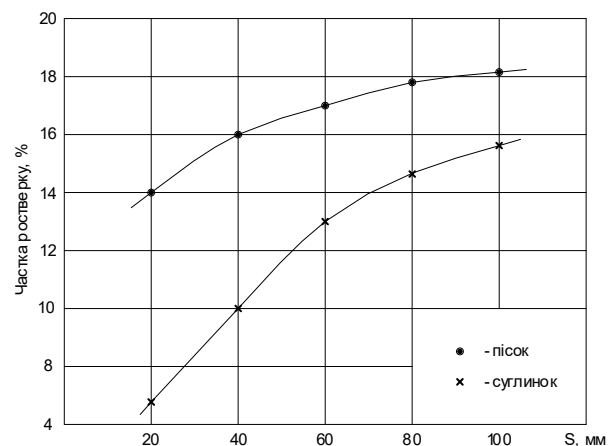


Рис. 18. Графік залежності частки ростверку у навантаженні на палювий фундамент від величини осідання.

Fig.18. The graph of the dependence of the share of the grid in the load on the pile foundation on the amount of settlement.

Табл. 1. Результати досліджень перерозподілу зусиль між елементами пальового фундаменту по мірі зростання навантаження для піщаного ґрунту

Table 1. The results of studies on the redistribution of forces between the elements of the pile foundation as the load increases for sandy soil

Осідання s, мм	Навантаження на куц, кН	Осереднене навантаження на палю у складі фундаменту, кН	Несуча здатність одиночної палі, кН	Навантаження, що сприймає ростверк, кН	Навантаження, що сприймає плита ростверку без палі, кН	Ступінь реалізації несучої здатності палі	Ступінь реалізації несучої здатності ростверку	Частка несучої здатності ростверку
20	3060	438	830	428	1065	0,53	0,40	0,14
40	4140	578	830	673	1768	0,70	0,38	0,16
60	5076	701	830	872	2180	0,84	0,40	0,172
80	5886	808	830	1037	2800	0,97	0,37	0,176
100	6588	898	830	1200	3276	1,08	0,366	0,182

Табл. 2. Результати досліджень перерозподілу зусиль між елементами пальового фундаменту по мірі зростання навантаження для глинистого ґрунту

Table 2. The results of studies on the redistribution of forces between the elements of the pile foundation as the load increases for clay soil

Осідання s, мм	Навантаження на куц, кН	Осереднене навантаження на палю у складі фундаменту, кН	Несуча здатність одиночної палі, кН	Навантаження, що сприймає ростверк, кН	Навантаження, що сприймає плита ростверку без палі, кН	Ступінь реалізації несучої здатності палі	Ступінь реалізації несучої здатності ростверку	Частка несучої здатності ростверку
20	2322	364	600	135	1360	0,607	0,100	0,058
40	3744	563	600	364	2000	0,938	0,182	0,097
60	4356	631	600	572	2500	1,052	0,229	0,131
80	4770	678	600	701	2920	1,13	0,240	0,147
100	5112	719	600	796	3276	1,20	0,240	0,156

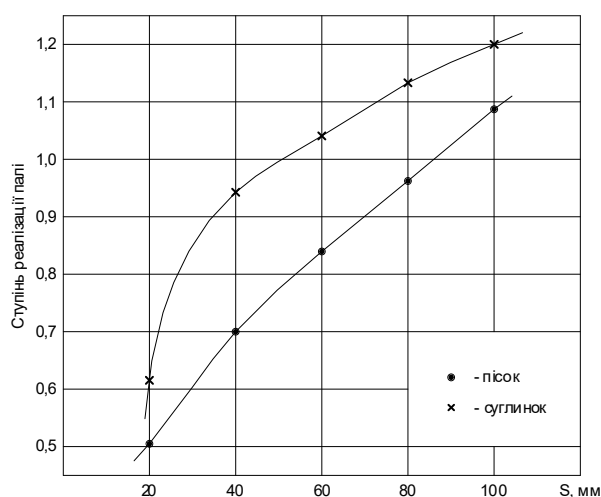


Рис. 19. Залежність ступеня реалізації несучої здатності палі у складі пальового фундаменту від величини осідання.

Fig.19. Dependence of the degree of implementation of the load-bearing capacity of piles in the composition of the pile foundation on the amount of subsidence.

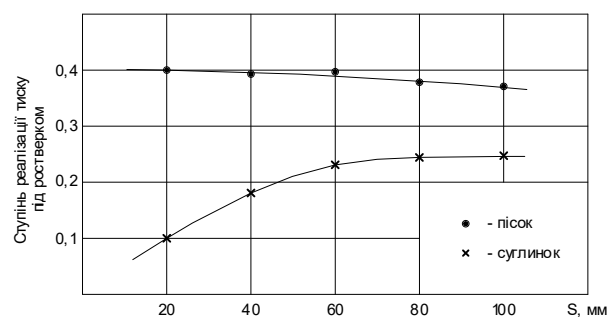


Рис. 20. Залежність ступеня реалізації тиску під подошвою ростверку у складі стовпчастого пальового фундаменту від величини осідання.

Fig.20. Dependence of the degree of realization of pressure under the sole of the rostrum in the composition of the columnar pile foundation on the amount of subsidence.

Як бачимо частка ростверку у несучій здатності фундаменту збільшується по мірі зростання навантаження, оскільки збільшується тиск під подошвою ростверка. Ступінь

реалізації ростверка практично не змінюється для піщаної основи і несуттєво зростає для глинистої. Отже, ростверк поступово включається у роботу, але потенційна можливість ростверка сприймати навантаження реалізується не повністю і при певному значенні осідання залишається сталою.

Паля у складі куща, як і при фізичному моделюванні, поступово реалізує свою несучу здатність і при значних значеннях осідання сприймає навантаження, більше за граничне навантаження одиночної палі. Отже, на певному етапі навантаження ступінь реалізації несучої здатності палі починає перевищувати одиницю.

Ростверк краще реалізує себе у піщаному ґрунті, а палі – у глинистому, але якісний характер зміни ступеня реалізації паль і ростверку по мірі зростання навантаження для піщаних і глинистих ґрунтів аналогічний.

За критичне значення осідання, для якого доцільно визначати ступені реалізації несучої здатності елементів пальового фундаменту, що можуть пропонуватись для використання при проєктуванні, можна приймати максимальне значення осідання фундаменту, але при цьому до визначення ступеня реалізації палі треба ставитись з обережністю, без надмірного його завищення.

ВИСНОВКИ ТА РЕКОМЕНДАЦІЇ

1. Паля у складі куща, як за результатами фізичного моделювання, та і за результатами математичного моделювання, поступово реалізує свою несучу здатність по мірі зростання навантаження і при значних значеннях осідання сприймає навантаження більше за граничне навантаження одиночної палі. Отже на певному етапі навантаження ступінь реалізації несучої здатності палі починає перевищувати одиницю.

2. Частка ростверку у несучій здатності фундаменту збільшується по мірі зростання навантаження, оскільки збільшується тиск під підшвою ростверку. Ступінь реалізації ростверку практично не змінюється

для піщаної основи і несуттєво зростає для глинистої. Отже, ростверк поступово включається у роботу, але потенційна можливість ростверку сприймати навантаження реалізується не повністю і при певному значенні осідання залишається сталою.

3. Для аналізу характеру перерозподілу зусиль між елементами пальового фундаменту може бути використане моделювання у програмному комплексі Plaxis 3D Foundation.

4. За критичне значення осідання, для якого доцільно визначати ступені реалізації несучої здатності елементів пальового фундаменту, що можуть пропонуватись для використання при проєктуванні, можна приймати максимальне значення осідання фундаменту, але при цьому до визначення ступеня реалізації палі треба ставитись з обережністю, без надмірного його завищення.

ЛІТЕРАТУРА

1. Маєвська І.В. Урахування роботи ростверку у складі стрічкових пальових та підсилених палями фундаментів: монографія. / І.В. Маєвська, Н.В. Блащук // Вінниця: ВНТУ, – 2013. – 168 с.
2. Маєвська І.В. Вплив виду ґрунту на сумісну роботу паль і ростверка в кущовому пальовому фундаменті. / І.В. Маєвська, Н.В. Блащук, К.А. Чобанова // *Сучасні технології, матеріали і конструкції в будівництві. Науково-технічний збірник ВНТУ*. – Вінниця: УНІВЕРСМ-Вінниця. – 2013. №2. – С.40-47.
3. Блащук Н.В. Перерозподіл зусиль між елементами стовпчастого пальового фундаменту. / Н.В. Блащук, І.В. Маєвська, М.М. Попович // *Сучасні технології, матеріали та конструкції в будівництві: міжнародний н/т журнал ВНТУ*. – Вінниця: ВНТУ. – 2018. – №1(24). – С. 36-44.
4. Маєвська І.В. Перерозподіл зусиль між елементами однорядного стрічкового пальового фундаменту. / І.В. Маєвська, Н.В. Блащук // *Сучасні технології, матеріали та конструкції в будівництві: міжнародний н/т журнал ВНТУ*. – Вінниця: ВНТУ. – 2019. – №1(26). – С.43-52.
5. Кримняк Я.М. Робота забивних паль і ростверку у складі стовпчастого пальового фундаменту. / Я.М. Кримняк, І.В. Маєвська //

Тези Всеукраїнської науково-практичної Інтернет-конференція студентів, аспірантів та молодих науковців «МОЛОДЬ В НАУЦІ: ДОСЛІДЖЕННЯ, ПРОБЛЕМИ, ПЕРСПЕКТИВИ (МН-2021)». – Вінниця: ВНТУ. – 2021. – URL: <https://conferences.vntu.edu.ua/index.php/mn/mn2021/paper/view/11077>.

