

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ

КИЇВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
БУДІВНИЦТВА І АРХІТЕКТУРИ

ОСНОВИ ТА ФУНДАМЕНТИ

Науково-технічний збірник

ВИПУСК 40

Заснований 1968 року

За редакцією Ігоря Бойка

КИЇВ 2020

Науково-технічний збірник «**Основи та фундаменти**». Випуск 40. За загальною редакцією Ігоря Бойка. К.: КНУБА, 2020. 124 с. DOI: 10.32347/0475-1132.40.2020

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 Підлущий,	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 № 32 від 04.06.2020 року.

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

УДК 624.15

ББК 38.58

О-75

© Київський Національний
університет будівництва і
архітектури, 2020

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

ISBN

MINISTRY OF EDUCATION AND SCIENCE OF UKRAINE

KYIV NATIONAL UNIVERSITY
OF CONSTRUCTION AND ARCHITECTURE

BASES AND FOUNDATIONS

Scientific and Technical Journal

ISSUE 40

Established in 1968

Edited by Igor Boyko

KYIV 2020

Scientific edition
ISSN 0475-1132 (Print)

Certificate of state registration
KB № 4038 від 14.02.2000

Scientific and Technical Journal «**Bases and foundations**». Issue 38. Edited by Igor Boyko.
K. KNUCA, 2019. 124 p. DOI: 10.32347/0475-1132.40.2020

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. 32 of 04.06.2020.

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, 2019

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

ISBN

ПЕРЕДМОВА

Тернистий шлях геотехнічних публікацій.

Геотехніка охоплює широкий спектр інженерних задач в галузі будівництва, які забезпечують надійність елементів системи «основа-фундамент-наземні конструкції», а обґрунтована технологія їх зведення визначає терміни будівництва.

Стартує проект з організації проведення інженерно-геологічних вишукувань на майбутньому будівельному майданчику за програмою інженера-геолога, які слід проводити в два етапи. Перший етап має виявити нашарування ґрунтів, визначити їх вид і стан кожного шару, природні явища, які присутні на цій ділянці, наприклад зсуви, карсти, сейсмічна зона та ін.; зафіксувати гідрогеологічну ситуацію з оцінкою агресивності ґрунтової води по відношенню до матеріалів будівельних конструкцій, заглиблених в ґрунт основи. На другому етапі визначають параметри суцільного ґрунтового середовища за програмою, розробленою інженером-конструктором, в якій обов'язково враховується: прилади, на яких визначаються механічні характеристики ґрунтів, в яких мусять враховуватися реологічні процеси при будівництві і експлуатації; задаються методики проведення випробувань ґрунтів, наприклад, дренажні-консолідовані, дренажні-неконсолідовані. При цьому слід враховувати методи розрахунків, для яких визначаються відповідні механічні параметри в залежності від характеру навантажень - статичні або динамічні різної природи, сейсмічні, рух поїздів метро, фундаментів машин, ударні хвилі при ущільненні основи тощо. Окремо слід наголосити, що на кожному будівельному майданчику зустрічається основа будівлі чи споруди тільки один раз з виявленням нашарування від природи або із змінами від техногенних або антропогенних факторів.

На взаємодію елементів системи «основа-фундамент-наземні конструкції» впливає об'ємно - планувальне рішення архітектора, з яким в подальшому працює інженер-конструктор, який створює розрахункову схему для передачі навантаження від будівлі на основу. При цьому важливо враховувати формування реактивної епюри основи, оскільки вона не залишається сталою в період зведення об'єкту, а це, в свою чергу, впливає на перерозподіл зусиль в елементах цієї системи. Такий підхід започатковано в КНУБА в 1980-1986 рр.

Вище наведені факти підкреслюють роль геотехніки в будівництві, а розвиток геотехнічної науки на надійність і економічність будівельних об'єктів.

На прикладі геотехнічних публікацій в збірнику «Основи та фундаменти» показано теоретичні шляхи розвитку будівельної науки в державі, яка була недооцінена в «советский» («донецький») період, а сьогодні вона попала під тиск, коли зникла підготовка інженерів-геотехніків-найбільш затребуваної професії сьогодення.

Міжвідомчий науково-технічний збірник «Основи та фундаменти» засновано в 1968 р. і протягом усього часу він мав і має високий рейтинг серед науковців магістрів, аспірантів, виробничників і заслужено продовжує користуватись своїми здобутками. Так з 2015 р. і по 2019 р. цей збірник був базовим для публікацій матеріалів Першої, Другої та Третьої Міжнародної конференції «Проблеми геотехніки», в яких приймали участь відомі вчені, фахівці з геотехніки з 14 країн світу (Німеччина, Канада, Польща, Італія, Японія, Португалія, США, Угорщина, Братислава та ін.).

Історія заснування збірника належить проф. А.М. Драннікову, який запропонував запросити до редколегії провідних вчених України з усіх інженерно-будівельних інститутів країни: проф. Платонов Е.В., Голубков В.М., Клепиков С.М., Швець В.Б., Алексєєв М.О., Гольдштейн М.Н., Краєв В.Ф., Петренко Г.М., Слюсаренко С.О. та ін.

Збірник «Основи та фундаменти» широко розповсюджувався в різні країни і отримував відповідні збірники з інших країн Європи, США. Він пройшов тернистий шлях в період «цензування» геотехнічних публікацій, але був носієм передової наукової думки геотехніків і публікував оригінальні експериментальні результати в різних сферах будівництва. Був період, коли публікація в збірнику «Основи і фундаменти» була більш визнаною, ніж публікації в працях міжнародних конференцій, в яких публікації навіть не враховувалися при захисті дисертацій.

Сьогодні система оцінки наукових публікацій далека від об'єктивності і це дає тривожний сигнал для науки, оскільки публікацію результатів науковців покладено на комерційну основу, а їх актуальність і вагомість знаходиться в тіні.

З метою пролити світло на цей процес запрошуюю бажаючих до дискусії з таких питань:

1. Як об'єктивно оцінювати наукові публікації в кожній галузі без змагань в показниках;
2. Чи потрібно мати профільні журнали університетів за їх професійним направленням.

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

ЗМІСТ

Вітання з ювілеєм !!!	9-20
Ігор Бойко, Володимир Сахаров, Олександр Литвин <i>Взаємодія несучих конструкцій будинку з палевою основою</i>	21-27
Володимир Сєдін, Владислав Ковба, Юрій Волнянський, Катерина Бікус <i>Моделювання напружено-деформованого стану основи багатопаліткової палі при її статичному навантаженні в пілувато-глинистому ґрунті</i>	28-36
Jakub Marcinowski¹, Volodymyr O. Sakharov <i>Stress distribution in column-plate foundations of Monument of Christ The King erected in Świebodzin</i>	37-47
Віктор Носенко, Олег Кривенко <i>Вплив жорсткості несучих конструкцій будинку зі збірного залізобетону на напружено-деформований стан фундаментів із буріт'євських паль</i>	48-57
Олег Малишев, Андрій Ращенко, Тетяна Диптан, Ярослав Сенчишин <i>Особливості влаштування лагун для сільськогосподарських цілей</i>	58-64
Людмила Скочко, Віктор Носенко, Василь Підлущкий, Олександр Гаврилюк <i>Вплив параметрів підпірних стін та насипних ґрунтів на стійкість схилів при новому будівництві житлових комплексів</i>	65-75
Віталій Ручківський <i>Напружено-деформований стан підпірних стін в залежності від їх конструкції</i>	76-82
Олександр П'ятков, Вероніка Жук, Ольга Полюхович <i>Вплив ефекту зім'яття глинистих ґрунтів при компресійних випробуваннях на визначення осідання основи</i>	83-90
Богдан Демчина, Андрій Кравз <i>Підходи до врахування горизонтальних переміщень фундаментів в роботі дерев'яних армованих вант</i>	91-103
Валерій Шмуклер, Роман Каплін, Юрій Круль <i>Випробування сталезалізобетонних прогонових будов мосту через р. Сухий Торець в м. Барвінкове</i>	104-111
Валерій Шмуклер, Олена Лугченко, Алі Нажем <i>Топологічна оптимізація пластини</i>	112-119

Вітання з ювілеєм !!!

Друзі, колеги, учні, студенти...

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

Шановний **Ігорю Петровичу**, прийміть щирі вітання з нагоди Вашого ювілею.

Сьогодні день значний і урочистий –
Знаменна дата, красний ювілей!
Сьогодні він зібрав з усього світу
Хороших друзів й дорогих гостей!

Шлях нелегкий до ювілею -
Сплелись в нім тисяча доріг,
Та ювіляр іде своєю,
Не обираючи легких!

Долає він сміливо перешкоди
І прагне вищої мети.
Хоча круті на гору сходи,
Та він продовжує іти!

Вершин значних дістався
Трудом завзятим, нелегким.
Учитись в інших не цурався,
Ділився досвідом своїм.

Вимоги і завдання часу
Він чітко й тонко відчуває,
До всього творчо він підходить –
У авангарді кращих змін крокує ювіляр!

Шлях нелегкий до ювілею...
Це - праця багатьох років.
І хай тепер гордиться нею,
Якщо так якісно творити вміє!

Та зичимо ще многих літ
Для звершень нових та сміливих ювіляру!!!



Ігор Петрович Бойко
Заслужений діяч науки і техніки
завідувач кафедри Геотехніки
доктор технічних наук, професор

САХАРОВ ОЛЕКСАНДР СЕРГІЙОВИЧ

Я знаю Ігоря Петровича більше 50 років, якому доля подарувала активне, багате і цікаве життя. В невеличкі перерви між науковою та педагогічною роботою він полюбляє активний відпочинок на природі. Особливо подобається природа гірських Карпат, де чистота повітря та мінеральні джерела дають наснагу на нові наукові звершення. Професор Бойко І.П. один з тих, хто разом зі своїми учнями об'єднав експериментальні та чисельні методи дослідження на базі ЕОМ, що дозволило отримати принципово нові результати в області статки, динаміки та стійкості ґрунтових основ та фундаментів (Рис. 2).

У свій час Ігор Петрович був одним з ініціаторів групи від КІБІ сходження на

найвищу вершину Кавказу – Ельбрус (Рис. 1). Не зважаючи на складність, обумовлену недостатністю кисню та наявністю сірководню вулканічного походження він не втрачав оптимізму, підтримуючи товаришів добрим словом та власним прикладом. Взагалі, однією з основних рис професора Бойка І.П. є незаперечний оптимізм як в звичайному житті, так і в наукових дослідженнях, які допомагають розв'язувати найскладніші наукові та практичні задачі, приймати найбільш оптимальні рішення. Він є прикладом чесності, порядності та відданості науковій діяльності як для його учнів та співробітників, що працюють з ним поряд.



Рис.1. Сходження на найвищу вершину Кавказу – Ельбрус. Група від Київського інженерно-будівельного інституту.

Fig.1. Climbing to the highest peak of the Caucasus - Elbrus. Group from Kyiv Civil Engineering Institute.

САХАРОВ ВОЛОДИМИР
ОЛЕКСАНДРОВИЧ



Рис.2. Фотокопія з газети – у лабораторії університету.

Fig.2. Photocopy of the newspaper - in the university laboratory.

Моя наукова кар'єра в будівництві, фактично, розпочалась 20 років назад (можна сказати ювілейний термін), з моменту, коли завідувач кафедри тоді ще «Основ і Фундаментів» Ігор Петрович Бойко прийняв до свого колективу молодого випускника НТУУ КПІ, який в той час працював інженером у фармацевтичній галузі і проявляв цікавість до ґрунтів (глинистих сумішей), програмування і сучасних технологій.

Ігор Петрович - це унікальна людина. Це педагог, науковець, лектор, керівник, але передусім добрий люблячий батько і дідусь. Людина, яка дуже добре розбирається в людях і притягує молодь. Це було раніше та можна спостерігати і сьогодні - на кафедрі дуже багато амбітних студентів, молодих науковців. Ігор Петрович на рівні з іншими надав можливість максимально розвиватись в усіх напрямках, не побоюючись забруднити руки (в прямому сенсі цього слова), допомагаючи в роботі. Сьогодні я з гордістю можу зватися учнем професора І.П. Бойка.

Те, що завжди кидається в очі - це постійна готовність до активної діяльності: нові кроки в науці, проектуванні, дослідженнях. Там де він - там завжди бурхливі події: організація і участь колективу в різних наукових українських і міжнародних конференціях, семінарах, майстер-класах. В наукових диспутах чи семінарах - це завжди «важкий» опонент, який дружньо критикує і аргументовано захищається. І немає різниці чи то захист дисертації на науковий ступінь, виступ з доповіддю студента чи презентація нової технології фірми. Завжди вислухає, задасть питання і зробить критичний аналіз. І саме такий підхід дозволяє краще зрозуміти проблему чи інформацію, виявити недоліки і сформулювати (знайти) правильні напрямки до її вирішення.

Скільки пам'ятаю, діяльність Ігоря Петровича завжди була пов'язана з реальним будівництвом, в тому числі проектування, наукові супроводи або експертні висновки.

І треба сказати, що в більшості випадків це об'єкти складні або унікальні, для яких «шаблонні підходи» не працюють, а нормативна база недостатньо розбудована. Це комплексні забудови багатоповерхових будинків на зсувонебезпечних ділянках, унікальні конструкції (наприклад, стартовий ракетний комплекс «Cyclone-4», Новий Безпечний Конфайнмент в Чорнобилі та інші), багаторівневі підземні конструкції в складних інженерно-геологічних умовах і т.п. Це вимагало постійного розвитку методик проектування, чисельних досліджень, але передусім глибокого розуміння проблеми і взаємодії різних середовищ. Все це складає основу геотехнічної Школи І.П. Бойка. «Грунт - це живий організм...» та «і він вимагає особливого підходу в кожній ситуації» - так вчить Ігор Петрович. Працювати в команді під керівництвом Ігоря Петровича дуже цікаво, але разом з тим не просто. Кожна проблема - це виклик, який вимагає мозкового штурму всієї команди і багато часу на пошук раціонального рішення. Тому переважна більшість об'єктів, навіть на рівні «звичайного» проектування, розглядається як наукова робота, в розв'язанні якої часто приймають участь студенти та аспіранти. Це ще одна риса Ігоря Петровича - отриманими знаннями і досвідом він завжди ділиться з учнями, студентами і колегами. Не помилюсь, якщо скажу, що і сьогодні на лекціях важко знайти заняття, на яких не буде прикладів з реальних ситуацій, унікальних об'єктів, інженерних аварій.