6. Бартоломей А.А. Прогноз осадок свайных фундаментов / А.А. Бартоломей, И.М. Омелчак, Б.С. Юшков – М., Стройиздат, 1994. 384 с.
7. Малишев О.М. Сумісна робота паль і ростверку у стовпчастому пальовому фундаменті. / О.М. Малишев, С.О. Цимбал, І.В. Маєвська, Н.В.Блашук // *Молодь в науці: тез. регіон. наук.-практ. інтернет-конф. студентів, аспірантів та молодих науковців ВНТУ, м. Вінниця, 2 січ. 2018.* – Вінниця: ВНТУ. – 2018. – URL: <https://conferences.vntu.edu.ua/index.php/mn/mn2018/paper/viewFile/3694/31033103>.
8. Кременська Ю.О. Фізичне моделювання пальових кушів з короткими та довгими палями. / Ю.О. Кременська, І.В. Маєвська // *Енергоефективність в галузях економіки України-2021: міжнар. наук.-техн. конф., м. Вінниця, 23-25 листоп. 2021р.* – Вінниця: ВНТУ. – 2021. – URL: <https://conferences.vntu.edu.ua/index.php/egcu/egcu2021/paper/view/13939>.
9. Маєвська І.В. Особливості роботи пальових кушів з коротких паль за даними числового моделювання. / І.В. Маєвська, Н.В. Блашук, Ю.О. Кременська // *Основи та фундаменти: науково-технічний збірник.* – К.: КНУБА. – 2021. – Вип.43. – С.30-39.

REFERENCES

1. Mayevs'ka I.V., Blashchuk N.V. (2013). Urakhuvannya roboty rostverku u skladi strichkovykh pal'ovykh ta pidsylenykh palyamy fundamentiv: monohrafiya [Taking into account the operation of the grid in the composition of strip pile and pile-reinforced foundations: monograph]. Vinnytsya: VNTU, 168. (in Ukrainian).
2. Mayevs'ka I.V., Blashchuk N.V., Chobanova K.A. (2013). Vplyv vydu grunt na sumisnu robotu pal' i rostverka v kushchovomu pal'ovomu fundamenti [The influence of the type of soil on the joint operation of piles and grid in a bush pile foundation]. *Suchasni tekhnolohiyi, materialy i konstruktsiyi v budivnytstvi. Naukovo-tekhnichnyy zbirnyk VNTU.* Vinnytsya: UNIVERSM-Vinnytsya. №2. 40-47. (in Ukrainian).
3. Blashchuk N.V., Mayevs'ka I.V., Popovych M.M. (2018). Pererozpodil zusyl' mizh elementamy stovpchastoho pal'ovoho fundamentu [Redistribution of forces between the elements of the columnar pile foundation]. *Suchasni tekhnolohiyi, materialy ta konstruktsiyi v budivnytstvi: mizhnarodnyy n/t zhurnal VNTU.* Vinnytsya: VNTU, №1(24), 36-44. (in Ukrainian).
4. Mayevs'ka I.V., Blashchuk N.V. (2019). Pererozpodil zusyl' mizh elementamy odnoryadnoho strichkovo-ho pal'ovoho fundamentu [Redistribution of forces between elements of a single-row strip pile foundation]. *Suchasni tekhnolohiyi, materialy ta konstruktsiyi v budivnytstvi: mizh-narodnyy n/t zhurnal VNTU.* Vinnytsya: VNTU, №1(26), 43-52. (in Ukrainian).
5. Krymnyak Y.M., Maievska I.V. (2021). The operation of driven piles and grillwork as part of a columnar pile foundation [The operation of driven piles and grillwork as part of a columnar pile foundation]. *Abstracts of the All-Ukrainian scientific-practical Internet conference of students, postgraduates and young scientists "YOUTH IN SCIENCE: RESEARCH, PROBLEMS, PROSPECTS (MN-2021).* Vinnytsia: VNTU. URL: <https://conferences.vntu.edu.ua/index.php/mn/mn2021/paper/view/11077>. (in Ukrainian).
6. Bartolomey A.A., Omelchak I.M., Yushkov B.S. (1994). Prognoz osadok svaynykh fundamentov [Forecast sediment pile foundation]. Moskva: Strojizdat, 384 (in Russian).
7. Malyshev O.M., Tsybmal S.O., Maievska I.V., Blashchuk N.V. (2018). Sumisna robota pal i rost-verku u stovpchastomu palovomu fundamenti [Joint work of piles and a grid in the columnar pile basement]. *Molod v nauksi: tez. rehion. nauk.-prakt. inter-net-konf. studentiv, aspirantiv ta molodykh nau-kovtsiv VNTU, Vinnytsia, 02.01.2018.* Vinnytsya: VNTU. – URL: <https://conferences.vntu.edu.ua/index.php/mn/mn2018/paper/viewFile/3694/31033103>. (in Ukrainian).
8. Kreminska Yu.O., Maievska I.V. (2021). Fizychnе modeliuвання palovykh kushchiv z korotkymy ta dovhymy paliamy [Physical modeling of pile bushes with short and long piles]. *Enerhoefektyvnist v haluziakh ekonomiky Ukrainy-2021: mizhnar. nauk.-tekh. konf.,*

Vinnytsia, 23-25.11.2021. Vinnytsya: VNTU.
URL:

<https://conferences.vntu.edu.ua/index.php/egeu/egeu2021/paper/view/13939>. (in Ukrainian).

9. Mayevs'ka I.V., Blashchuk N.V., Kremins'ka YU.O. (2021). Osoblyvosti roboty pal'ovykh kushchiv z korotkykh pal' za danykh chyslovoho modelyuvannya [Peculiarities of the operation of pile bushes from short piles according to numerical simulation data]. *Osnovy ta fundamente: naukovu-tekhnichnyy zbirnyk*. Kyiv: KNUBA, 43, 30-39. (in Ukrainian).

Changing the redistribution of forces between pile foundation elements as the load increases

*Irina Maevska,
Natalya Blashchuk*

Summary. Having, during the design of the pile foundation, the load-bearing capacity of the piles determined in one way or another, as well as the calculated resistance under the sole of the rostwerk as a shallow foundation, it is possible to use data on the degree of implementation of the load-bearing capacity of each of the elements of the pile foundation to arrive at its total load-bearing capacity. But it is known that at different stages of loading, the degree of implementation of the load-bearing capacity of the elements of the pile foundation can change.

The purpose of this work is to analyze the change in the redistribution of forces between the elements of the pile foundation with a gradual increase in the loads on it. This will make it possible to justify the selection of the critical value of settlement, for which it is appropriate to determine the degrees of implementation of the load-bearing capacity of the elements of the pile foundation, which can be proposed for use in the design.

The analysis of changes in the redistribution of forces between the elements of the pile foundation with a gradual increase in loads on it was performed for the bush pile foundation based on physical modeling on small-scale models, as well as mathematical modeling using the Plaxis software complex.

It was established that the pile in the composition of the bush, both according to the results of physical modeling and mathematical modeling, gradually realizes its load-bearing capacity as the load increases and, with significant values of set-

tlement, perceives the load, more than the limit load of a single pile.

Therefore, at a certain stage of loading, the degree of implementation of the bearing capacity of the pile begins to exceed unity. The share of the rostwerkwork in the load-bearing capacity of the foundation increases as the load increases, as the pressure under the sole of the rostwerkwork increases. The degree of implementation of the rostwerk practically does not change for a sandy base and increases insignificantly for a clay base. So, the rostwerk is gradually included in the work, but the potential ability of the rostwerk to perceive the load is not fully realized and at a certain value of settlement remains constant.

The possibility of analyzing the redistribution of forces between elements of the pile group only at the stage of the maximum allowable settlement was evaluated.

Key words. Physical modeling, mathematical modeling, pile foundation, pile, grid, implementation of bearing capacity.

Методика ідентифікації деформаційних параметрів глинистого ґрунтового масиву

Анна Галета¹

Київський національний університет будівництва і архітектури
31, просп. Повітрофлотський, Київ, Україна, 03037,
¹ anna_haleta @ukr.net, orcid.org/ 0000-0001-7558-0853

DOI: 10.32347/0475-1132.44.2022.67-78

Анотація. Дана тема передбачає порівняння результатів, визначених характеристик глинистих ґрунтів відповідно до національних норм та за Єврокодами.