Один з головних принципів, який Ігор Петрович прищеплює своїм учням - це «передусім не нашкодь!» (*primum non nocere*): не нашкодь своїй родині, своїй Alma Mater, своїй Країні, не підведи колег.

Ігор Петрович, міцного здоров'я Вам, допитливих і працьовитих студентів та довгих років життя!

ВИПУСКНИКИ 90-Х:

ДИПТАН ТЕТЯНА ВАСИЛІВНА,
РАЩЕНКО АНДРІЙ МИКОЛАЙОВИЧ,
ЖЕРДИЦЬКИЙ МИХАЙЛО ДМИТРОВИЧ

Наш ВИПУСК ввійшов в історію Незалежної України як перший україномовний в Київському національному університеті будівництва і архітектури (КНУБА). Науково-педагогічний колектив, який готував нас до професійної діяльності, мав надзвичайно високий кваліфікаційний рівень. У групі з нами вчилися хлопці, які прийшли після армії, мали вже сформований світогляд. Відповідно ми вчилися у них «розуму», ставали старшими. До практичних занять готувалися довго. «Ксероксів» не мали, тому все писали від руки, а на це йшло дуже багато часу. Університетська «читалка» до пізнього вечора була переповненою студентами. Хотів володіти інформацією – мусив читати. Незважаючи на складнощі, навчатися було цікаво. Доводилося перебудовувати свої думки, продовжувати мріяти про майбутнє та рухатися далі. У нас не було впевненості в завтрашньому дні – це були складні 90-ті, тому ніхто не чекав на забезпечення роботою. Ти - випускник з дипломом інженера-будівельника, а що далі?

Як зараз пам'ятаю, йдемо по довгому університетському коридору, а слідом оклик: «Ви приходьте в аспірантуру!» (на одне місце тоді претендувало п'ять випускників, при плановому замовленні – три місця в аспірантурі). Вступна кампанія завершилася зарахуванням п'яти аспірантів на кафедру основ і фундаментів. Так і продовжилася наша співпраця з Бойком Ігорем Петровичем і до теперішнього часу на кафедрі та в науково-дослідній лабораторії.

Близько 30-ти років ритм його трудової діяльності незмінний: завжди в русі, з посмішкою, готовий до вирішення будь-якої складної задачі, незалежно від того чи стосується вона питання будівельної діяльності, чи побутового характеру (чого тільки варті відстоювання місць у гуртожитку для молодих викладачів). Багатий науковий

досвід та практика – це його вірні супутники.

У співпраці з керівником пізнаєш людину різнобічно: розумієш її стан, сприймаєш критичні зауваження, прислухаєшся до професійних порад. Правильні думки починають з'являтися тоді, коли здобуваєш очікуваний результат, або ж навпаки – починаєш аналізувати ризики, які можуть виникнути, недооцінивши всіх аспектів впливу. Сьогодні, на жаль, масове використання числового моделювання студентами дещо знижує інтерес до набуття практичних навичок і розуміння фізичних процесів, які безпосередньо відбуваються на майданчику в реальному житті.

В Ігоря Петровича поєднується відчуття теорії і практики – фундаментальні знання, великий практичний досвід, інженерне відчуття та інтуїція. Його успішність полягає в тому, що він:

- не боїться критики;
- бачить можливості кожного;
- має широке коло інтересів;
- активно «діджиталізується»;
- позитивно думає;
- швидко реагує на непередбачувані професійні випадки, частота прояву яких за останній час значно зростає;
- завжди відкритий до нового.

Це, та ще багато-багато неказаного, попри невблаганно спливаючі літа, дозволяє, навіть у непросте сьогодення, залишатися Бойку Ігорю Петровичу неординарною особистістю. Тому ми, його колишні студенти, а тепер – колеги, залишаємося вдячними наставнику.

ВИПУСКНИКИ 2000-Х:

НОСЕНКО ВІКТОР СЕРГІЙОВИЧ
ПІДЛУЦЬКИЙ ВАСИЛЬ ЛЕОНІДОВИЧ
СКОЧКО ЛЮДМИЛА ОЛЕГІВНА

Для кожного з нас співпраця з Бойком Ігорем Петровичем почалась ще в студентські роки, коли він був нашим викладачем і керівником магістерських робіт. Тоді ми ще не знали, що наш дипломний керівник стане для нас професійним наставником, вчи-

телем по життю і людиною, на яку можна покластися у будь-яких життєвих ситуаціях (Рис. 3).

Бойко Ігор Петрович дивовижна людина – він надзвичайно серйозно ставиться до питань науки і проектування, ніколи не пропустить до друку статтю, або тези з метою «щоб було». Кожну з них перегляне, перечитає, висловить свою дружню, доброзичливу критичну думку з метою покращення змісту наукової роботи. Практично на кожне професійне питання він має власну думку і сміливо її висловлює.



Рис.3. У робочому кабінеті.

Fig.3. In the office.

Ми всі пам'ятаємо період перед захистом дисертації, коли бігав по всьому університету, і не тільки, збираючи відгуки і рецензії. Часто це буває виснажливо, але, як тільки науковці дізнаються, що керівник роботи Бойко І.П. в очах людей з'являється повага, і стає зрозумілим, що в науковому світі прізвище Ігоря Петровича – це своєрідний «знак якості», тобто, якщо сам Ігор Петрович є керівником – робота варта уваги. В період захисту дисертаційних робіт ми намагалися представити роботу на належному рівні, адже ми усвідомлювали, що

за цим стоїть велике ім'я нашого керівника Бойка Ігоря Петровича, яке він здобував своєю кропіткою щоденною працею.

Ігор Петрович завжди вміє побачити в людях їх сильні сторони і дати можливість їм розвиватися, вміє довіряти цікаві задачі і проекти. Співпрацюючи з ним, ми, як спеціалісти, постійно вимушені вирішувати нестандартні задачі, що надзвичайно надихає і змушує вірити в свої сили. Ми знаємо, що завжди можемо розраховувати на досвід і знання нашого керівника. Професор Бойко І.П. виростив цілу команду професіоналів, що представлені у різних куточках світу та на різних рівнях керівництва будівельними організаціями.

Часто згадується, що відвідуючи разом із своїм керівником Бойком І.П. в якості відповідального виконавця багато-чисельні наради з технічних питань щодо будівництва різноманітних складних та відповідальних об'єктів (НСК Олімпійський, перші експериментальні висотні будинки в м. Києві, будівництво складних інженерних споруд метро, колекторів великих діаметрів), Вас, Ігорю Петровичу, з великою повагою зустрічають Ваші учні, які нині є керівниками найбільших будівельних підприємств. В ці моменти відчуваєш його велику довіру до тебе як фахівця, в цей момент ти як права рука, а разом ми команда, що вирішує найскладніші геотехнічні питання, з якими у місті, а може і в країні, в такий стислий термін ніхто не впорається. Це спочатку ти, як аспірант, довго вичитуєш кожне слово в звіті про інженерно-геологічні вишукування, намагаючись нічого не пропустити, а твій вчитель вже знає: в якій послідовності в розрізі залягає який шар ґрунту; де розташована «вода»; властивості всіх ґрунтів і щиро із посмішкою коментує всі ляпи «геологів» та вже відчуває проектно-конструктивне рішення. Ти розумієш, це його «земля» він практично все про неї знає за роки довгої професійної роботи.

Молоді фахівці та інженери із досвідом довго дивляться на графік статичного випробування палі, а «маєстро» Бойко І.П. каже практично «сходу», що там і як з її

несучою здатністю, де резерви, тому що «першу палю випробував десь у 1960 році».

На відповідальних міжнародних проектах та навіть проектах планетарного масштабу як, наприклад, будівництво Нового Безпечного Конфайнменту в Чорнобилі професор Бойко І.П. аналізує властивості ґрунтів основи паль великого діаметру, коментує їх для чисельних представників найкращих проектних організацій Європи французькою мовою та пише на аркуші паперу прогнозовану ним несучу здатність паль ще до проведення серії дорогих та складних польових випробувань. А через рік після проведених підготовчих та польових випробувальних робіт всі розуміють, що професор Бойко І.П. з свого досвіду зробив прогноз з точністю 10 % по відношенню до отриманої реальної ситуації.

Одного разу на лекції студенти спитали, чи можу я розповісти про якісь цікаві проекти з життя, я трошки задумавшись зрозуміла, що мені дуже складно знайти якісь «нецікаві проекти», бо до Ігоря Петровича приходять з питаннями проектування часто тоді, коли інші фахівці не справляються.

Окремо хочеться виділити участь Ігоря Петровича у конференціях. На усіх заходах він завжди бажана людина (Рис. 4, 5, 6, 7). Його виступи завжди надихають, вони просочені життєвим досвідом та великими знаннями в геотехнічній справі, його завжди цікаво слухати, не зважаючи чи ти студент, чи професор.



Рис.4. Зустріч з ректором університету Зеленої Гури, м.Польща.

Fig.4. Meeting with the Rector of the University of Zielona Góra, Poland.



Рис.5. Учасники Міжнародної конференції «CGE-2015», м.Київ.
Fig.5. Participants of the International Conference «CGE-2015», Kyiv.



Рис.6. Виступ Бойка І.П. на Міжнародній конференції «CGE-2017», м.Польща.
Fig.6. Speech by Boyko I.P. at the International Conference «CGE-2017», Poland.



Рис.7. Члени наукового комітету на Всеукраїнській геотехнічній конференції, м. Полтава, 2008 р.

Fig.7. Members of the Scientific Committee at the All-Ukrainian Geotechnical Conference, Poltava, 2008.

Виступи Бойка І.П. дуже прості і зрозумілі, водночас там завжди присутня глибина матеріалу, який доповідається (Рис. 6). Коли Ігор Петрович є керуючим секцією, то не важливо якого рівня конференція (чи Міжнародна, чи студентська) і хто виступає (чи професор, чи студент) – він завжди проникається доповіддю та загострює увагу на актуальних моментах у дослідженнях, навіть якщо це стосується суміжних дисциплін.

Він створює та пропагує культуру проведення наукової конференції: вітальне слово, баланс наукових матеріалів на секціях, обов'язкові запитання доповідачу для допомоги розкритися або наштовхнути на рішення, дискусія на завершення; ну і звичайно «дружня вечір» із колегами, де панує атмосфера доброти, поваги і вдячності.

Особливу увагу Ігор Петрович приділяє своїм учням – молодим науковцям. Згадується, що коли ми разом з Ігорем Петровичем їздили на конференції (Рис. 8), які проводилися в інших містах або за кордоном, під час поїздки він завжди раціонально використовував час – обговорював з кожним своїм підопічним результати дослідження, слухав доповідь, давав рекомендації і допомагав у формуванні висновків. Тобто це був час, який можна було використати для

наукової роботи в повній мірі. Але хочеться звернути увагу на те, що Ігор Петрович на конференції завжди приїжджає у супроводі п'яти - десяти учнів, кожен з яких в дорозі отримував вичерпну консультацію у свого керівника. При цьому Бойко І.П. з легкістю переключається з теми на тему дослідження і дає корисні та вичерпні поради. Ця гарна риса Ігоря Петровича показує наскільки він «занурений» у свою справу та любить нею займатися. Нас це завжди мотивує брати приклад з свого керівника. Тому що з кожним днем Ігор Петрович – це та людина, яка задає тон сучасній молоді як потрібно розвиватися.



Рис.8. Настанови Бойка І.П. перед виступом на конференції.

Fig.8. Guidelines Boyko I.P. before speaking at the conference.

Бойко Ігор Петрович вміє об'єднати колектив та створити дружню атмосферу. На будь-яких засіданнях він завжди в темі розмови, часто розповідає випадки із життя, ділиться своїм досвідом. Ігор Петрович всесторонньо освічений, орієнтується в різних сферах – це можуть бути визначні місця, подорожі, архітектура, спорт, гірські походи, музеї, театри, західна культура та багато іншого. Він є цікавим співрозмовником, як кажуть, з ним не заскучаєш. Ми з нашим керівником проводимо багато часу не тільки по наукових та робочих питаннях, а й у вільний час (Рис.9-13). Ігор Петрович чи на польових роботах, чи на культурному відпочинку не цурається ніякої роботи по підготовці та організації. Він спокійно бере в руки лопату, молоток, сокиру тощо, показуючи нам приклад, що є досить мотивуючим фактором для нас.

Ігор Петрович, зважаючи на всю свою принциповість, залишається надзвичайно людяним, чуйним та вміє підтримати у важку хвилину. Для нього його колектив не просто співробітники, а велика родина, в якій він мудрий, справедливий та завжди розуміючий батько.



Рис.9. Підготовка до польових досліджень.
Fig.9. Preparation for field research.



Рис.10. На виїзних польових дослідженнях.
Fig.10. On field field research.



Рис.11. Міжнародні польові дослідження «Pile-test-2019». Інженерно-геологічні вишукування.
Fig.11. International field research «Pile-test-2019». Engineering and geological surveys.



Рис.12. Міжнародні польові дослідження «Pile-test-2019». Підготовка до випробування паль.
Fig.12. International field research «Pile-test-2019». Preparation for pile testing.



Рис.13. Учасники Міжнародної конференції «CGE-2019», м.Польща.
Fig.13. Participants of the International Conference «CGE-2019», Poland.

Окремим рядком хочеться сказати про те, що Ігор Петрович дуже шанує традиції. На кожному засіданні, чи то кафедри, чи то семінару, чи то конференції, він завжди згадає своїх вчителів та розповідає як робили вони, як розвивалися, як формували свою думку. Цим він вшановує своїх вчителів та наставників, людей які приймали участь у формуванні його особистості та зростанні як спеціаліста. При написанні нами наукової роботи Ігор Петрович обов'язково наголосить про вказання у списку літератури колег з нашого колективу, які працювали задовго до нас та заклали фундамент для створення сучасної геотехнічної школи.

Велику повагу викликає те, що Ігор Петрович не боїться визнати, що на окремому етапі розвитку в минулому бачення якоїсь проблеми не співпадає з сьогодишнім розумінням цієї ж проблеми, адже, як говорить Ігор Петрович: - «людина з часом розвивається, набуваючи досвіду; час змінюється - ми зростаємо, змінюються думки, знання та ставлення до тих чи інших твер-

джень».

Бойко І.П. володіє декількома мовами, на закордонних міжнародних конференціях вільно спілкується з колегами, веде дискусію; він впевнено йде в ногу з часом, у нього багато планів на майбутнє, він дивиться мінімум на 10 років в перед; залишається актуальним та затребуваним фахівцем і вченим на сьогоднішній день, він відомий в колі спеціалістів не тільки в Україні, а й за кордоном, де користується великою повагою та є бажаним гостем.

Ігор Петрович має багато нагород, відзнак, грамот. Він приймав участь у реконструкції Свято - Михайлівського Золотоверхого собору, за що отримав відзнаку від Православної Церкви України з нагоди 20-річчя її відновлення (Рис.14, 15).

Взагалі у Ігоря Петровича багато визначних об'єктів за плечима, в яких приходилося приймати часто не ординарні та не стандартні рішення. Наприклад, у Зимненському Свято-Успенському Святогірському монастирі у Волинській області під керівництвом Бойка І.П. було розроблено рішення по підсиленню фундаментів



Рис.14.Вручення відзнаки Бойку І.П. з нагоди 20-річчя відновлення Свято - Михайлівського Золотоверхого собору.

Fig.14. Presentation of the award to Boyko I.P. on the occasion of the 20th anniversary of the restoration of St. Michael's Golden-Domed Cathedral.

Успенського собору палями, а також влаштування огорожуючої підпірної стіни.

У Спасо-Преображенському храмовому комплексі Свято-Борисо-Глібського жіночого монастиря в с.Водяне Зміївського району Харківської області виконано будівництво підпірної стіни та фундаментів.

Поряд з цим, в його руках зосереджуються самі «проблемні» об'єкти м. Києва, України, а також Світу, в яких не кожен геотехнік може прийняти рішення.



Рис.15.Почесна грамота, вручена Бойку І.П. за особливі заслуги перед Українським народом.

Fig.15. Certificate of honor awarded to Boyko I.P. for special services to the Ukrainian people.

Не дарма Ігор Петрович має дуже багато нагород державного зразка. Одна із останніх – це Почесна Грамота за особливі заслуги перед Українським народом, видана Верховною Радою України (Рис. 15).

Бойко Ігор Петрович - це людина з великої літери, ми пишаємося, що є його учнями.

Ігорю Петровичу, вітаємо Вас з ювілеєм, бажаємо Вам міцного здоров'я, великого натхнення для звершення нових ідей!!! Нам приємно працювати з Вами в одному колективі!!!

Взаємодія несучих конструкцій будинку з палевою основою.

Ігор Бойко¹, Володимир Сахаров², Олександр Литвин³

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

¹boyko40@ukr.net, orcid.org/ 0000-0002-6841-0271,

²vladland@gmail.com, orcid.org/0000-0002-9381-3283,

³sasha32582@gmail.com, orcid.org/0000-0002-2818-3457

DOI: 10.32347/0475-1132.40.2020.21-27

Анотація. У даній роботі представлені результати дослідження проектних рішень конструкцій багатоповерхової будівлі з обпиранням крайніх вертикальних несучих елементів каркасу на палі підпірної стіни. Дослідження виконані на базі чисельного моделювання у тривимірній постановці для елементів системи «грунтова основа – фундамент – надземні конструкції» при статичних навантаженнях. Проведено аналіз напружено-деформованого стану (НДС) в елементах каркасу при таких конструктивних рішеннях. Виявлені зони концентрації напружень, в яких можуть виникати незворотні деформації при розрахункових навантаженнях.

Встановлено, що незважаючи на те що за рахунок зміни конструктивної схеми фундаменту вдалося досягти відносної різниці осідань близької до нормативного значення та суттєвого зниження згинальних моментів в ростверку, залишилися зони в плитах перекриття кількох нижніх поверхів, де від значної різниці осідань фундаментів прогнозувалися прояви незворотних деформацій. Надані рекомендації та запропоновані зміни до конструктивної схеми будинку, які дають змогу забезпечити надійні проектні рішення на весь термін експлуатації будинку.

Ще одна особливість досліджуваної будівлі – це те, що запропоноване конструктивне рішення фундаментів з палями невеликої довжини (6,0 м). При такому рішенні відбувається змикання зон деформацій під ростверком та підшвою паль і деформації визначаються розміром споруди [1], а палі лише покращують властивості ґрунтів у верхній частині основи внаслідок її ущільнення. Таке рішення дозволяє досягти економічного ефекту за рахунок змен-



Ігор Бойко
завідувач кафедри
геотехніки
д.т.н., проф.



Володимир Сахаров
завідувач кафедри
будівельної механіки
д.т.н., проф.



Олександр Литвин
асистент кафедри
геотехніки

шення довжини паль, при цьому забезпечивши осідання будинку в межах допустимих значень.

Ключові слова. Підпірна стіна, пальовий фундамент, пальова основа, різниця осідань, перерозподіл зусиль, жорсткість будинку, деформації основи, задавлювані палі, система «грунтова основа – фундамент – надземні конструкції».

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

В умовах великих міст зі значною вартістю земельних ділянок забудовники прагнуть максимально використати площі ділянки відведеної під забудову, наблизившись до існуючої забудови та зменшити витрати на влаштування фундаментів при будівництві. Особливо це актуально при наявності підпірних стін для утриманні стінок котловану. Ці фактори приводять до появи проектних рішень з розміщенням крайніх вертикальних несучих елементів каркасу новобудови на палях підпірної стіни, які об'єднуються з плитним ростверком фундаменту будівлі. В результаті утворюється складний (гібридний) фундамент з рядом паль, які відрізняються розмірами і мають вищу несучу здатність по відношенню до паль фундаменту будівлі, на які спирається решта несучого каркасу.

АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Якість геотехнічних проектів залежить від повноти інформації про територію, де розташований будівельний майданчик. В першу чергу це дані про нашарування ґрунтів, їх вид та стан. Важливо коректно визначити параметри ґрунтів за заданою програмою з урахуванням технології влаштування фундаментів.

Відомо [1-4], що на НДС елементів системи «основа – фундамент – надземні конструкції» суттєво впливає характер навантажень і зміна їх комбінації в період зведення та експлуатації. Ці навантаження зумовлюють зміну параметрів жорсткості несучих надземних конструкцій, які в свою чергу, формують реактивну епюру в основі під подошвою фундаментів. Такий підхід більш глибоко розкриває НДС елементів системи «основа – фундамент – надземні конструкції» і забезпечує надійність геотехнічного проекту.

МЕТА РОБОТИ

За допомогою числового імітаційного моделювання системи «основа – фундамент

– надземні конструкції» дослідити НДС каркасу будинку при розміщенні крайніх вертикальних несучих елементів каркасу новобудови на палях підпірної стіни довжиною 18,0 м, а інших конструкцій на палях, які мають інші розміри і меншу несучу здатність (жорстокість) по відношенню до паль підпірної стіни. Виявити зони концентрації напружень, в яких можуть виникати незворотні деформації та надати рекомендації щодо створення конструктивної схеми будинку, яка забезпечує надійність проектних рішень.

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

Досліджуваний будинок представляє собою секцію реального багатоповерхового будинку (17 поверхів) у формі прямокутника розмірами в плані 36,0 x 15,4 м з підземним поверхом на відм.-3,0 м. Конструктивна схема будівлі – монолітний залізобетонний каркас з ядрами жорсткості (стіни сходово-ліфтового вузла). Крок вертикальних елементів каркасу – нерегулярний. Пілони – перерізом 250 x 2100 мм. Ліфтові та сходові шахти – монолітні залізобетонні стіни, товщиною 250 мм. Плити перекриття товщиною 200 мм. Фундамент будівлі плитнопальовий, який складається з квадратних задавлюваних паль перерізом 350x350 мм з влаштуванням монолітного залізобетонного ростверку висотою 1,2 м. Кількість паль, яка була передбачена в першому варіанті проектних рішень, складає: задавлювані палі перерізом 350x350 мм довжиною 6,0 м - 220 шт. та буронабивні палі підпірної стіни діаметром 620мм, що включені в роботу фундаменту-15шт.

Даний будинок торцевим фасадом приймає до існуючого чотирьох поверхового цегляного будинку на стрічкових фундаментах неглибокого закладання.

Ґрунтові умови будівельного майданчика представлені у таблиці 1 та на Рис. 3.

Розташування підвального поверху новобудови нижче рівня подошви фундаментів неглибокого залягання існуючої будівлі викликало необхідність передбачити підпірну стінку з буронабивних паль діаметром

620 мм, довжиною 18,0 м. В початковому варіанті проектних рішень передбачалось що, підпірна стіна мала виконувати дві функції: утримувати ґрунт в основі під подошвою фундаментів існуючої будівлі на період розробки котловану та зведення підземної частини і слугувати опорою для вертикальних несучих елементів каркасу у торцевій частині новобудови (Рис. 1).

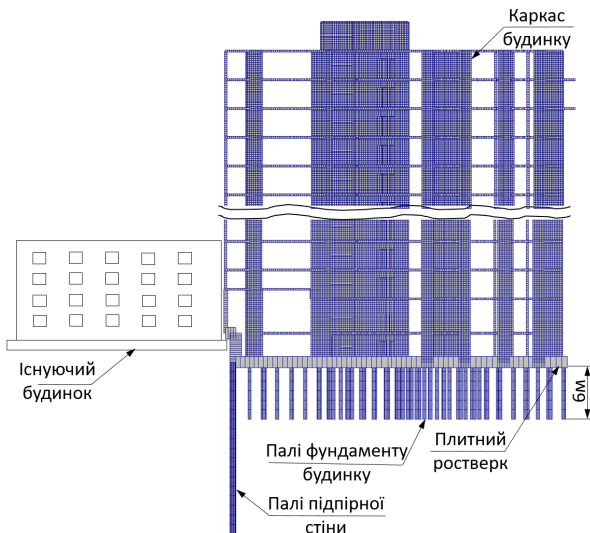


Рис.1. Схема несучого каркасу будинку з підпірною стіною.

Fig.1. Scheme of the load-bearing frame of the house with a retaining wall.

Несучим шаром підосви задавлюваних палів використаний пісок щільний дрібний (ПЕ-5). Бічна поверхня цих палів знаходиться в суглинках тугопластичних.

Дослідження НДС елементів системи «основа – фундамент – надземні конструкції» були виконані на базі чисельного моделювання у тривимірній постановці на дію статичних навантажень.

Реалізована СЕМ конструкцій будинку з елементами підпірної стіни приведена на Рис. 2. Вертикальні та горизонтальні елементи каркасу – пілони, стіни, ядра жорсткості, плити перекриття, ростверк моделювались універсальними чотирьох кутковими скінченними елементами оболонки. Палі моделювались універсальним просторовим стрижневим скінченним елементом. Для моделювання багатошарової ґрунтової основи використовувались універсальні прос-

торові шести та восьми вузлові ізопараметричні скінченні елементи. Максимально наближений до регулярного крок сітки для несучих елементів каркасу становить 0,2 м. Для зменшення кількості невідомих крок сітки для ростверку використаний 0,5 м, а для ґрунтової основи використовувався змінний від 0,5 м до 2,5 м з поступовим збільшенням по мірі віддалення від каркасу будівлі. Розміри «вирізаної» частини основи та граничні умови на обмежуючих площинах у відповідних перерізах призначались таким чином, щоб найбільш точно врахувати особливості взаємодії основи під фундаментом з оточуючим ґрунтовим масивом. Основа розглядалась як пружне багатошарове тіло у відповідності з геологічними розрізами. Створена модель налічувала 561 939 елементів, 499 415 вузлів, а загальна кількість невідомих складала 2 615 299.

Палі фундаментів будинку об'єднані ростверком з палями підпірної стіни, які відрізняються розмірами і мають вищу несучу здатність по відношенню до інших палів будинку. Несучим шаром для палів підпірної стіни є глина тверда (ПЕ-9).

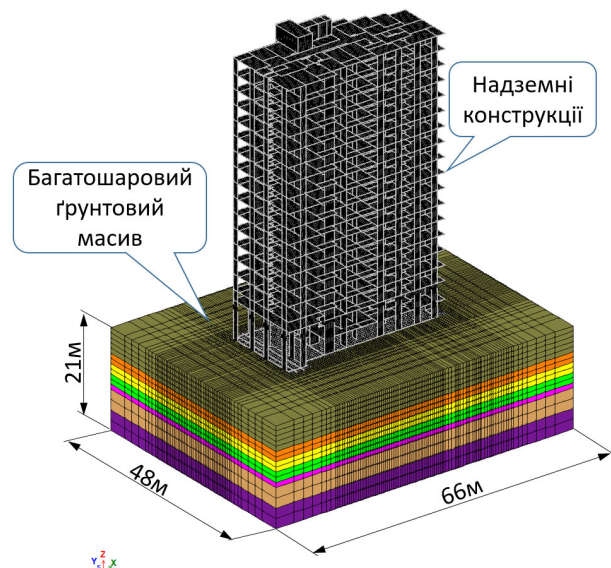


Рис.2. Скінчено-елементна модель.

Fig.2. Finite element model

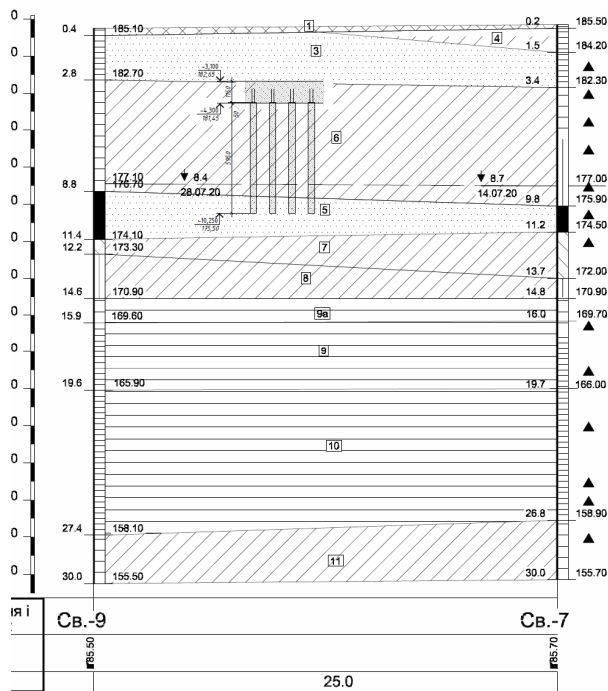


Рис.3. Ґрунтові умови.