В роботі, заплановано два варіанти розрахунків за допомогою числового моделювання за методом скінченних елементів: 1) з використанням характеристик ґрунтів, визначених в лабораторних умовах; 2) з використанням характеристик ґрунтів, які визначені польовими методами.

При порівнянні результатів проведених польових і лабораторних випробувань глинистих ґрунтів встановлювалась достовірність їх величин в зіставленні із найбільш достовірними стандартними методами.

Випробування проведено відповідно до національних нормативів у польових умовах за допомогою зондів різного діаметру, натурних та інвентарних паль і штампів площею 5000 кв.см та 600 кв.см. Отримані дані можуть відрізнитися по величині від результатів, отриманих за вимогами ЄС. Тому, виникає необхідність провести порівняння величин характеристик згідно національних норм та за Єврокодами.

Експериментальні дослідження були виконані на об'єктах в різних містах України. При виборі об'єктів для порівняння приділялася увага схожості геологічного походження ґрунтів. В роботі, частково, використані матеріали, по визначенню характеристик ґрунтів, кафедраю в минулих роках. У статті розглянуті точки з експериментальних об'єктів вишукувань. Опрацьовані інженерно-геологічні елементи (ІГЕ) глинистих ґрунтів, які залягають на території обраних майданчиків.



Анна Галета
аспірант кафедри
геотехніки.

Приведено узагальнюючу таблицю усереднених фізико-механічних характеристик глинистих ґрунтів по об'єктах дослідження та наведено результати випробувань глинистих ґрунтів за лабораторними і польовими методами, які дозволили встановити наступне: залежності зміни модуля деформації для піщаних і глинистих ґрунтів відмінні. Приведено результати випробувань ґрунтів штампами та інвентарною випробувальною палею (ІВП-127), а також їх порівняння. Обґрунтовано використання ІВП-127 на практиці як надійний метод визначення параметрів ґрунтів.

Ключові слова. Ідентифікація параметрів ґрунтів масиву, глинисті ґрунти, статичне зондування, компресійні випробування, штампові випробування.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Існує декілька методів визначення деформації ґрунтової основи та її несучої здатності. Це методики, які впроваджуються шляхом проведення випробувань ґрунтів компресійними приладами у лабораторних умовах та проведенням статичного зондування у польових умовах. Таким чином, виникає необхідність визначитись, яка методика є більш надійною у порівнянні із

стандартами Єврокодів. При виборі методики визначення різних характеристик ґрунтів необхідно враховувати відмінності визначення залежностей для глинистих ґрунтів.

АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Питання визначення фізико-механічних параметрів ґрунтів польовими та лабораторними методами було висвітлено й аналізовано в робочих матеріалах багатьох науковців [1, 4, 8, 10]. В даній роботі використані табличні дані, які наведені у нормативних документах [2, 3, 5-7, 9].

Вище вказані матеріали були досліджені в рамках виконання поставленої задачі.

МЕТА РОБОТИ

Проведення дослідження та порівняння отриманих результатів забезпечать можливість виявити залежності між опором та модулем деформації ґрунту основи, також дадуть змогу підвищити достовірність результатів досліджень та зможуть забезпечити надання надійних рішень при проектуванні основ і фундаментів.

Наукові результати, отримані в дисертації, в майбутньому, можуть бути впроваджені в нормативні та методичні документи й використовуватися на виробництві.

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

Дослідження проведені на реальних експериментальних майданчиках - будівельних об'єктах. Інженерно-геологічні вишукування та відбір зразків ґрунту виконані згідно вимог ДСТУ Б.В. 2.1-8-2001, ДСТУ Б.В. 2.1-9-2016, ДСТУ Б.В.2.1.-3-96, ДСТУ Б.А.2.4.-13-97, ДСТУ Б.В.2.1-1-95, ДСТУ Б.В.2.1-17-2009, ДСТУ Б.В.2.1-19-2009 та ін. нормативних документів.

Експериментальний майданчик №1 – Інженерно-геологічні вишукування на ділянці житлових будинків №74а по пр. 40-річчя Жовтня та №№45,45б,43 по вул. Деміївській, в м.Києві.

Інженерно-геологічні умови майданчика: безпосередньо з поверхні лежить ІГЕ №1- шар рослинного ґрунту незначної товщини від 0,2 до 0,6 м. Подекуди на поверхні знаходиться ІГЕ №2 – шар насипного ґрунту товщиною від 0,2 до 1,2 м. Нижче розташований потужний ІГЕ №3 – шар лесовидного супіску. Товщина цього шару становить 13,0..16,0 м. Під ним ІГЕ №4 – шар суглинку, товщиною 1,0...5,0 м. Далі лежить ще одна різновидність суглинку невеликої потужності ІГЕ №5, а під ним знаходиться шар піску дрібного ІГЕ №6.

На майданчику проводились інженерно-геологічні дослідження – буріння свердловин, відбір зразків ґрунту для лабораторних досліджень, компресійні випробування, зсув зразків ґрунтів у зсувних приладах; проведено статичне зондування ґрунту зондами різних діаметрів, випробування штампамі, площею 600 кв.см та 5000 кв.см на різних глибинах. Результати випробувань приведені в Табл.1.

У дослідницькій роботі проведено лабораторними методами компресійні випробування міцності супісків. Для компресійних випробувань були відібрані зразки у 3-х точках.

А) Св.№1, глибина відбору 4,0м. Супісок. $\rho=1,70$ г/см³; $e=0,734$; $W_p=0,19$; $W_L=0,25$; $I_p=0,06$; $W=0,104$; $\rho_s=2,67$ (щільність частинок ґрунту).

$$e=(1+W)\rho_s/\rho-1;$$

$$0,734=(1+0,104)2,67/1,70-1;$$

$$\text{при } P_2=2\text{кгс/см}^2, e_2=0,615;$$

$$\text{коефіцієнт стисливості:}$$

$$C_c=e_1-e_2/P_2-P_1=0,7-0,615 / 2-1 = 0,085;$$

$$\text{Приведений коефіцієнт стисливості:}$$

$$C_0=C_c / 1+e_1= 0,085 / 1+0,71=0,0497$$

$$\text{Модуль деформації в інтервалі тиску 1-2 кгс/см}^2 - E_k= 4,83 \text{ МПа}$$

Б) Св.№1, глибина відбору 6,0м. Супісок $\rho=1,84$ г/см³; $e=0,669$; $W_p=0,19$; $W_L=0,26$; $I_p=0,07$; $W=0,149$ $\rho_s=2,673$;

$$e=0,675=(1+0,149)2,673/1,84 - 1;$$

$$C_c=0,655-0,605 / 2-1 = 0,050;$$

$$C_0= 0,050 / 1+0,655=0,302$$

$$\text{Модуль деформації в інтервалі тиску 1-2 кг/см}^2 - E_k= 8,0 \text{ МПа.}$$

В) Св.№1, глибина відбору 8,0м. Супісок $\rho=1,94 \text{ г/см}^3$; $e=0,628$; $W_p=0,18$; $W_L=0,25$; $I_p=0,07$; $W=0,184$

Модуль деформації в інтервалі тиску 1-2 кг/см^2 – $E_k=12,33 \text{ МПа}$.

На Рис. 1 наведено залежність відносного стиснення ґрунту від тиску.

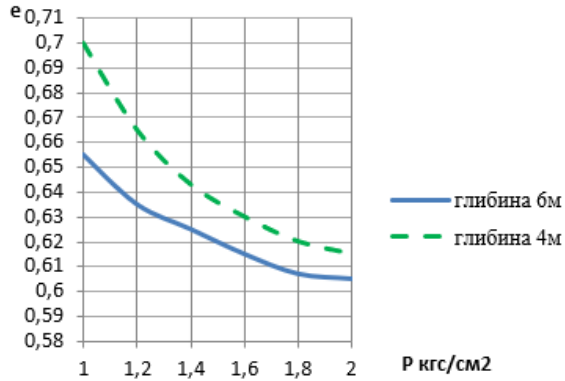


Рис.1. Залежність відносного стиснення ґрунту від тиску.

Fig.1. Graph of the dependence of relative soil compression on pressure.

Експериментальний майданчик №2 – житловий комплекс з підземними гаражами по вул. Копиленко-4, Печерський р-н м. Києва.

Геологічна будова майданчика складена супісками, суглинками і глинами, які пере-

криті зверху насипним ґрунтом.