Fig.3. Soil conditions.

Табл.1. Фізико-механічні показники ґрунтів

Table 1. Physical and mechanical properties of the soils

Номер ІГЕ	Найменування ґрунту згідно ДСТУ Б В 2.1 – 2 – 96	Нормативні значення			
		Модуль деформації, МПа	Щільність ґрунту, т/м	Питоме зчеплення, МПа	Кут внутр. тертя, град.
		E	ρ	c	φ
1	Насипний ґрунт		1,57		
2	Рослинний ґрунт		1,49		
3	Пісок щільний дрібний	29	1,66	0,001	30
4	Супісок твердий	14	1,74	0,022	24
6	Суглинок тугопластичний	17	2,03	0,048	13
7	Суглинок м'якопластичний	11	1,96	0,021	17
8	Суглинок тугопластичний	16	1,85	0,036	19
9a	Глина напівтверда	23	1,90	0,073	12
9	Глина напівтверда	28	2,01	0,120	9
10	Глина тверда	30	2,03	0,119	12
11	Суглинок напівтвердий	25	1,97	0,050	19
12	Супісок твердий	22	1,77	0,020	25

За результатами досліджень встановлено, що максимальне осідання прогнозується в центральній частині ростверку, в зоні розташування ядра жорсткості і склало 59 мм. Далі в радіальному напрямку значення осідання зменшується до краю плити і досягає значення 13 мм. Відносна різниця осідань (Рис. 4) між рядом пілонів розташованому на підпірній стіні і наступним рядом пілонів на палевій основі склала $i=0.0044$, що більше в два рази ніж допустиме значення $i_{nor}=0.002$ (табл. А1 додаток А [4]).

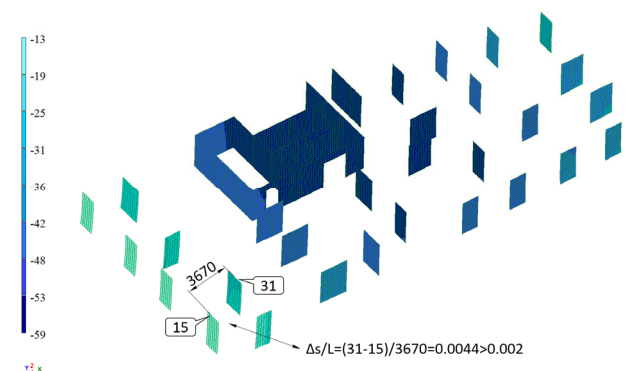


Рис.4.Ізополя осідання вертикальних елементів підвалу, (мм).

Fig.4. Isofields of displacements of vertical elements of the basement, (mm).

Отже, по умовам деформативності розглянутий початковий варіант фундаменту з опиранням частини вертикальних несучих елементів на підпірну стіну призводить до перевищення допустимих значень відносної різниці осідань конструкцій.

З метою підвищення деформативності каркасу будинку були запропоновані зміни до конструктивній схемі фундаменту, шляхом додавання залізобетонних стін в підвальній частині (Рис. 5). Таке рішення дозволяє підвищити жорсткість фундаментної частини будинку шляхом об'єднання ростверку та перекриття підвалу і утворити фундамент коробчастого типу з робочою висотою близько 3,0 м.

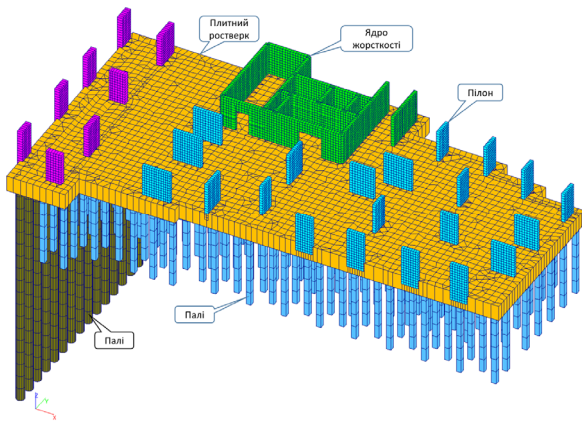


Рис.5. Фрагмент розрахункової схеми із змінами в конструктивній схемі підвалу.

Fig.5. A fragment of the calculation scheme with changes in the structural scheme of the basement.

Наступним кроком була оцінка НДС каркасу будівлі зі змінами в конструктивній схемі підвалу.

В результаті проведених досліджень з додатковими стінами в підвалі було отримано, що відносна різниця осідань фундаментної плити зменшилась майже вдвічі і склала 0.0022 . Ці конструктивні заходи також дали змогу знизити згинальні моменти в ростверку в зоні ядра жорсткості.

Також встановлено, що незважаючи на те що за рахунок зміни конструктивної схеми фундаменту вдалося досягти відносної різниці осідань близької до нормативного значення та суттєвого зниження згинальних моментів в ростверку, в надземній частині несучого каркасу залишились зони в плитах перекриття кількох нижніх поверхів, де від значної різниці осідань фундаментів прогнозувалися прояви незворотних деформацій у вигляді тріщин, тощо (Рис. 6).

Виходячи з цього, було рекомендовано будинок відділити від підпірної стіни деформаційним швом та розташувати несучий каркас на окремому фундаменті.

В ході виконання досліджень також було запропоновано зміну розташування палей та вертикальних елементів каркасу. Схема палевої основи поля для розробленого варіанту фундаментів наведено на Рис. 7.

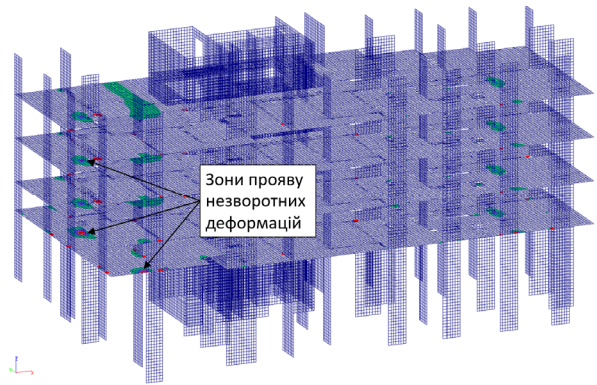


Рис.6. Зони незворотних деформацій в плитах перекриття кількох нижніх поверхів.

Fig.6. A fragment of the calculation scheme with changes in the structural scheme of the basement.

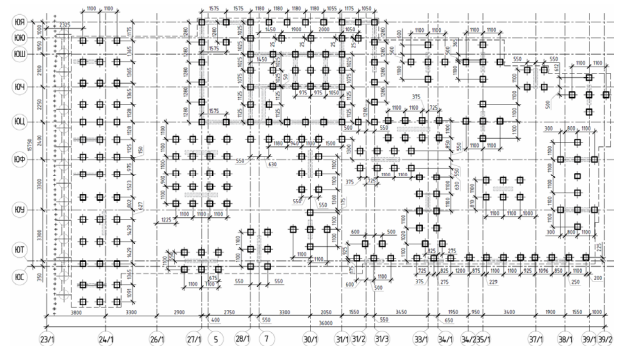


Рис.7. Схема палевого поля для розробленого варіанту фундаментів.

Fig.7. Pile field scheme for the developed variant of foundations.

Також слід звернути увагу на ще один аспект передачі навантаження на основу від багатоповверхового будинку через фундамент з паллями невеликої довжини. Як видно з Рис. 8 вже при 15% навантаження відбувається змикання зон деформацій під ростверком та підшовою палей. В цьому випадку деформації визначаються розміром споруди [1], а палі лише покращують властивості ґрунтів у верхній частині основи внаслідок її ущільнення. Таке рішення дозволяє досягти економічного ефекту за рахунок зменшення довжини палей, при цьому забезпечивши осідання будинку в межах допустимих значень. Проведені дослідження показали, що без покращення верхніх шарів ґрунтів основи за рахунок ущільнення забивними паллями осідання перевищують допустимі значення.

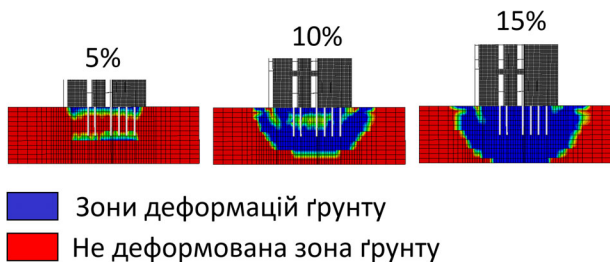


Рис.8.Схема зон деформацій ґрунту в основі.

Fig.8. Scheme of soil deformation zones at the base.

ВИСНОВКИ ТА РЕКОМЕНДАЦІЇ

Формування НДС в елементах системи «основа – фундамент – надземні конструкції» зумовлюється послідовністю (технологією) зведення поверхів будинку, в наслідок чого зростає жорсткість конструктивних елементів та змінюється еволюція формування реактивної епюри в основі під підшвою фундаментів. На цей факт наголошувалося в публікаціях [2], [3]. Особливо при цьому слід враховувати зведення підземної частини будівлі, конструкції огороження котловану та типу фундаментів існуючих сусідніх будівель і споруд.

При варіанті розширення корисних площ над огорожуючими конструкціями котловану з'являються нові задачі розміщення пілонів в зоні підпірних стін. Для випадку обпирання пілонів на палі підпірної стіни та при наявності в цій зоні простору з габаритами проїзду пожежної техніки на два поверхи, в окремих конструктивних елементах (пілони, ростверки, перекриття) суттєво зростають згинальні моменти, які зумовлюють зони з площею арматури за $120 \text{ см}^2/\text{м}$.

В умовах прибудови при заглибленні підвального поверху нижче підшви існуючих фундаментів рекомендується передбачити захисний екран із задавлюваних паль малого діаметру для блокування напружень в стисливій зоні основи під існуючим будинком.

Для огороження котловану часто вибирають бурові палі з збіркою між ними. В деяких випадках у забудовників виникають бажання використати утримуючі конструкції підпірних стін для обпирання вертика-

льних несучих елементів каркасу. Аналіз НДС основи та надземних конструкцій при такому варіанті показав, що різна жорсткість конструкцій підпірної стіни та паль фундаменту будівлі зумовлює появу зон концентрації напружень в ростверку та плитах перекриття нижніх поверхів і відповідно в них збільшується процент армування, який перевищує традиційне значення.

З метою забезпечення надійності проектних рішень виконано розрахунки з різними розташуванням несучих елементів каркасу. Це дозволило зменшити необхідні площі арматури в півтора рази в порівнянні з варіантом обпирання пілонів на підпірну стіну та покращити роботу плит перекриттів нижніх поверхів, запобігши прояву незворотних деформацій під час експлуатації будинку.

Виявлено позитивні і негативні впливи технології вдавлення за допомогою вантажної платформи за китайським патентом, а саме можливий динамічний удар на основу що недопустимо при прибудові. Цей факт слід досліджувати, як ударні хвилі впливають на основу існуючого будинку якщо він побудований на фундаментах неглибокого закладання.

Технологію здавлення паль з денної поверхні, яка вища за позначку підшви ростверку, не варто рекомендувати, оскільки шарнірне з'єднання подовжувача для паль не забезпечує вертикальності її вдавлення. До того ж потім виникає задача вибору технології розробки ґрунту, оскільки для захисту задавлених паль необхідно окремо готувати умови роботи механізмів, щоб не пошкодити ці палі. В таких умовах необхідно організовувати контроль за збереженням проектного положення її цілісності стовбура (тіла палі).

Рекомендується влаштовувати пожежний проїзд з протилежної сторони від існуючого будинку. Це дозволить покращити взаємодію каркасу нового будинку з основою і зменшити вплив на фундаменти неглибокого закладання існуючого будинку.

Виявлено той факт, що зростання навантаження на палю зумовлюється не збільшенням опору ґрунтів основи, а зміною

взаємодії палі з основою по її бічній поверхні, тобто виникає нахилений штамп замість вертикальних дотичних напружень на бічній поверхні палі.

Числове моделювання взаємодії елементів конструкції як системи «основа – фундамент – надземні конструкції» дозволяє обґрунтувати раціональне розташування палей і їх геометричні розміри (довжину, переріз), а також забезпечує контроль за розподілом зусиль в палях під пілонами і стінами ядр жорсткості.

ЛІТЕРАТУРА

1. Бойко И.П. Свайные фундаменты на нелинейно-деформируемом основании: дис. ... д-ра техн. наук: 05.23.02 / Бойко Игорь Петрович. – М.: НИИОСП, 1988. – 372с.
2. Сахаров А.С. Реферат программы «РОСИНКА» / А.С. Сахаров, И.П.Бойко, А.Л. Козак // *Основания, фундаменты и механика грунтов*. №5. – 1983. – с.7.
3. Сахаров А.С. Решение задач геомеханики по МКЭ с учетом развития зон предельного состояния грунта / А.С. Сахаров, И.П. Бойко, А.Л. Козак, И.А. Семенец, А.Е. Дельник // Wizz Z.Hochsch. Archit Bauwes., Weimar, - 1985. – С.100-102.
4. Основи та фундаменти споруд. Основні положення: ДБН В.2.1–10:2018. – [Чинний від 2019–01–01]. – К.: Мінрегіон України, 2018. – 36с.

REFERENCES

1. Boyko I.P. (1988). Svajnye fundamenty na nelinejno-deformiruemom osnovanii [Pile foundations on a non-linearly deformable base]. Dys. doktora tekhn. nauk: 05.23.02. Moscow: NIIOSP, 372 (in Russian).
2. Sakharov A.S., Boyko I.P., Kozak A.L.(1983). Referat programmy «ROSINKA» [Abstract of the program «ROSINKA»]. *Osnovaniya, fundamenti i mekhanika gruntov*. №5, p.7. (in Russian).
3. Sakharov A.S., Boyko I.P., Kozak A.L., Semenets I.A., Delnik A.E. (1985). Resheniye zadach geomekhaniki po MKE s uchedom razvitiya zon predel'nogo sostoyaniya grunta. [Solving geomechanics problems by FEM, taking into account the development of zones of

the limiting state of the soil]. Wizz Z. Hochsch. Archit Bauwes, Weimar. p.100-102.