За даними інженерно-геологічних вишукувань і лабораторних аналізів на майданчику виділені наступні інженерно-геологічні елементи:

ІГЕ-76 Насипний ґрунт – супісок з вмістом будівельного сміття, товщиною шару до 1,5м; ІГЕ-13 Суглинок буровато-сірий, напівтвердий, товщиною шару 1,0м; ІГЕ-3 Супісок палево-жовтий, лесовидний, просідний, твердої консистенції, товщина шару до 4м; ІГЕ-12 Супісок сірувато-жовтий, лесовидний, непросідний пластичної і плинної консистенції ($I_L > 0,75$), залягає до глибини 15м; ІГЕ-16 Суглинок бурий, червоно-бурий, з включенням гравію і гальки до 10%, з лінзами піску, м'якопластичної консистенції (морена), розташований на глибині від 15м до 27,5м. Далі розташовані глинисті шари глини бурої, сірої, щільної, напівтвердої – ІГЕ-24.

Нижче (Табл.2) приведені фізичні, нормативні та розрахункові характеристики ґрунтів.

Табл. 1. Показники фізико-механічних параметрів ґрунтів. Майданчик №1

Table 1. Indicators of physical and mechanical parameters of soils. Site №1

№ ІГЕ	Нормативні значення													Розрахункові значення					
	Щільність ґр., г/см^3	Щільність частинок ґр., г/см^3	Питома вага ґр., кН/м^3	Питома вага част. ґр., кН/м^3	Вологість	Волог. на межі розкочування	Волог. на межі текучості	Число пластичності	Показник текучості	Коеф. пористості	Модуль деформації, кгс/см^2	Питоме зчеп., кгс/см^2	Кут вн. тертя, град	Щільність ґр., г/см^3	Щільність ґр., г/см^3	Питоме зчеплення, кПа	Питоме зчеплення, кПа	Кут вн. тертя, град.	Кут вн. тертя, град.
	ρ	ρ_s	γ	γ_s	W	W_p	W_L	I_p	IL	e	E	c	ϕ	ρ_I	ρ_{II}	c_I	c_{II}	ϕ_I	ϕ_{II}
2	1,66	2,69	16,6	26,9	0,1			0,06	<0	0,78	9	7	26	1,67	1,66	5	7	23	26
3	1,78	2,69	17,8	26,9	0,12	0,19	0,26	0,07	<0	0,70	18	20	27	1,79	1,78	13	20	23	27
4	1,82	2,70	18,2	27,0	0,17	0,14	0,25	0,11	0,02... 0,27	0,75	22	30	24	1,83	1,82	15	22	21	24
5	1,90	2,70	19,0	27,0	0,16	0,14	0,26	0,12	0,02... 0,27	0,65	20	30	21	1,92	1,90	20	30	18	21
6	1,80	2,63	18,0	26,3	0,14	–	–	–	–	0,65	28	2	30	1,81	1,80	1	2	27	30

Табл. 2. Фізичні, нормативні та розрахункові характеристики ґрунтів. Майданчик №2
Table 2. Physical, regulatory and design characteristics of soils .Site №2

Назва характеристик	Інженерно-геологічні елементи					
	ІГЕ-3 Супісок про- сідний	ІГЕ-12 Супісок з IL>0,75	ІГЕ-13 Суглинок	ІГЕ-16 Суглинок моренний	ІГЕ-24 Глина строката	ІГЕ-76 Насипний ґрунт
Природна вологість, W	0,16	0,25	0,17	0,18	0,19	-
Щільність ч-ок гр.-ту(ρ_s), г/см ³	2,67	2,67	2,67	2,69	2,72	-
Щільність (ρ), г/см ³	1,76	1,93	1,90	2,09	1,96	1,75
Щільність у сух-у стані, ρ_d , г/см ³	1,52	1,54	1,63	1,77	1,65	-
Коеф. пористості природ.ст, e	0,757	0,734	0,643	0,520	0,648	-
Пористість, %	43,1	42,3	39,1	34,2	39,3	-
Волог. на межі текучості, W _L	0,24	0,25	0,23	0,22	0,40	-
Волог. на межі пластич-ті W _p	0,20	0,20	0,17	0,13	0,16	-
Число пластичності, I _p	0,04	0,05	0,08	0,09	0,24	-
Показник текучості	<0	1,0	0	0,56	0,13	-
Ступінь вологості	0,564	0,909	0,702	0,931	0,798	-
Нормативні і розрахункові характеристики						
Щільність ґрунту, (ρ) г/см ³	1,76	1,93	1,90	2,09	1,96	-
- по деформації $\alpha=0,85$	1,76	1,93	1,90	2,09	1,96	-
- по несуч здатності $\alpha=0,95$	1,75	1,92	1,89	2,07	1,95	-
Модуль деформації (E), МПа	16	7	22	24	24	-
Питоме зчеплення (c), КПа	11	3	31	29	68	-
- по деформації $\alpha=0,85$	11	3	31	29	68	-
- по несучій зд-ті $\alpha=0,95$	7	2	27	19	45	-
Кут внутр.-го тертя (ϕ), градус	26	20	24	21	20	-
- по деформації $\alpha=0,85$	26	20	24	21	20	-
- по несучій зда-ті $\alpha=0,95$	22	17	21	18	17	-
Розрахунковий опір ґрунту R ₀ , кгс/см ²	3,5	1,8	2,0	2,5	3,0	-

Табл. 3. Результати компресійних випробувань, палею ІВП-127 та штампом. Майданчик №2
Table 3. Compression test results, pile ITP-127 and stamp . Site №2

Номер вироб- лення	Глибина відбору зразку, м	E_k	$E_{шт}$	$R_{IВП}$	$E_{IВП}$
		Компресійний мо- дуль деформації, МПа	Модуль дефор- мації штампa пл. 5000кв.см	Опір під вістря палі, КПа	Модуль дефор- мації ІВП-127, МПа
Св.№1	3,5	65	210	30	210
	4,5	50	120	17,8	125
Св.№2	3,0	90	410	58	406
	5,0	60	240	34,3	240
Св.№3	3,5	42	140	20	140
	5,0	70	200	28,6	205

В період інженерно-геологічних вишукувань на даному об'єкті було виконано випробування ґрунтів інвентарною випробувальною палею (ІВП-127) в двох пунктах. Випробування проводились з інтервалом 1...2 м по глибині з роздільним визначенням опору ґрунту під вістрям палі і по бічній поверхні. Випробування виконані на глибину до 30,0м.

Результати випробування ґрунтів в польових та лабораторних умовах приведені в Табл.3. На Рис.2. зображено графік випробувань ґрунту палею ІВП-127 у точці 1 та точці 2.

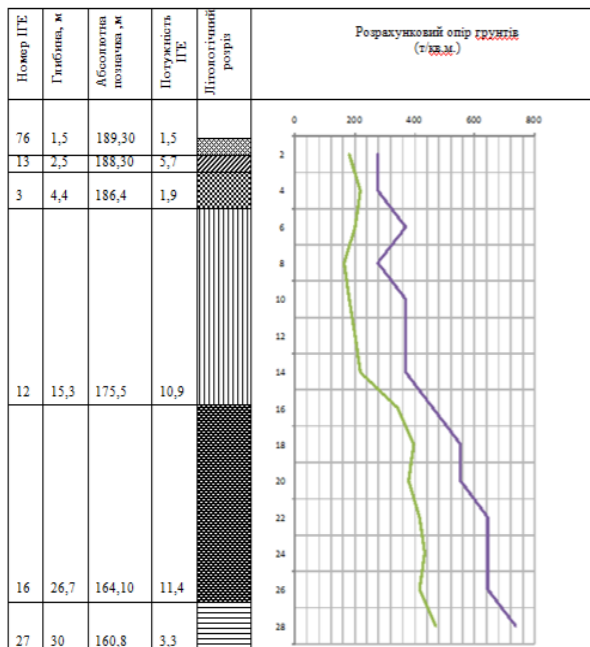


Рис.2. Випробування ґрунту палею ІВП-127 у тчц.1 та тчц.2. Майданчик №2.

Fig.2. Schedule of tests with inventory pile ITP-127 in point 1 and point 2. Site №2.

Експериментальний майданчик №3 – Будівництво ремонтно-котельного цеха заводу «Буддеталь», по вул. Жмеринській, м.Київ.

Геологічну будову майданчику представлено наступними напластуваннями ґрунтів: під шаром насипного піску, потужністю 1,5м, залягає шар заторфованого дрібно-го піску 0,5м, нижче якого йде шар дрібно-го піску, потужністю 3м, далі йде шар тугопластичного суглику, розвіданий до глиби-

ни 10м. Ґрунтові води виявлені на глибині 1,7м. На даному майданчику, на відстані 3,5м від точки випробування ІВП-127, було випробувано пробну натурну палею статичним навантаженням перерізом 35х35см, довжиною 6м. Забиту на глибину $L_{\text{палі}} = 6,0\text{м}$. (Підошва палі у суглинку тугопластичному). Критичне навантаження на пробну палею було доведено до 55 тс ($R_{\text{кр}} = 55\text{тс}$).

Несуча здатність палі:

$$R_c = 0,92 \times 0,8 \times 55 = 40,5\text{тс}.$$

Розрахунковий опір під вістрям палі:

$$R_{\text{н.п.}} = 3,76 \text{ МПа}.$$

Модуль деформації ґрунту при випробуваннях натурної палі розрахований за формулою $E_{\text{шт.}} = 26,10 \text{ МПа}$.

Заглиблення ІВП-127 здійснювалося за допомогою вібровдавляючого агрегату ВВПС 32/19. З врахуванням розташування у верхній товщі насипних та заторфованих ґрунтів випробування палі ІВП-127 проводилось тільки на глибині 6 метрів від денної поверхні.

Розрахунковий опір під вістрям палі склав: $R_{\text{ІВП-127}} = 390\text{тс/м}^2 = 3,825 \text{ МПа}$.

Несуча здатність палі згідно даних випробування ІВП-127, становить: $R_u = 48\text{тс}$.

$$\text{Коефіцієнт } m = R_c / R_u = 40,5 / 48 = 0,85.$$

Модуль деформації ґрунту при випробуваннях ІВП розрахований за формулою $E = 7R = 7 \times 3,825 = 26,78 \text{ МПа}$.

Експериментальний майданчик №4 – Будівництво силосного корпусу комбикормового заводу, с. Копилів, обл. Київська.

Геологічна будова майданчика: з поверхні залягає рослинний ґрунт потужністю 0,5м, нижче до глибини 3,7м розташований шар пластичного супіску; далі до глибини 10,5м йде нашарування супісків й суглинків з консистенцією від 0,5 до 1,0 м. Під ними залягає шар суглику напівтвердого потужністю 2,5м, нижче якого лежить пісок середньої щільності.

У результаті випробувань ґрунту другого шару (супісок пластичний) штампом площею 5000 кв.см. на глибині 1,3м від денної поверхні визначений модуль деформації $E_{\text{шт}} = 6,0 \text{ МПа}$.

Біля штампових випробувань у тому ж

виді ґрунту проведено випробування ІВП-127. Розрахунковий опір ґрунту під вістря палі становить: $R = 0,95$ МПа.

Модуль деформації розрахований за формулою $E=7R=7 \times 0,95 = 6,65$ МПа.

Експериментальний майданчик №5: обраний об'єкт знаходиться у м. Омськ, р-н Центральний, 9-ти поверховий житловий будинок №1, по вулиці Фрунзе. Бурова Св. №8979.

Геологічні умови: ІГЕ №1 – рослинний, товщиною 0,5м. ІГЕ №2 – пісок дрібний пилюватий, водонасичений, середньої щільності, товщиною шару 3,5м. ІГЕ №3 – суглинок м'якопластичний, товщиною 0,7м. ІГЕ №4 – глина тверда й напівтверда, товщиною шару 10,0м.

Проведено випробування ґрунту штампом 600кв.см, на глибині 5,3м. Ґрунт під підошвою штампу – глина тверда й напівтверда.

За результатами випробувань визначено модуль деформації ґрунту. При глибині установки штампу 5,3м $E_{шт}=13,0$ МПа.

Випробування палею ІВП-127 (Рис.3.) на тій же глибині – 5,3м дало показник $R=2,1$ МПа (де R - розрахунковий опір ґрунту під вістря палі). Заглиблення в ґрунт й витягування палі виконувалося установкою АВБ-2М.

Модуль деформації ґрунту при випробуваннях ІВП розрахований за формулою $E=7R=7 \times 2,1 = 14,7$ МПа.

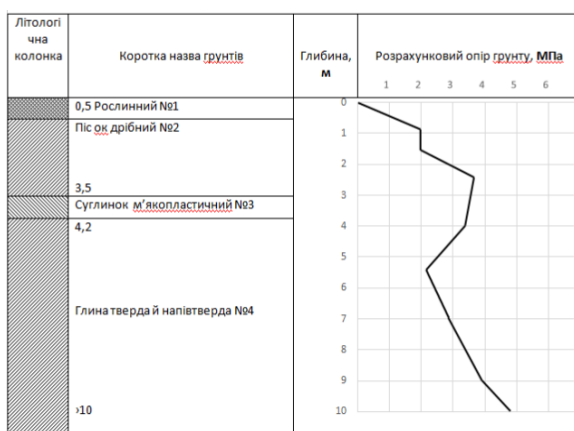


Рис.3. Випробування ґрунту палею ІВП-127.
Fig.3. Schedule of tests with inventory pile ITP-127.

Експериментальний майданчик №6: Будівництво конструкторського бюро заводу «Жовтневої революції», м. Омськ.

Ґрунтові умови будівельного майданчику по Св. №10443 представлені наступними шарами: ІГЕ №1 – насипний ґрунт, товщиною 1,5м; ІГЕ №2 – супісок пластичний, товщиною 2,8 м; ІГЕ №3 – суглинок м'якопластичний на розвідану значну глибину.

На даному майданчику проведено випробування ґрунтів ІГЕ №3 штампом площею 600кв.см (Рис.5.), на глибині – 6,0м.

За результатами випробувань ґрунтів визначений модуль деформації $E_{шт}=5,0$ МПа.

На цьому ж майданчику проведені випробування палею ІВП-127 ІГЕ №3 на глибині 6,0м. Занурення в ґрунт й витягування палі виконувалося установкою АВБ-2М.

Розрахунковий опір ґрунту під вістря палі становить: $R=0,8$ МПа.

Модуль деформації, розрахований за формулою $E=7R=7 \times 0,8 = 5,6$ МПа.

Експериментальний майданчик №7: Содовий завод, м. Омськ.

Геологічна будова майданчику біля Св.№12244 представлена наступними шарами ґрунту: ІГЕ №1 – рослинний, товщиною 0,5м; ІГЕ №2 – суглинок текуче пластичний до 5,0м; ІГЕ №3 – суглинок тугопластичний потужністю до 12,0м.

На майданчику проведено випробування ґрунтів штампом площею 600кв.см. (Рис.5.) на глибині 6,5м у тугопластичному суглинку. За результатами штампових випробувань ґрунтів визначений модуль деформації $E_{шт}=10,2$ МПа.

На цьому ж майданчику проведені випробування палею ІВП-127 (Рис.4.), ІГЕ №3, на глибині 6,5м. Заглиблення в ґрунт й витягування палі виконувалося установкою АВБ-2М. Розрахунковий опір ґрунту під вістря палі становить: $R=1,3$ МПа. Модуль деформації, розрахований за формулою $E=7R=7 \times 1,3 = 9,1$ МПа.

На робочому майданчику біля Св.№12243а на глибині 4,0м в шарі текуче-пластичного суглинку випробуваний штамп площею 600кв.см. За результатами штампових випробувань ґрунтів визначений мо-

дуль деформації $E_{шт}=5,6$ МПа.

Також були проведені випробування палею ІВП-127 ґрунт ІГЕ №2 – суглинок текучопластичний на глибині 4,0м. Заглиблення в ґрунт й витягування палі виконувалося установкою АВБ-2М.

Розрахунковий опір ґрунту під вістрям палі становить: $R=0,82$ МПа. Модуль деформації, розрахований за формулою $E=7R=7 \times 0,8=5,74$ МПа.

Експериментальний майданчик №8: Будівництво ТРЦ, Центральний район, м.Омськ.

Ґрунтові умови будівельного майданчику по Св. №3031 представлені наступними шарами: ІГЕ №1 – насипний ґрунт товщиною 2,0м; ІГЕ №2 – супісок пластичний з прошарками піску товщиною 1,5м; ІГЕ №3 – суглинок тугопластичний товщиною 1,5м; ІГЕ №4 – глина напівтверда з прошарками алевритового суглинку товщиною 5,0м.

На даному майданчику проведено випробування ґрунтів ІГЕ №4 штапом площею 600кв.см на глибині – 6,0м.

За результатами випробувань ґрунтів визначений модуль деформації $E_{шт}=6,0$ МПа.

На цьому ж майданчику проведені випробування палею ІВП-127 (Рис.4.) ІГЕ №4 на глибині 6,0м.

Розрахунковий опір ґрунту під вістрям палі становить: $R=1,12$ МПа. Модуль деформації, розрахований за формулою $E=7R=7 \times 1,12=7,84$ МПа.

Експериментальний майданчик №9: Будівництво ТРЦ, Центральний район, м. Омськ.

Ґрунтові умови будівельного майданчику по Св.№3026: ІГЕ №1 – насипний ґрунт товщиною 1,3м; ІГЕ №2 – супісок пластичний з прошарками суглинку товщиною 1,7м; ІГЕ №3 – суглинок тугопластичний з прошарками алевритового суглинку, потужністю до 2,0м; ІГЕ №4 – глина напівтверда з прошарками алевритового суглинку, потужністю $> 5,0$ м.

На даному майданчику проведено випробування ґрунтів статичним навантаженням штапом площею 600кв.см. (Рис.5.) на глибинах 2,5м, 4,0м, 6,0м.