4. Osnovy ta fundamenti sporud. Osnovni polozhennya: DBN V.2.1–10:2018. (2019) Kyiv:Minregionbud Ukrayiny,36 (in Ukrainian)

Interaction of load-bearing structures of the house with a pile basis

Igor Boyko,
Volodymyr Sakharov,
Alexander Litvin

Summary. This paper presents the results of research of design solutions of multi-story building structures with the support of the extreme vertical load-bearing elements of the frame on the piles of the retaining wall. The research is performed on the basis of numerical modeling in three-dimensional formulation for the elements of the system «soil base - foundation - above-ground structures» at static loads. The analysis of the stress-strain state (SST) in the elements of the frame with such constructive solutions is carried out. Stresses of stress concentration in which irreversible deformations may occur at design loads have been identified.

It is established that despite the fact that due to the change of the structural scheme of the foundation it was possible to achieve a relative difference of subsidence close to the normative value and a significant reduction of bending moments in the grille, there remained zones in the floor slabs manifestations of irreversible deformations were predicted. Recommendations are given and changes to the constructive scheme of the house are offered which allow to provide safe design decisions for all term of operation of the house.

Another feature of the studied building is that the proposed design of foundations with piles of short length (6 m). With this solution, the zones of deformation under the height of the pile and the sole of the piles are closed and the deformations are determined by the size of the structure [1], and the piles only improve the soil properties in the upper part of the base due to its compaction. This solution allows you to achieve an economic effect by reducing the length of the piles, while ensuring the subsidence of the house within acceptable values.

Key words. Retaining wall, pile foundation, pile base, subsidence difference, redistribution of forces, rigidity of the house, deformations of the base, crushed piles, system «soil base - foundation - above-ground structures».

Моделювання напружено-деформованого стану основи багатовиткової палі при її статичному навантаженні в пілувато-глинистому ґрунті

Володимир Сєдін¹, Владислав Ковба², Юрій Волнянський³, Катерина Бікус⁴,

Придніпровська державна академія будівництва та архітектури
24а, вул. Чернишевського, Дніпро, Україна, 49600,

¹geotecprof@gmail.com, orcid.org/ 0000-0003-2293-7243

²vladislavkovba@gmail.com, orcid.org/ 0000-0002-5140-8140

³volnyanskiy94@gmail.com, orcid.org/ 0000-0001-7888-4393

⁴bikatarina555@gmail.com, orcid.org/0000-0003-1287-666X

DOI: 10.32347/0475-1132.40.2020.28-36

Анотація. Проведено натурний експеримент з дослідження роботи багатовиткової палі при статичному вдавлюючому та висмикуючому навантаженні в пілувато-глинистому ґрунті.

На основі проведеного натурного випробування багатовиткової палі при статичному навантаженні в пілувато-глинистому ґрунті виконано числового моделювання напружено-деформованого стану основи багатовиткової палі.

Багатовиткові палі активно використовуються по всьому світу, а також зазнали широкого розповсюдження на території України. Фундаменти з багатовиткових паль часто використовують для промислового будівництва а також фундаментів малоповерхових будівель і споруд.

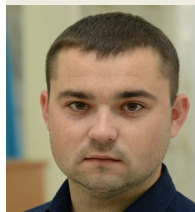
Не зважаючи на ріст попиту на використання багатовиткових паль в сучасному будівництві, не існує жодного офіційного документу з розрахунку особливостей їх конструкції та несучої здатності. Це викликає низку нових завдань перед інженерами та геотехніками: а) розробка нових сучасних методів розрахунку; б) розробка та використання сучасних нормативних документів та рекомендацій для розрахунку фундаментів з багатовиткових паль в різноманітних ґрунтових умовах; в) використання систем автоматизованого проектування для розрахунку складних геотехнічних задач; г) розробка розрахункових моделей, які будуть враховувати нелінійні моделі деформування матеріалів та ґрунтової основи. Фундаменти з багатовиткових паль є перспективним напрямком



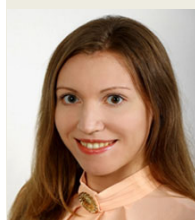
Володимир Сєдін
завідувач кафедри
інженерної геології і геотехніки
д.т.н., проф.



Владислав Ковба
доцент кафедри
інженерної геології і геотехніки
к.т.н., доц.



Юрій Волнянський
аспірант кафедри
інженерної геології і геотехніки



Катерина Бікус
доцент кафедри
інженерної геології і геотехніки
к.т.н., доц.

ком в галузі фундаментобудування за рахунок зменшення тривалості влаштування фундаменту а також його економічності. Для цього необхідна розробка нормативних документів з рекомендаціями для розрахунку та використання багатовиткових паль в галузі фундаментобудування, розробка сучасних розрахункових моделей для розрахунку несучої здатності та осідан-

ня багатовиткових паль в різних геологічних умовах.

На основі результатів проведеного натурного дослідження роботи багатовиткових паль в глинистих ґрунтах виконано числове моделювання напружено-деформованого стану основи багатовиткової палі, та порівняно їх результати.

Ключові слова. Багатовиткова паля, напружено-деформований стан, числове моделювання, пружно-пластична модель ґрунту, пилувато-глинистий ґрунт.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Сьогодні сталеві багатовиткові палі є прекрасною альтернативою традиційному бетонному фундаменту і можуть успішно конкурувати з ним за рахунок економічності та технологічності процесу їх влаштування. Багатовиткові палі активно використовуються по всьому світу, а також зазнали широкого розповсюдження на території України.

Багатовиткові палі використовуються там, де необхідна велика швидкість зведення фундаменту: при влаштуванні фундаментів ЛЕП, опорах контактної мережі залізниць, при зведенні веж мобільного зв'язку, при будівництві нафто- і газопроводів, в будівництві розбірних, тимчасових мостів і причалів, а також фундаментів малоповерхових будівель і споруд. Найбільшим попитом дана продукція користується у нафто- і газодобувних компаній, у військових і промислових будівельників, у компаній, що виконують відновлювальні роботи. Будівельні організації, що займаються зведенням житлових будинків, в цьому списку присутні, але далеко не на лідируючих позиціях [1].

Незважаючи на ріст попиту на використання багатовиткових паль у сучасному будівництві, в Україні не існує жодного офіційного нормативного документу з розрахунку особливостей їх конструкції та несучої здатності. А ті нечисленні рекомендації іноземних інженерів щодо розрахунку та особливостей роботи даного виду паль потребують значного доопрацювання.

АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Аналіз робіт вітчизняних та зарубіжних вчених [2-4] висвітлює дослідження особливостей використання та покращення характеристик несучої здатності багатовиткових паль. Переважно у публікаціях показано те, що несуча здатність пропорційно залежить від конструкції палі (кроку витків та їх розміру) ґрунтових умов, а також від дотримання технології загвинчення паль.

МЕТА РОБОТИ

Провести натурний експеримент з дослідження роботи багатовиткової палі при статичному вдавлюючому та висмикуючому навантаженні в пилувато-глинистому ґрунті. Створити числову модель та виконати числове моделювання напружено-деформованого стану основи багатовиткової палі. Порівняти результати числового моделювання та натурних випробувань.

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

Проектування фундаментів з багатовиткових паль малоповерхових будинків та споруд супроводжується їх раціональним розміщенням в межах фундаменту споруди. Цей процес вимагає чіткого уявлення про роботу багатовиткової палі в ґрунті та її несучої здатності, яка значно залежить від ґрунтових умов. На сьогоднішній день в Україні не існує сучасних норм та правил для визначення несучої здатності багатовиткових паль та проектування фундаменту з використанням паль подібної конструкції.

Тому, досить часто, несучу здатність багатовиткових паль та прогнозування їх осідання від максимального проектного навантаження можна визначити лише за допомогою їх натурних статичних випробувань. Але сьогодні не існує також і нормативної методики для натурального дослідження паль подібної конструкції.

Для експериментального дослідження осідань багатовиткової палі були проведені комплексні натурні випробування осьовим вдавлюючим та висмикуючим навантажен-

ням дослідної палі довжиною 2,0 м з діаметром стовбура 76 мм та діаметром витка 106 мм. Інженерно-геологічний розріз (рис. 1) та фізико-механічні характеристики ґрунтів (табл. 1) наведені нижче.

В геологічній будові ділянки до розвіданої глибини 6 м залягають сучасні техногенні відкладення, які представлені насипним ґрунтом, середньо-верхньочетвертинними еолово-делювіальними відкладами, які представле-

ні суглинком важким, лесовим, напівтвердим, бурого кольору, нижче залягають середньо-верхньочетвертинні алювіальні відклади, які представлені піском мілким, середньої щільності. Рівень ґрунтових вод на майданчику випробувань зафіксовано на відмітках 3,6-3,9 м, що знаходиться значно нижче глибини закладення нижніх кінців паль.

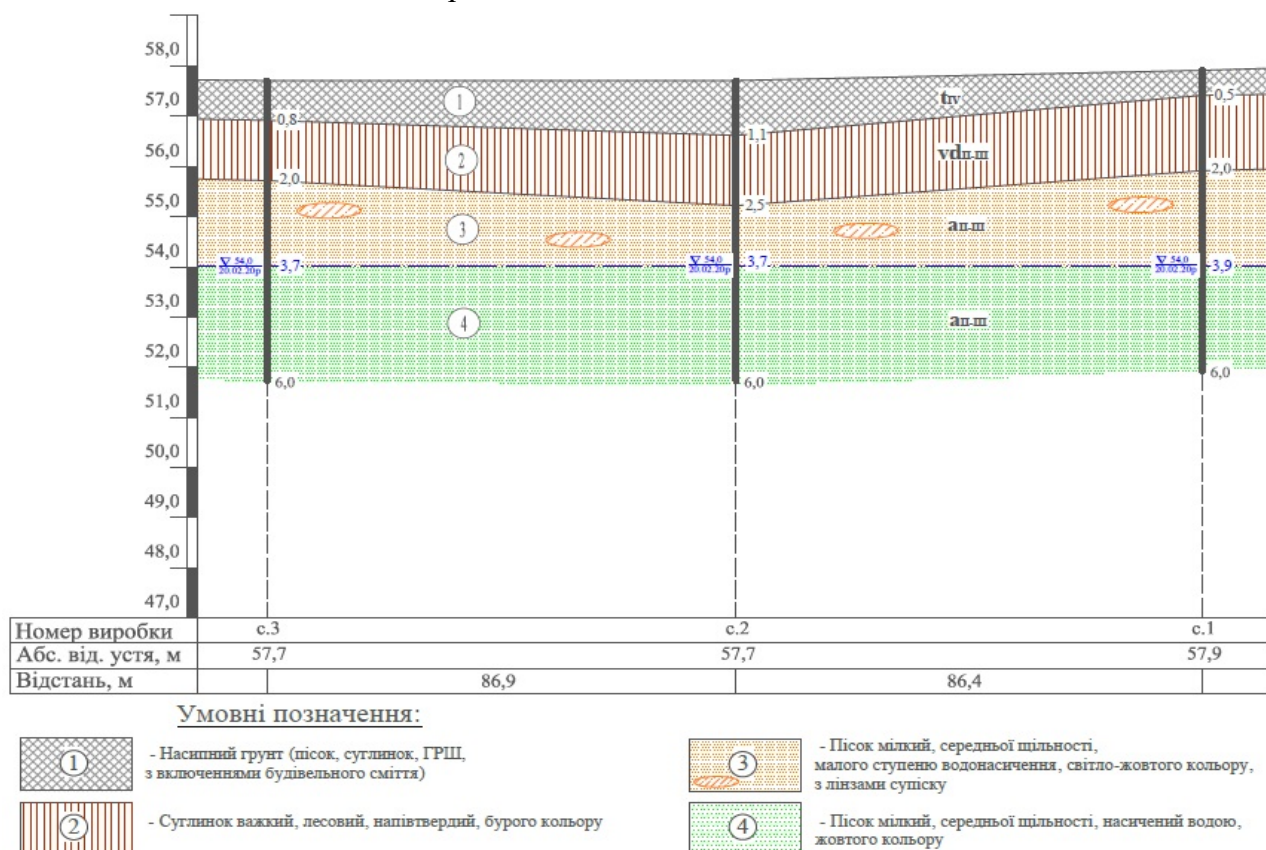


Рис. 1. Інженерно-геологічний розріз майданчика досліджень

Fig. 1. Engineering-geological section of the research site

Табл. 1. Показники фізико-механічних властивостей ґрунтів майданчика досліджень

Table 1. Indicators of physical and mechanical properties of the soils at the research site

№ ПГЕ	Щільність ґрунту, г/см ³	Природна вологість, д.о.	Коефіцієнт пористості, д.о.	Кут внутрішнього тертя, градуси	Питоме зчеплення, кПа	Модуль деформації, МПа
	ρ	W	e	φ	c	E
2	1,86	0,225	0,435	20	19	14
3	1,69	0,105	0,425	26	2	20
4	1,95	0,253	0,414	28	2	22

Палі загвинчувалися в ґрунт механічним способом за допомогою гідравлічного двигуна приєднаного до багатофункціональної техніки (рис. 2).



Рис. 2. Процес влаштування багатовиткової палі.

Fig. 2. The process of installing a multi-helix screw pile.

Навантаження на палі, які випробовувались, виконувалось поступово, без ударів, ступенями навантажень, зазначеними програмою випробування (у нашому випадку по 0,2-0,4 т для вдавлювання та по 0,15-0,3 т для висмикування) за допомогою гідравлічного домкрата ДГО-50, який встановлювався на інвентарний випробувальний стенд (рис. 3, 4).

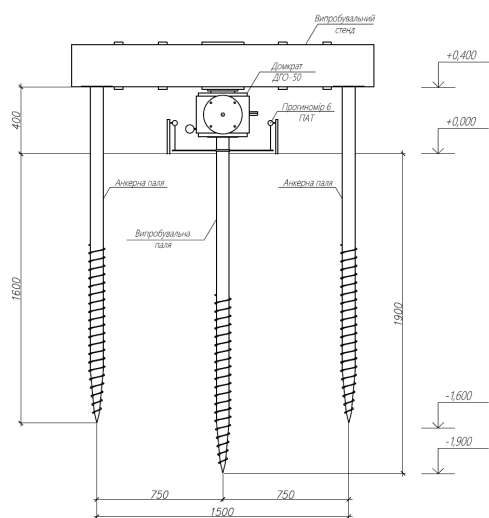


Рис. 3. Схема випробного стенду встановленого для вдавлювання.

Fig. 3. Scheme of the test bench installed for pressing.

Кожний крок навантаження випробуваних палей контролювався за допомогою манометру. Після прикладання кожної ступені навантаження фіксуються значення переміщень. Така реєстрація проводилась з інтервалом 30 хвилин до встановлення умовної стабілізації деформації (затухання переміщення). Осідання палі при випробуванні фіксувалося двома прогиномірами типу 6 ПАТ, встановленими на реперних пристроях, з точністю 0,01 м.

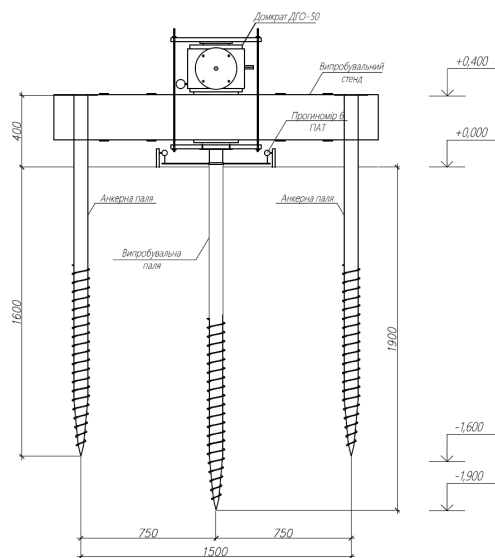


Рис. 4. Схема випробного стенду встановленого для висмикування.

Fig. 4. Scheme of the test bench installed for pulling out.

На дослідному майданчику було проведено два випробування багатовиткових палей: одне з яких на статичне вдавлювання, на статичне висмикування дослідної палі. Результати випробувань, згідно із даними звіту випробування ґрунту статичним вдавлюючим навантаженням на палі на дослідному майданчику, було отримано наступні результати: осідання дослідної палі від максимального осьового статичного вдавлюючого навантаження $P=20,58 \text{ кН}$ склало $S=0,48 \text{ мм}$, на попередній ступені навантаження $P=19,61 \text{ кН}$ склало $S=0,35 \text{ мм}$ (рис. 5), деформація дослідної палі від максимального осьового статичного висмикуючого навантаження $P=14,7 \text{ кН}$ склало $S=1,5 \text{ мм}$, на попередній ступені навантаження $P=13,23 \text{ кН}$ склало $S=1,2 \text{ мм}$ (рис. 6).

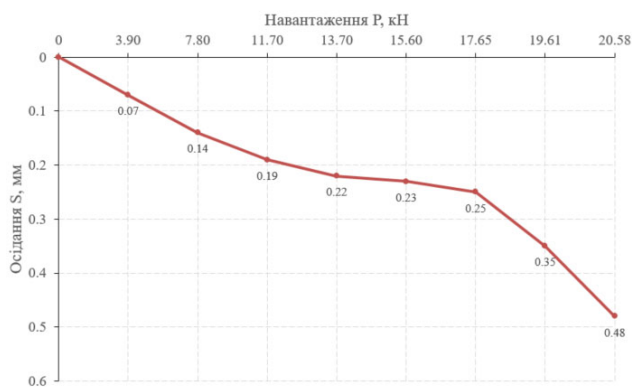


Рис. 5. Графік залежності осідання дослідної багатовиткової палі від статичного вдавлюючого навантаження.

Fig. 5. Chart of the dependence of the settling of the experimental multi-helix screw pile on the static compressive load.

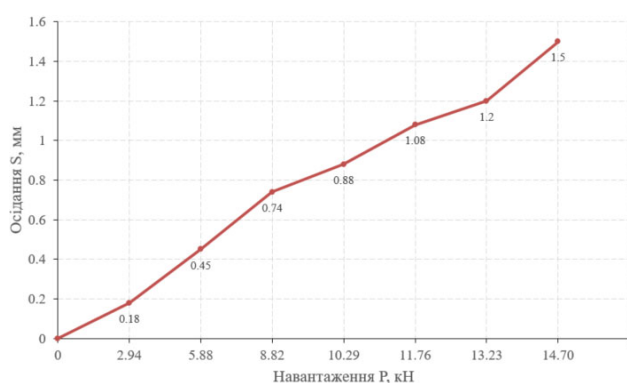


Рис. 6. Графік залежності осідання дослідної багатовиткової палі від статичного висмикуючого навантаження.

Fig. 6. Chart of the dependence of the settling of the experimental multi-helix screw pile on the static pull out load

Числове розв'язання поставленої задачі вирішувалось з використанням МСЕ у ПК Plaxis 3D, у нелінійній постановці, із застосуванням пружно-пластичної моделі роботи зі зміцненням ґрунту (Hardening Soil Model) [5]. У розрахункову область було включено масив ґрунту, складений з чотирьох ІГЕ, дослідна багатовиткова паля довжиною 2,0 м і навантаження, що відповідало поетапному навантаженню натурної палі.

Процес випробування моделювався поетапно. ПК Plaxis 3D враховує поетапність зведення конструкції, що дозволяє точно моделювати різні режими навантаження [6]. Показники фізико-механічних влас-

тивостей ґрунтів дослідного майданчику з адаптованими для використання під час розрахунку пружно-пластичної моделі зі зміцненням ґрунту приведені в табл. 3.

Моделювання виконувалося у наступній послідовності:

- створення геометричної схеми моделі ґрунту;
- створення геометричної схеми моделі багатовиткової палі;
- поетапне навантаження багатовиткової палі.

Під час моделювання поставленої задачі, була приділена увага моделюванню геометричної схеми багатовиткової палі. Багатовиткова паля моделювалась за допомогою стержневих та пластинчастих елементів (рис. 7). Характеристики та властивості палі приведені в табл. 2.

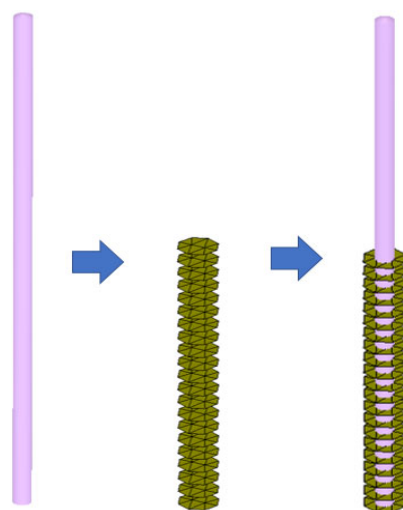


Рис. 7. Модель багатогвинтової палі, створеної в Plaxis 3D

Fig. 7. Model of a multi-helix screw pile created in a Plaxis 3D

Табл. 2. Характеристики та властивості матеріалу палі

Table 2. Characteristics and properties of pile material

Параметр	Позначення	Палі	Од. вим.
Діаметр	d	0,076	м
Об'ємна вага	γ	78,5	кН/м ³
Тип поведінки	Type	Лінійне, ізотропне	—
Модуль Юнга	E1	$2,1 \cdot 10^7$	кН/м ²
Коефіцієнт Пуассона	ν	0,2	—

Табл. 3. Показники фізико-механічних властивостей ґрунтів які використовувались для моделювання в ПК Plaxis 3D

Table 3. Indicators of physical and mechanical properties of the soils used for modeling in Plaxis 3D

Найменування ґрунту		ПЕ-1	ПЕ-2	ПЕ-3
Потужність шару, м.	h	0,9-1,1	1,5-1,4	6
Питома вага водонасиченого ґрунту	γ_{sat} , кН/м ³	18,6	16,9	19,5
Питома вага ґрунту	γ_{unsat} , кН/м ³	15,2	15,3	15,6
Питоме зчеплення	Cref	19	2	2
Кут внутрішнього тертя	ϕ	20	26	28
Модуль деформації	E, Мпа	14	20	22
Січний модуль стандартного тривісного дренального випробування	E50, кН/м ²	14	20	22
Дотичний модуль первинної компресії	Eoed, кН/м ²	14	20	22
Модуль розвантаження	Eur, кН/м ²	42	60	66
Показник степеневі залежності жорсткості від рівня напруженості	m	0,59	0,5	0,5
Ефективний кут дилатації	ψ	0	0	0

Поетапне навантаження багатовиткової палі моделювалося шляхом збільшення прикладеного зосередженого навантаження до верхньої частини палі згідно з поетапним навантаженням натурної палі. Розрахунок проводився до прикладання максимального проектного навантаження $P=20,58$ кН при вдавлюванні палі та $P=14,7$ кН при її висмикуванні.

Розрахунок проведений у ПК Plaxis 3D показав, що осідання дослідної багатовиткової палі від максимального осьового статичного вдавлюючого навантаження $P=20,58$ кН склало $S=0,468$ мм, на попередній ступені навантаження $P=19,61$ кН склало $S=0,364$ мм (рис. 8).

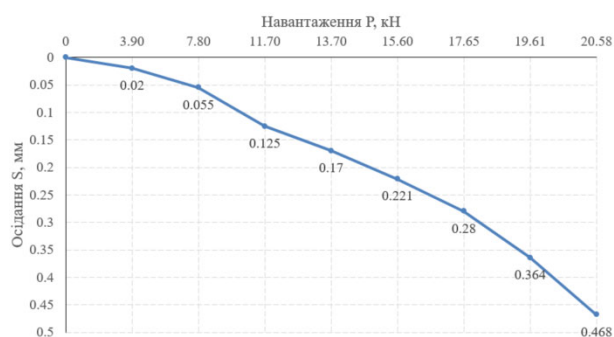


Рис. 8. Графік залежності осідання змодельованої дослідної багатовиткової палі від статичного вдавлюючого навантаження.

Fig. 8. Chart of the dependence of the settling of the simulated experimental multi-helix screw pile on the static compressive load.

Деформація дослідної багатовиткової палі від максимального осьового статичного висмикуючого навантаження $P=14,7$ кН склала $S=1,53$ мм, на попередній ступені навантаження $P=13,23$ кН склала $S=1,16$ мм (рис. 9).

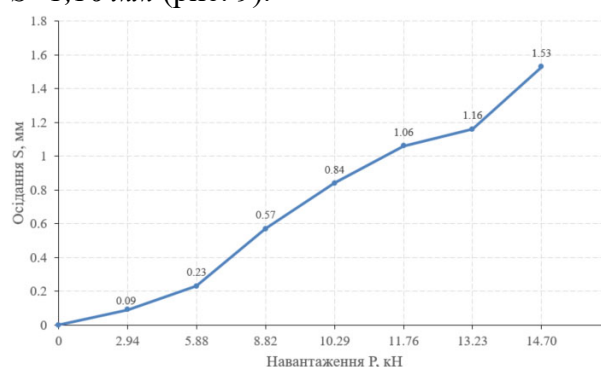


Рис. 9. Графік залежності осідання змодельованої дослідної багатовиткової палі від статичного висмикуючого навантаження

Fig. 9. Chart of the dependence of the settling of the simulated experimental multi-helix screw pile on the static pull out load.

Коректність числового моделювання оцінювалась шляхом співставлення результатів з даними натурних випробувань [7], на рис. 10, 11 представлено їх графічне порівняння. Основними для оцінювання розрахунку є навантаження P і осідання S. З аналізу графіку (рис. 10) видно, що при максимальному статичному вдавлюючому навантаженні $P=20,58$ кН результати моде-

лювання та натурних статичних випробувань демонструють задовільну збіжність, різниця осідань при навантаженні 0,468 мм і 0,48 мм (при натурних випробуваннях) не перевищує 3 %.

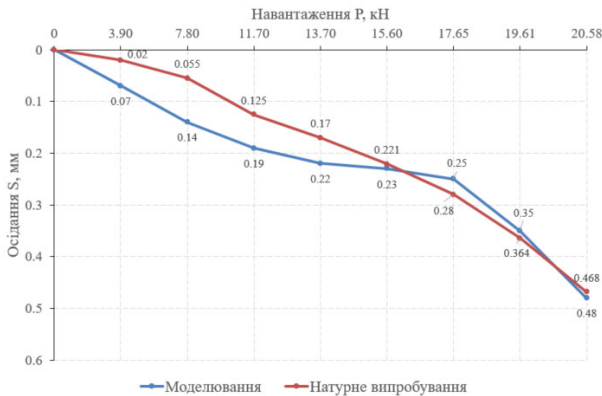


Рис. 10. Графік залежності осідання змодельованої дослідної багатовиткової палі від статичного вдавлюючого навантаження.

Fig. 10. Chart of the dependence of the settling of the simulated experimental multi-helix screw pile on the static compressive load.

З аналізу графіку (рис. 11) видно, що при статичному висмикуючому навантаженні $P=20,58$ кН результати моделювання та натурних статичних випробувань демонструють задовільну збіжність, різниця осідань при навантаженні 1,53 мм і 1,5 мм (при натурних випробуваннях) не перевищує 2%.

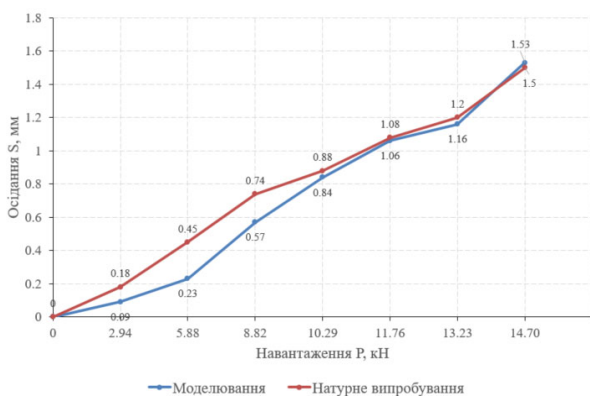


Рис. 11. Графік залежності осідання змодельованої дослідної багатовиткової палі від статичного висмикуючого навантаження.

Fig. 11. Chart of the dependence of the settling of the simulated experimental multi-helix screw pile on the static pull out load.

З аналізу графіків (рис. 10, 11) можна зробити висновок, що проведене числове моделювання та порівняння його результатів з результатами натурального дослідження демонструє задовільну збіжність, що свідчить про адекватно підібрані параметри пружно-пластичної моделі зі зміцненням ґрунту в ПК Plaxis. Це дозволяє використовувати створену числову модель для подальших розрахунків багатовиткових паль з метою оцінки деформації основи та несучої здатності багатовиткових паль.