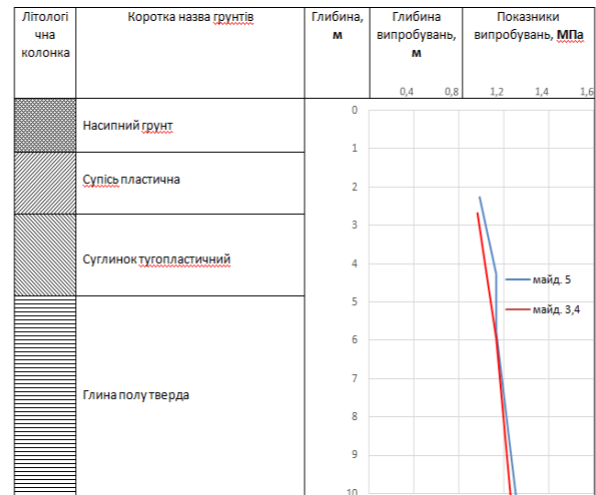


Рис.4. Випробування ґрунту палею ІВП-127. Майданчики №7, №8, №9.

Fig.4. Schedule of tests ITP-127. Sites №7, №8, №9.

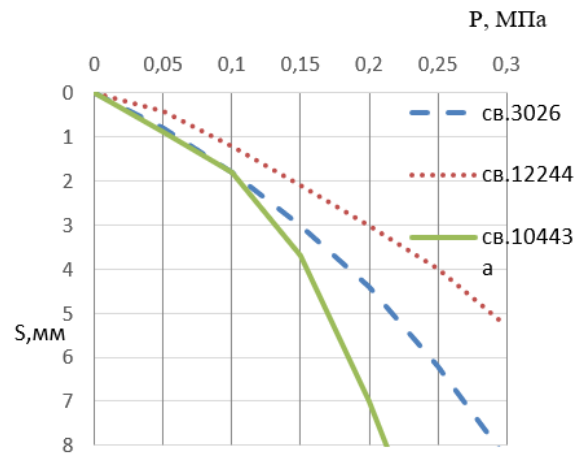


Рис.5. Залежність осадки штапу від навантаження. Майданчики №№9,7,6.

Fig.5. Graph of the dependence of the sediment of the stamp on the R, MPa. Sites №№9,7,6.

За результатами випробувань ґрунтів визначений модуль деформації $E_{шт}=9,6$ МПа на глибині 2,5м.

На цьому ж майданчику проведені випробування палею ІВП-127 (Рис.4.) в ґрунті ІГЕ №2 на глибині 2,5м. Занурення в ґрунт й витягування палі виконувалося установкою АВБ-2М.

Розрахунковий опір ґрунту під вістрям палі становить: $R=0,9$ МПа. Модуль деформації, розрахований за формулою $E=7R=7 \times 0,9=6,3$ МПа.

На робочому майданчику біля Св.№3026 на глибині 4,0м (ІГЕ №3) випробуваний штамп площею 600кв.см. За результатами штампових випробувань ґрунтів визначений модуль деформації $E_{шт}=8,0$ МПа.

Проведені випробування палею ІВП-127 в ґрунті ІГЕ №3 на глибині 4,0м.

Розрахунковий опір ґрунту під вістрям палі становить: $R=1,08$ МПа. Модуль деформації розрахований за формулою $E=7R=7 \times 1,08=7,56$ МПа.

На даному майданчику біля Св.№3026 було випробувано штамп площею 600 кв.см на глибині 6,0м (ІГЕ №4). За результатами штампових випробувань ґрунтів визначений модуль деформації $E_{шт}=8,0$ МПа.

Також були проведені випробування палею ІВП-127 (ґрунт ІГЕ №4) на глибині 6,0м. Розрахунковий опір ґрунту під вістрям палі становить: $R=1,10$ МПа. Модуль деформації розрахований за формулою $E=7R=7 \times 1,10=7,7$ МПа.

Експериментальний майданчик №10 – будівництво силосних корпусів Чернігівського пивзаводу, м. Чернігів.

ґрунтові умови будівельного майданчику: ІГЕ №1 – рослинний, товщиною до 0,5м; ІГЕ №2 – супісок пластичний, товщиною 1,2...1,6 м; ІГЕ №3 – м'якопластичний суглинок товщиною 4,0...5,0 м, нижче розташований ІГЕ №4 – тугопластичний суглинок товщиною 8,0 м; далі до глибини 25,0 м - напівтверда глина.

На майданчику №10 проведено 2 штампових випробування штампом площею 5000 кв.см. (Рис.9.) Для запобігання «випору» ґрунту з-під штамп, у відповідності з нормами, було виконано привантаження навколо штамп рівне природному тиску на глибині установки штамп. Навантаження на штамп створювалося за допомогою спеціальної навантажувальної платформи з рухомим пристроєм.

Випробування в точці №1 проводилося у ІГЕ №3 на глибині 2,9м. У результаті штампового випробування визначено модуль деформації ґрунту у межах навантаження $\sigma_{zg,0}=0,044$ МПа до $P_1=0,194$ МПа, який складає $E_{шт}=11,6$ МПа.

У точці №2 також виконано випробування у ґрунтах ІГЕ №3 на глибині 2,7 м від поверхні. Модуль деформації у межах навантажень 0,05...0,175 МПа складає: $E_{шт}=10,5$ МПа.

Паралельно зі штамповими випробуваннями виконане статичне зондування ґрунту установкою С-832 (площею 10кв.см). За результатами випробувань наближений модуль деформації ґрунту згідно рекомендацій СН 448-72 $E_z=7g$ - для глин та суглинків, де E_z – модуль деформації зондування.

ТЗ – точка зондування.

ТЗ – 1 $g=1,2$ МПа, $E_z=7 \times 1,2=8,4$ МПа

ТЗ – 2 $g=0,75$ МПа, $E_z=5,25$ МПа

ТЗ – 3 $g=1,1$ МПа, $E_z=7,7$ МПа

ТЗ – 4 $g=1,0$ МПа, $E_z=7,0$ МПа

ТЗ – 5 $g=0,8$ МПа, $E_z=5,6$ МПа

Таким чином модуль деформації суглинку м'якопластичного поряд з випробуванням штамп №1 складає $E_z=7,0$ МПа. А поряд з випробуванням штамп №2 - $E_z=6,0$ МПа.

На цьому ж випробувальному майданчику для порівняння проведено випробування палею ІВП-127 (Рис.6.) на глибині 2,7м.

В точці №1 на глибині 2,7м розрахунковий опір ґрунту під вістрям палі становить: $R=1,52$ МПа. Модуль деформації розрахований за формулою $E=7R=7 \times 1,52=10,64$ МПа.

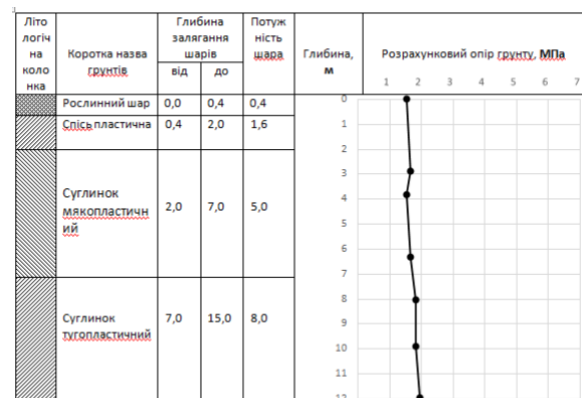


Рис.6. Випробування ґрунту палею ІВП-127, тчк.№1. Майданчик №10.

Fig.6. Schedule of testing pile IVP-127, tchk.№1. Site №10.

В точці № 2 проведені випробування ІВП-127 (Рис.7.) на тій же глибині - 2,7м. $R = 1,52$ МПа. Модуль деформації розрахований за формулою $E = 7R = 7 \times 1,52 = 10,64$ МПа.

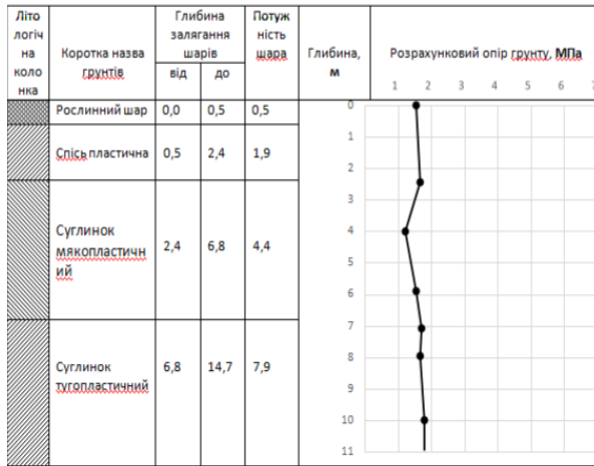


Рис.7. Випробування ґрунту палею ІВП-127, точка №2. Майданчик №10.

Fig.7. Schedule of testing pile IVP-127, tchк.№2. Site №10.

Експериментальний майданчик №11 – Комбікормовий завод, м. Козелець.

На майданчику, де побудований Козелецький комбікормовий завод (Чернігівської області), був проведений комплекс випробувань. ґрунти були випробувані штампами площею 5000кв.см (Рис.9.) – 3шт та палями ІВП-127 (Рис.8.) - 2шт.

ґрунтові умови будівельного майданчику: ІГЕ №1 – рослинний, товщиною 0,4м; ІГЕ №2 – супісок лесовидний товщиною 0,8м; ІГЕ №3 – пісок дрібний товщиною 1,7м, ІГЕ №4 – тугопластичний суглинок товщиною 1,5м; ІГЕ №5 – суглинок тугопластичний бурий товщиною 2,1м; ІГЕ №6 – пісок дрібний товщиною 2,3м; ІГЕ №7 – суглинок замулений товщиною 1,0м; ІГЕ №8 – пісок дрібний на значній глибині.

Результат випробувань $E_{шт} = 14,87$ МПа.

На глибині 4,6м розрахунковий опір ґрунту під вістря палі $R = 2,0$ МПа. Модуль деформації $E = 7R = 14,0$ МПа.

В точці №2 штампом випробуваний ґрунт ІГЕ №4 на глибині 4,2м. Результат випробувань $E_{шт} = 13,6$ МПа. При цьому $R =$

1,82 МПа. Модуль деформації розрахований за формулою $E = 7R = 7 \times 1,82 = 12,74$ МПа. Та результат випробувань $E_{шт} = 13,7$ МПа. При цьому $R = 1,88$ МПа. Модуль деформації розрахований за формулою $E = 7R = 7 \times 1,88 = 13,16$ МПа.

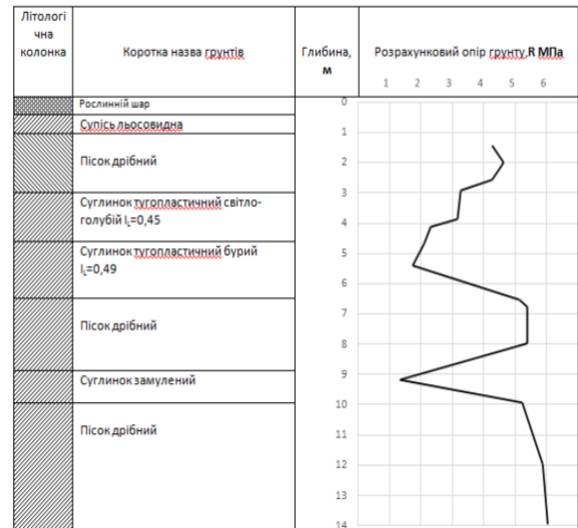


Рис.8. Випробування ґрунту палею ІВП-127, майданчик №11.

Fig.8. Schedule of testing pile ITP-127, site №11.

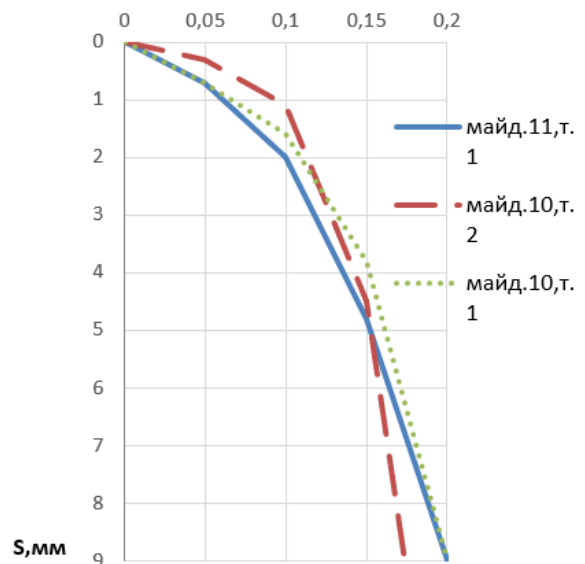


Рис.9. Залежність осадки штапу від навантаження. Майданчики №10, 11.

Fig.9. Dependence of stamp sediment on load. Sites №10, 11.

Табл. 4. Узагальнююча таблиця усереднених фізико-механічних характеристик глинистих ґрунтів природної вологості

Table 4. Summary table of averaged physical and mechanical characteristics of clay soils of natural moisture

№ПЕ Номер майданчика	Щіль- ність гр-ту, г/см ³	Во- лог.на м. розко- чуван- ня	Волог. на м.те- кучос- ті	При- родна воло- гість, д.о.	Ко- еф. по- рис- тості, д.о.	Кут вн. те- ртя, град	Пито- ме зчеп- лення, кПа	Мо- дуль деф- ції, лаб.ме тоди МПа	Модуль деформації, польові методи, МПа		
									Шт. 600 кВ.см	Шт. 5000 кВ.см	ІВП- 127
	ρ	W_p	W_L	W	e	φ	c	E_k	E_{um}	E_{um}	E_{IIP}
1 Тчк.№1,глиб. відб. 4м	1,70	0,19	0,25	0,104	0,734	27	20	4,83			10,15
Тчк.№2,глиб. відб. 6м	1,84	0,19	0,26	0,149	0,669			8,00			13,02
Тчк.№3,глиб. відб.8м	1,94	0,18	0,25	0,184	0,628			12,33			16,30
2	1,90	0,20	0,25	0,24	0,722	22	21	18,00	29,00	34,00	32,00
3	1,76	0,19	0,26	0,123	0,719	25	23	21,37		26,10	26,78
4	1,92	0,20	0,27	0,22	0,731	27	26	4,87		6,00	6,65
5	1,83	0,17	0,24	0,15	0,693	23	20	9,00	13,00		14,70
6	1,84	0,21	0,28	0,16	0,701	25	22	3,78	5,00		5,60
7	1,92	0,22	0,25	0,19	0,722	24	23	8,91	10,20		9,10
8	1,91	0,16	0,31	0,37	0,689	25	23	5,00	6,00		7,84
9 -Випр. на глиб. 2,5м	1,89	0,15	0,29	0,20	0,732	27	24	5,89	9,60		6,30
-Випр. на глиб. 4,0м								6,21	8,00		7,56
-Випр. на глиб. 6,0м								6,54	8,00		7,70
10 Тчк.№1,на глиб.2,9м	1,99	0,18	0,30	0,22 0,25	0,720	24	23		9,60 8,00	11,60	10,64
Тчк.№2,на глиб.2,7м	1,98	0,18	0,31	0,24	0,729	24	22	7,27	9,94	10,50	10,64
11 Тчк.№1, на глиб.4,6м	1,95	0,17	0,34	0,26	0,687	23	21	11,53	13,95	14,87	14,00
Тчк.№2,на глиб.4,2м	1,93	0,19	0,32	0,24	0,705	24	23	10,84	12,41	13,7	13,16

ВИСНОВКИ ТА РЕКОМЕНДАЦІЇ

Проведені випробування глинистих ґрунтів за різними методами (лабораторними, польовими) дозволяють зробити наступні висновки:

Виконані дослідження підтвердили, що залежності для піщаних і глинистих ґрунтів

відмінні;

Виявлені коефіцієнти після накопичення даних в різних регіонах можуть бути узагальнені.

Проведені випробування в польових умовах з використанням інвентарної випробувальної палі ІВП-127 забезпечили отримання результатів значення модуля

деформації, де похибка не перевищує 5%, в порівнянні зі штамповими випробуваннями.

Порівняння вартості випробувань штампами та інвентарною випробувальною палею ІВП-127 для визначення модуля деформації економніше (дешевше) біля 3-х раз.

Для окремих регіонів проведення паралельних випробувань штампів, інвентарної випробувальної палі ІВП-127 та зондування дозволить встановити перехідні коефіцієнти між інвентарною випробувальною палею і зондом, що не вплине на точність визначення, але суттєво зменшить вартість.

Методика ідентифікації параметрів з допомогою інвентарної випробувальної палі ІВП-127 дає надійний результат.

Така модель палі найбільш наближена до тих параметрів, які можна використовувати на практиці.