ВИСНОВКИ ТА РЕКОМЕНДАЦІЇ

Проведений натурний експеримент з дослідження роботи багатовиткової палі при статичному навантаженні в пілувато-глинистому ґрунті дозволяє зробити крок для створення нормативної методики випробування сталевих багатовиткових паль та актуалізації нормативної бази України відповідно.

Числове моделювання роботи багатовиткової палі демонструє допустиму збіжність з даними натурального випробування (до 3%), що дозволяє ідентифікувати параметри пружно-пластичної ґрунтової моделі для подальшого моделювання багатовиткових паль в ПК Plaxis 3D для потреб проектування фундаментів з багатовиткових паль.

Використання створеної числової моделі для оцінки деформацій основи і несучої здатності паль в конкретних інженерно-геологічних умовах доцільне для попереднього вибору технології влаштування паль на етапі проектування. Це дозволить зберегти кошти, необхідні для вибору в першому наближенні різних типів паль влаштованих за різними технологіями, на одному будівельному майданчику до їх натурних випробувань.

ЛІТЕРАТУРА

1. Волнянський Ю. Перспективи використання фундаментів з гвинтових багатовиткових паль в будівництві / В.Л. Сєдін, Ю.Ю. Волнянський, Д.О. Макогонова // Ма-

теріали першої науково-практичної конференції студентів ДВНЗ ПДАБА (Дніпро, ДВНЗ ПДАБА, 28 травня 2019 р.) : Матеріали. – Дніпро : ДВНЗ ПДАБА, 2019. – С. 45.

2. Карпушин, С.О. Гвинтові фундаментні палі / С.О. Карпушин, А.Ю. Невдаха // Наукові записки : зб. наук. пр. - Кіровоград : КНТУ, 2010. - Вип. 10, ч. 3. - С. 191-194.
3. Носков И.В. Многолопастные винтовые сваи для строительства инженерных сооружений предприятий пищевой промышленности / И.В. Носков, В.Г. Казанцев, М.А. Осипова, В. К. Козлова, Г.С. Меренцова // Ползуновский Вестник № 4-4. Барнаул: АГТУ им. И.И. Ползунова, 2013. С. 258-262.
4. Knappett, L. Optimizing the compressive behavior of screw piles in sand formarinere new able energy application / L. Knappett, M.J. Brown, A.J. Brennan, L. Hamilton // Proceedings of DFI/EFFC 11th international conference on piling and deep foundations. – 2014.
5. Сєдін В.Л. Моделювання НДС основи бурін'єкційної палі не з'єднаної з ростверком, при повторних статичних навантаженнях / Сєдін В.Л., Бікус К.М., Ковба В.В., Волнянський Ю.Ю. // Будівельні конструкції. Вип. 83 : Механіка ґрунтів, геотехніка та фундаментобудування : міжвід. наук. –техн. зб. наук. р. / ДП «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій». – Київ, 2016. –Кн. 2. – С. 236-243.
6. Руководство пользователя PLAXIS 3D Foundation. Версия 2: пер. с англ. / R.B.J. Brinkgreve, W.M. Swolf [и др.]. – Санкт-Петербург: НИП-Информатика, 2007
7. M. Hesahm El Naggar Effects of installation disturbance on behavior of multi-helix piles in structured clays / M. Hesahm El Naggar, F. Bagheri // DFI Journal The Journal of the Deep Foundations Institute – USA, 2015. – № 9 (2). – С. 81-91.
8. A. Sprince. Helical pile behaviour analysis in different soils / A. Sprince., L. Pakrastins // Scientific Journal of Riga Technical University Construction Science – Latvia, 2009. – №10 (10). – С. 121-130.
9. Soltani-Jigheh, H. Load Transfer Mechanism of Screw Piles in Sandy Soils / Soltani-Jigheh, H., Zahedi, P.// Indian Geotechnical Journal – India, 2020. . – № 50 (2).

REFERENCES

1. V.L. Syedin, Yu.Yu. Volnianskyi, D.O. Makohonova (2019). Perspektyvy vykorystannya fundamentiv z hvyntovykh bahatovytkovykh pal' v budivnytstvi [Prospects for the use of foundations from screw multi-helix screw piles in construction]. Materialy pershoyi naukovopraktychnoyi konferentsiyi studentiv DVNZ PDABA Materialy. – Dnipro : DVNZ PDABA, 45. (in Ukrainian).
2. Karpushyn S.O., Nevda A.Yu. (2010). Hvyntovi fundamentni pali [Screw foundation piles]. *Naukovi zapysky: zb. nauk. pr. - Kirovohrad: KNTU, 10, 3, 191-194.* (in Ukrainian).
3. Noskov I.V., Kazantsev V.G., Osipova M.A., Kozlova V.K., Merentsova G.S. (2013). Mnogolopastnyye vintovyye svai dlya stroitel'stva inzhenernykh sooruzheniy predpriyatiy pishchevoy promyshlennosti [Multi-blade screw piles for the construction of engineering structures for food industry enterprises]. *Polzunovskiy Vestnik № 4-4.* Barnaul: AGTU im. I.I. Polzunova, 258-262 (in Russian).
4. Knappett L., Brown M.J., Brennan A.J., Hamilton L. (2014). Optimizing the compressive behavior of screw piles in sand formarinere new able energy application. Proceedings of DFI/EFFC 11th international conference on piling and deep foundations.
5. Syedin V.L., Bikus K.M., Kovba V.V., Volnianskyi Yu.Yu. (2016). Modelyuvannya NDS osnovy bu-roin'yektsiynoyi pali ne z'yednanoyi z rostverkom, pry povtornykh statychnykh navantazhennyakh [Modeling of SSS of the base of a borehole injection pile not connected to a grid, at repeated static loadings]. *Budivel'ni konstruktsiyi. Vyp. 83: Mekhanika gruntiv, heotekhnika ta fundamentobuduvannya: mizhvid. nauk. tekhn. zb. nauk. r. DP «Derzhavnyy naukovodoslidnyy instytut budivel'nykh konstruktsiy».* Kyiv, 2, 236-243. (in Ukrainian).
6. Swolf W.M. [i dr.]. (2007). Rukovodstvo pol'zovatelya PLAXIS 3D Foundation [PLAXIS 3D Foundation User Guide]. Versiya 2 : per. s angl. / R.B.J. Brinkgreve, – Sankt-Peterburg: NIP-Informatika. (in Russian).
7. M. Hesahm El Naggar, F. Bagheri. (2015). Effects of installation disturbance on behavior of multi-helix piles in structured clays. *DFI*

Journal The Journal of the Deep Foundations Institute . USA, 9 (2), 81-91

8. A. Sprince., L. Pakrastins. (2009). Helical pile behaviour analysis in different soils. Scientific Journal of Riga Technical University Construction Science. Latvia, №10 (10), 121-131.
9. Soltani-Jigheh, H., Zahedi, P. (2020). Load Transfer Mechanism of Screw Piles in Sandy Soils. Indian Geotechnical Journal. India, 50 (2).

Numerical simulation of the stress strain state of base of the multi-helix screw pile under static loading in clay soil

*Volodymyr Sedin,
Vladyslav Kovba,
Yurii Volnianskyi,
Kateryna Bikus*

Summary. A full-scale experiment was conducted to study the operation of a multi-helix screw pile under static pressing and pulling load in dusty clay soil.

Based on the full-scale test of a multi-helix screw pile under static loading in dusty clay soil, numerical modeling of the stress-strain state of the base of the multi-helix screw pile was performed.

Multi-helix screw piles are actively used all over the world, and have also become widespread in Ukraine. Foundations made of multi-helix screw piles are often used for industrial construction as well as the foundations of low-rise buildings and structures.

Despite the growing demand for the use of multi-helix screw piles in modern construction, there is no official document calculating the features of their design and bearing capacity of a multi-helix screw pile. This poses a number of new tasks for engineers and geotechnical: a) development of new modern calculation methods; b) development and use of modern normative documents and recommendations for the calculation of foundations from multi-helix screw piles in various soil conditions; c) use of computer-aided design systems for calculation of complex geotechnical tasks; d) development of calculation models that will take into account nonlinear models of deformation of materials and soil base. Foundations made of multi-helix screw piles are a promising direction in the field of foundation construction due to the reduction of the duration of the foundation and its economic. This

requires the development of regulations with recommendations for the calculation and use of multi-helix screw piles in the field of foundation construction, development of modern calculation models for the calculation of bearing capacity and settling of multi-helix screw piles in different geological conditions.

Based on the results of the field study of the work of multi-helix screw piles in clay soils, numerical modeling of the stress-strain state of the base of the multi-turn pile was performed, and their results were compared.

Key words. Multi-helix screw pile, stress-strain state, numerical simulation, elastic-plastic models for soils, dusty clay soil.

Stress distribution in column-plate foundations of Monument of Christ The King erected in Świebodzin

Jakub Marcinowski¹, Volodymyr O. Sakharov²

Institute of Civil Engineering, University of Zielona Gora,
1, Szafrana str., 65-516 Zielona Gora, Poland,

¹ j.marcinowski@ib.uz.zgora.pl, orcid.org / 0000-0001-6834-0843

² v.sakharov@ib.uz.zgora.pl, orcid.org / 0000-0002-9381-3283

DOI: 10.32347/0475-1132.40.2020.37-47

Abstract. The paper presents results of numerical simulations of the stress distribution and deformations within of foundations of huge monument of Christ The King erected in Świebodzin (Poland) in 2010. It is 3 meters taller than the better known statue of Christ the Redeemer in Rio de Janeiro, standing at 30.1 meters tall without its pedestal.

Foundations were built as a system of reinforced concrete columns and slabs which can be classified as a spatial column-slab system. Actual mechanical parameters of the substrate and of the artificial mound made of field stones, sand, gravel and clay were adopted in calculations. The numerical simulations of structural members of foundation and determination of the stress distribution are presented in the article. Monument itself was not included into the model. Instead of it the rigid cantilever was introduced to which resultant forces were applied. Three different stages were distinguished: the initial state after foundation and mound accomplishment, the initial state plus the dead load and the initial state plus the dead load and the wind load. It was assumed that the wind load was taken into account in a quasi-static formulation by applying the equivalent horizontal force and the torque. Stresses and displacements for these three stages were determined by Finite Element Method using Simulia ABAQUS system. It was disclosed what was a contribution of particular parts of foundations in sustaining loads in considered load cases. The state of exertion of structural members of foundations and the soil itself was assessed.

It was showed that the column-slab foundations and soils of the mound play important role in taking loads of the statue, spreading them and safe



Jakub Marcinowski
Professor
Doctor of Science, PhD, Eng.



Volodymyr Sakharov
Doctor of Science, PhD, Eng.
Professor of University
Head of Department of Structural
Mechanics

transferring to the undisturbed level of natural soils. According to the numerical simulations results the columns of foundation take as much as 64% of the vertical load (in the most unfavourable load conditions). At the same time soils of the mound take through the side surface of piles about 20 % of the vertical load.

Keywords: Christ The King, foundations, column-slab system, monument, artificial mound, numerical simulations.

INTRODUCTION

The statue of Jesus Christ the King of the Universe was erected in Świebodzin, small town in western part of Poland (see fig. 1) on the 6th of November 2010. The construction took six years and now takes its place as the Largest Statue of Jesus Christ according to the Guinness Book of World Records, [1]. It is 3 meters taller than the better known statue of Christ the Redeemer in Rio de Janeiro, standing at 30.1 meters tall without its pedestal. The figure is 33 meters high (plus 2 m the gilded crown) and it weighs 260 tons [2]. The head alone is 4.5 m tall and weighs about 3 tons. The crown is 3.5 metres in diameter and nearly 2 m in height and is gilded. The distance between the ends of the fingers is 26.1 meters. The statue was built on a 11.5 meter heap of stones and soil and along with this mound, it reaches 47.5 meters overall.

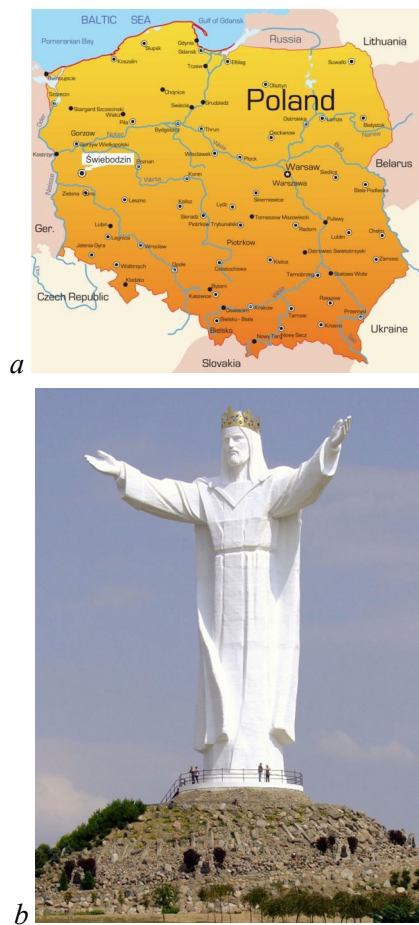


Fig.1. Monument of Christ the King:
a) location of the Świebodzin town,
b) general view of the statue

The project was conceived and led by S. Zawadzki, a retired Polish priest. The sculpture design was primarily produced by M. K. Patecki. The small (2.5 m high) figure made of plaster was scanned and this scan was the source geometry used in the design. Lower segments of the statue were made of shotcrete and upper were fabricated from glass fibre reinforced polymer. The whole statue was reinforced by steel, internal spatial truss (see fig. 2a). The external wall of the monument was connected with this internal truss by steel bars. Arms were reinforced by the additional, steel spatial truss.