ЛІТЕРАТУРА

1. Баркан Д.Д. О зависимости между упругими и прочностными характеристиками грунтов / Д.Д. Баркан, Ю.Г. Трофименков, М.Н. Голубцова // *Основания, фундаменты и механика грунтов*. - М.: Стройиздат – 1974. - №1. - с.29-31.
2. СНиП 2.02.01-83. Основания зданий и сооружений. – М.: Стройиздат, 1985. – 55с.
3. СНиП-15-74. Строительные нормы и правила. – М.: Стройиздат, 1975. – 86с.
4. Грутман М.С. Определение модуля деформации грунта с помощью крупноразмерного зонда / М.С. Грутман, И.П. Бойко, И.Ф. Потапенко, Л.А. Ходоркин // *Основания и фундаменты: Республиканский Межведомственный научно-технический сборник*. – К.: Будівельник. – 1974. – Вип. 7. – С. 29-31.
5. Єврокод 7. Геотехнічне проектування. Частина 1. Загальні правила (EN 1997-1-2004, IDT). ДСТУ-Н Б EN1997-1:2010. – К.: Будівельник, 2011р. – 158с.
6. ДСТУ Б В.2.1-09-2016. Грунти. Методи польових випробувань статичним і динамічним зондуванням. – К.: Мінрегіонбуд України, 2016. – 127с.
7. ДСТУ Б В.2.1-17-2009. Грунти. Методи лабораторного визначення фізичних характеристик. – К.: Мінрегіонбуд України, 2009. – 89с.
8. Визначення фізико-механічних властивостей намівних ґрунтів й параметрів фундаментів. Отчет по теме 89-75. Рукопис. – К.: КИСИ, 1978г.- №гос.рег.75060483, с. 139.
9. РСН – 229-80. Інструкція з визначення несучої здатності паль за результатами випробувань інвентарних паль. – К.: Мінрегіонбуд України, 1980. – 19с.
10. Трофименков Ю.Г. О точности определения несущей способности свай по результатам статического зондирования грунтов / Ю.Г. Трофименков. – М.: Стройиздат, 1981.- 212 с.

REFERENCES

1. Barkan D.D., Trofimenkov Y.G., Golubtsova M.N. (1974). O zavysymosti mezhdu uprugymy y prochnostnyy kharakterystykamy hruntov [On the relationship between the elastic and strength characteristics of soils]. *Osnovaniya, fundamenty y mekhanika hruntov*. Moskva: Strojizdat, 1, 29-31 (in Russian).
2. SNiP 2.02.01-83. (1985). Osnovaniya zdaniy y sooruzheniy [Foundations of buildings and structures]. Moskva: Strojizdat, 55 (in Russian).
3. SNiP-15-74. (1975). Stroytelnye normy y pravyla [Building norms and rules]. Moskva: Strojizdat, 86 (in Russian).
4. Hrutman M.S., Boyko I.P., Potapenko Y.F., Khodorkyn L.A. (1974). Opredelenye modulia deformatsyy hrunta s pomoshchiu krupnorazmernogo zonda [Determining the modulus of soil deformation using a large-scale probe]. *Osnovaniya y fundamenty: Respublykanskyi Mezhdovedstvennyi nauchno-tekhnicheskyyi sbornik*. Kiev: Budivelnik, 7, 29-31 (in Russian).
5. Eurocode 7. (2011). Heotekhnichne proektuvannya. Chastyna 1. Zahalni pravyla [Geotechnical design. Part 1. Heading rules]. (EN 1997-1-2004, IDT). DSTU-N B EN1997-1: 2010. Kyiv: Budivelnik, 158 (in Ukrainian).
6. DSTU B B.2.1-09-2016. (2016). Hrunty. Metody polovykh vyprobuvan statychnym i dynamichnym zonduvanniam [Soils. Methods of field tests by static and dynamic sounding]. Kyiv: Minregionbud Ukrayiny, 127 (in Ukrainian).
7. DSTU B B.2.1-17-2009. (2009). Hrunty. Metody laboratornoho vyznachennia fizychnykh kharakterystyk [Soils. Methods of

- laboratory determination of physical characteristics]. Kyiv: Minregionbud Ukrayiny, 89 (in Ukrainian).
8. Report on the topic 89-75. Manuscript. (1978). Vyznachennia fizyko-mekhanichnykh vlastyvostei namyvnykh hruntiv y parametriv fundamentiv [The designation of the physical and mechanical powers of the ground soils parameters of the foundations]. State registration No. 75060483. Kyiv: KYSY, 139 (in Ukrainian).
 9. RSN - 229-80. (1980). Instruktsiia z vyznachennia nesuchoi zdutnosti pal za rezultatamy vyprobuvan inventarnykh pal [Instructions on the value of bad health of fingers for the results of viprobauan inventory fingers]. Kyiv: Minrehionbud Ukrainy, 19 (in Ukrainian).
 10. Trofimenkov Yu.G. (1981). O tochnosti opredeleniya nesushchei sposobnosti svai po rezultatam statycheskoho zondirovaniia hruntov [On the accuracy of determining the bearing capacity of piles based on the results of static sounding of soils]. Moskva: Strojizdat, 212 (in Russian).

Eurocodes.

Experimental studies were carried out at facilities in various cities of Ukraine. When choosing objects for comparison, attention was paid to the similarity of the geological origin of the soils. In the work, in part, the materials used by the department for determining the characteristics of soils in the past years were used. The article examines points from experimental objects of searches. Processed engineering and geological elements (IGE) of clayey soils that lie on the territory of the selected sites.

A generalizing table of the averaged physical and mechanical characteristics of clayey soils by research objects is given and the results of tests of clayey soils by laboratory and field methods are given, which made it possible to establish the following: the dependences of the change in the modulus of deformation for sandy and clayey soils are excellent. The results of soil tests with stamps and an inventory test pile (ITP-127) are given, as well as their comparison. The use of ITP-127 in practice as a reliable method for determining soil parameters is substantiated.

Key words. Identification of massif soil parameters, clay soils, static sounding, compression tests, stamp tests.

Methodology of identification of deformation parameters of clay soil massif

Anna Haleta

Summary. This topic provides a comparison of the results, determined characteristics of clay soils in accordance with national standards and Eurocodes.

In the work, two variants of calculations using numerical modeling using the finite element method are planned: 1) using soil characteristics determined in laboratory conditions; 2) using soil characteristics determined by field methods.

When comparing the results of field and laboratory tests of clay soils, the reliability of their values was established in comparison with the most reliable standard methods.

The test was carried out in accordance with national standards in field conditions using probes of various diameters, live and inventory piles and stamps with an area of 5000 sq.cm and 600 sq.cm. The obtained data may differ in magnitude from the results obtained according to EU requirements. Therefore, there is a need to compare the values of characteristics according to national standards and

ДЛЯ НОТАТОК

ДЛЯ НОТАТОК

Наукове видання

ОСНОВИ ТА ФУНДАМЕНТИ

Науково-технічний збірник

ВИПУСК 44

Заснований 1968 року

Статті публікуються в авторській редакції

Оформлення, стиль та зміст збірника є об'єктом авторського права та захищається законом. Відповідальність за зміст та достовірність наведених даних несуть автори публікацій. Редакція залишає за собою право редагувати та скорочувати подані матеріали. Усі статті, представлені в даному збірнику, одержали позитивну оцінку незалежних рецензентів. Передрук матеріалів збірника дозволяється тільки за письмовою згодою редакції.

**Оригінал-макет виготовлено в редакції науково-технічного збірника
«Основи та фундаменти»**

Лінгвістичний консультант: Людмила Скочко
Комп'ютерне верстання: Василь Підлущкий
Редагування, макетування: Василь Підлущкий, Олександр Гаврилюк
Обкладинка: Віталій Ручківський

Редакція науково-технічного збірника:

03037, Україна, м.Київ, просп. Повітрофлотський, 31, КНУБА, к.109, к.121.
Телефон редакції: (044) 241-55-03, (044) 245-41-24

Підписано до друку 27.06.2022. Формат 60x84^{1/8}.
Папір офсетний. Гарнітура Times New Roman.
Ум. друк. арк. 0,00. Обл.-вид. арк. 0,00.
Тираж 100 прим.

«Видавництво Ліра-К»
Свідоцтво № 3981, серія ДК.
03115, м. Київ, вул. В. Стуса, 22/1
тел./факс (044) 247-93-37; 228-81-12
Сайт: lira-k.com.ua, редакція: zv_lira@ukr.net

Scientific edition

BASES AND FOUNDATIONS

Scientific and Technical Journal

ISSUE 44

Established in 1968

Articles are published in the author's edition

Design, style and content of the journal are subject to copyright and protected by law
The responsibility for the content and data integrity remain with the authors.
The site editorial reserves to bring corrective and cut down submitted materials.
All articles in this journal have received a positive review from independent reviewers.
It is possible to reprint the materials of the journal only by written consent of the editorial.

Camera-ready copy of the journal is completed in the editorial board of the scientific and technical journal «Bases and foundation»

Linguistic consultant:	Liudmyla Skochko
Computer typesetting:	Vasyl Pidlutskyi
Editing, layout:	Vasyl Pidlutskyi, Oleksandr Gavryliuk
Cover:	Vitalii Ruchkivskyi

Editorial Office of Scientific and Technical Journal:

03037, Ukraine, Kyiv, Povitroflotskyi ave., 31, KNUCA, off.109, off.121.
Editorial phone: (044) 241-55-03, (044) 245-41-24

Signed for print 27.06.2022. Format 60x84¹/₈.
Offset paper. Times New Roman headset.
Conditional printed sheet 0,00. Accounting and publishing sheet 0,00.
Circulation of 100 copies.

«Publisher Lira-K»

Certificate No 3981, DC series.
03115, Kyiv, str. V. Stus, 22/1
phone / fax (044) 247-93-37; 228-81-12
Website: lira-k.com.ua, email editorial: zv_lira@ukr.net