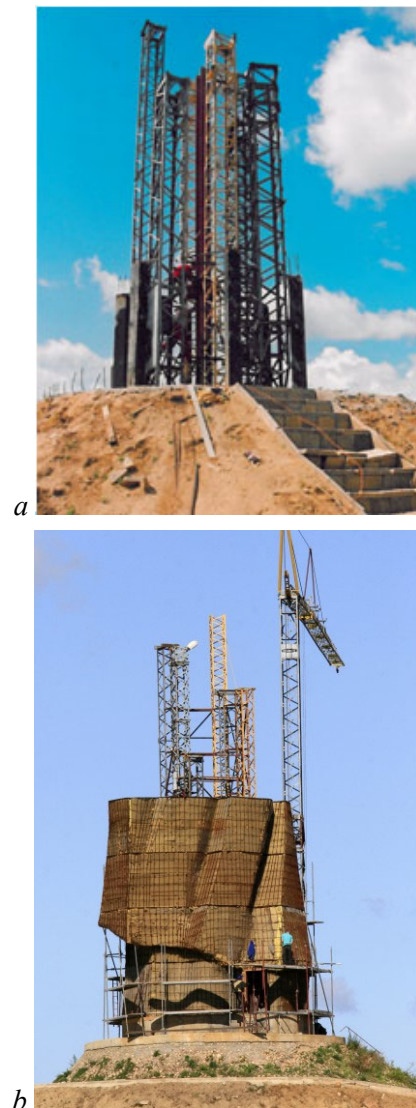


Fig.2. Statue of Christ the King during the erection: a) internal spatial truss, b) initial wall segments before shotcreting

The figure itself were analysed earlier (comp. [3-6]) and is out of the scope of this paper. The structural solution of foundations is not exceptional. The similar column-slab foundations were considered in [7].

In this paper the numerical simulations of structural members of foundation are presented and determination of the stress distribution beneath the statue's base was the main objective of this work.

FOUNDATION SOLUTION OF THE STATUE

The first structural element of foundations

was placed 14 m below the feet of the figure of the Christ the King. It was the rectangular concrete plate of thickness 0.4 m and 6.3 m side length. Foundation plate base is located one meter below the surface of the natural relief, buried at 0.5 m into the bearing layer 1. On this plate six precast concrete columns were erected at vertices of the hexagon inscribed in a circle of diameter of 5.2 m. Columns were 10 m long. After their erection the mound/heap was created from filled up soil which was a mixture of sand and clay, field-stones and smaller or greater pieces of building materials. The filled up soil was compacted (however resulting soil density is not known).

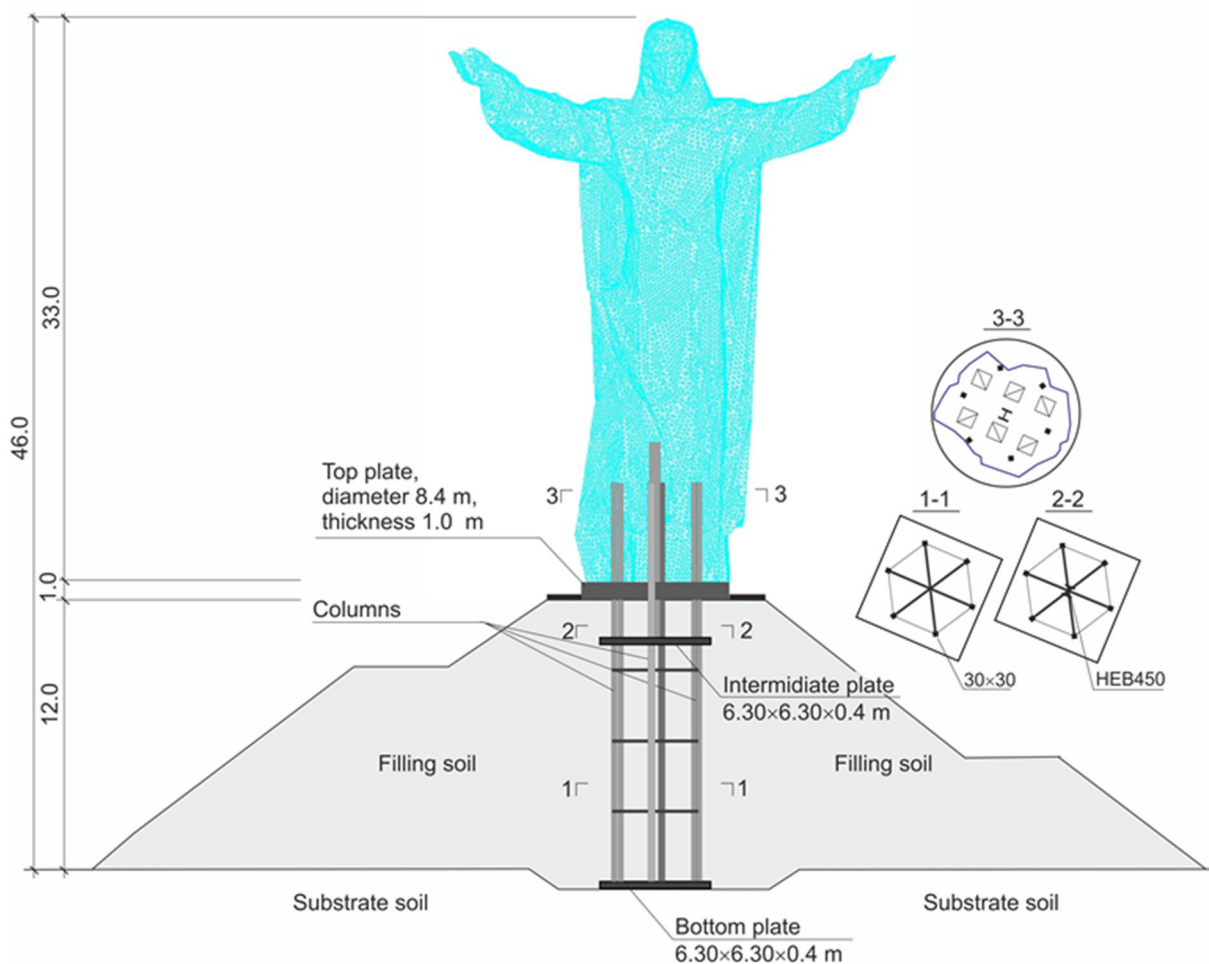


Fig.3. Schematic view of the foundation construction

At the level of 10 m from bottom all columns were connected by the other reinforced concrete plate (see Fig. 3). On this plate six Other columns of 6 m long were erected as a

continuation of their counterparts located below. These columns were interconnected by steel bars of CHS section. On the level of footing the main concrete plate of 8.6 m diameter

and 1.0 m thickness was casted. Fig. 4 presents the lower part of foundations. Fig. 5 shows the top plate, reinforced concrete columns emerging from it and steel trusses being the part of inner, spatial structure.

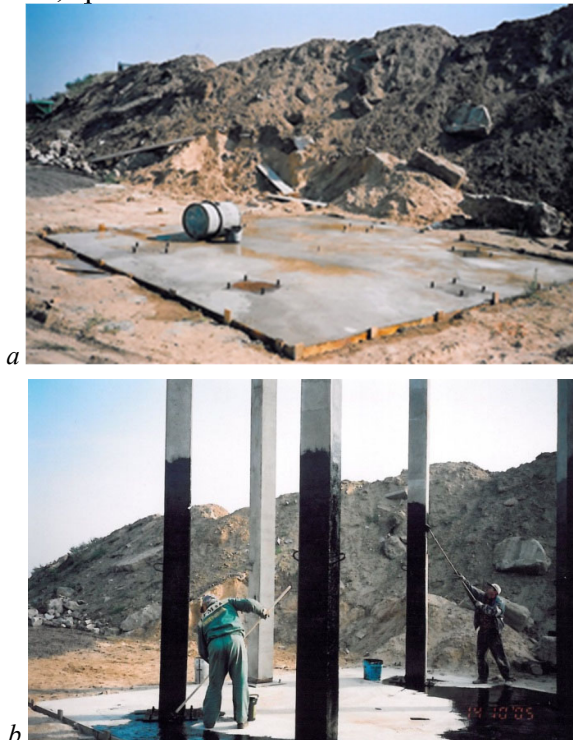


Fig.4. Lower part of foundations: a) bottom plate, b) lower segments of columns



Fig.5. The top plate after concrete casting

The total height of the mound was 12m with a slope of 1:2.

To ensure the contact of foundation structures with the soil of the mound, injector pipes were installed as part of the upper plate structure. When necessary (and as part of maintenance) those pipes are used to inject water-

sand mixture in order to fill any voids formed as a result of mound settlement, erosion or other processes. This guarantees a constant contact of the foundation with the artificial base, ensuring that foundation can adopt and transfer the load from the structure of the monument to the ground base under both static and dynamic loads.

GEOLOGICAL SITUATION (PROFILE)

The ground soil conditions have been recognized to a depth of 12 m. In terms of geomorphology, the area where Statue is located, is the object of the Lagow Lake District.

Quaternary sediments formed in two fractions: glacial, sandy clay and glaciated clay - mainly sands. The geological profile was presented at (Fig. 6)

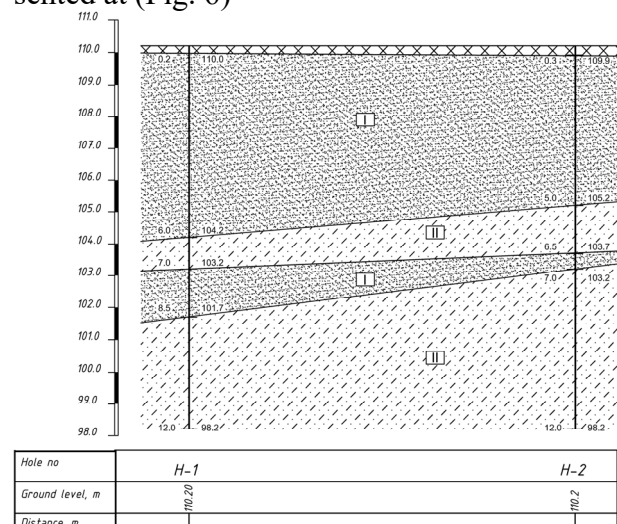


Fig.6. The geological profile

Directly, below the surface, there is a soil layer of 0.2-0.3 m. Then, two geotechnical layers were recognized: medium squeak layer (No. I) with gravel admixtures or sanded clay. These sands are in a medium-compacted condition, with a density of $I_D=0.6$ (saturation $W=14\%$, density $\rho=1.85 \text{ t/m}^3$, internal friction angle $\varphi=34^\circ$, eodometer compressibility modulus $M_0=113 \text{ MPa}$, secant modulus of elasticity $E=95 \text{ MPa}$); a layer of silty sands (No. II) is in the hard plastic state, with an $I_L=0.1$ plasticity (saturation $W=12\%$, density $\rho=2.2 \text{ t/m}^3$, internal friction angle $\varphi=20^\circ$, eodometer com-

compressibility modulus $M_0=47$ MPa, secant modulus of elasticity $E=36$ MPa).

In the examined area, the occurrence of groundwater has not been found.

FINITE ELEMENT MODEL

To assess stress-strain state of load carrying (bearing) components of the statue foundations, the numerical model of the structure interaction with soil substrate was created. To this end the Simulia ABAQUS system was used.

The finite element model was composed of the soil substrate adopted according to the geological profile, the mound piled with a bulk soil, plates and columns creating the load carrying structure of the Statue (see Fig. 7). Model also assumed round foundation slabs. The total range the soil substrate incorporated into the model was chosen after taking into account preliminary numerical simulations [2]. In order to analyse various load combinations, finite element model contained both symmetrical parts. The statue itself was removed from the numerical model but all forces coming from the statue due to its weigh and the equivalent wind action were applied to the upper constructions.

The values of material parameters used in simulation are given in table 1.

Table 1. Material parameters

Material	E, MPa	ν	ρ , t/m ³
Soil (1)	95	0.3	1.85
Soil (2)	36	0.4	2.2
Mound (3)	40	0.3	2.0
Concrete	30 000	0.2	2.5
Steel	200 000	0.28	7.85

All structural elements were modelled using spatial FEs (C3D8I) with enhanced convergence. All structural elements, soil, mound were fully conjugated at the nodes. Interaction of the construction elements with the soil was also modelled at the nodes. The density of the

FE grid was selected based on the preliminary calculations.

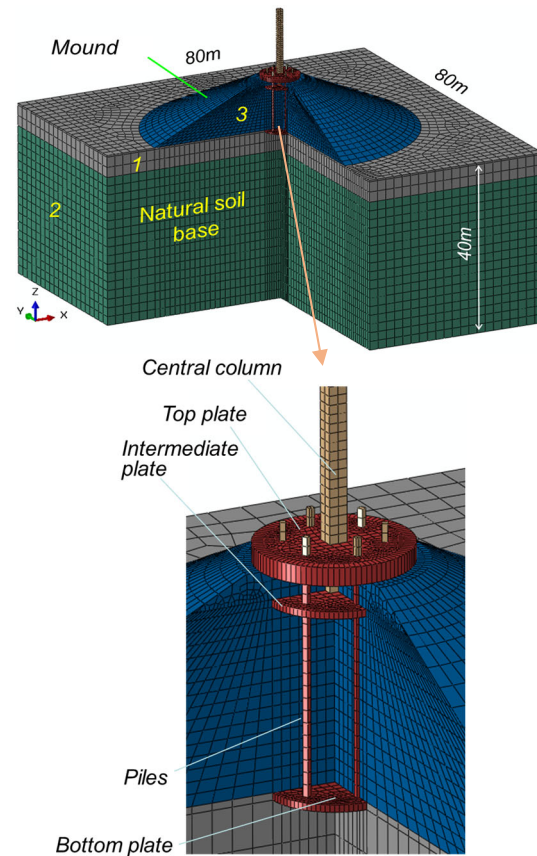


Fig.7. Finite element model of the bearing part of the monument

In order to reduce influence of the boundary conditions, the size of the soil segment was set at $80\text{ m} \times 80\text{ m}$ with 40 m depth. According to the geological profile, two layers were used: the carrier (bearing) layer - a medium density sand with 5.2 m thickness and a sandy loam. Preliminary studies have shown that the load on the substrate is predominantly evenly transferred, and additional stresses at the base of the structure decrease rapidly. Taking into account the low deformation of the sand and the considerable thickness used for the model, the layer 2 was extended to the cover remaining thickness of the massif.

LOADING AND MODELLING STAGES.

To take into account the evolution of the stress-strain state of the elements of the "foundation-building-construction" system, the sim-

ulation was carried out in sequential, deliberately defined stages.

In the first stage erection of the mound was modelled and it was assumed that all structural members of foundations and namely piles/columns, bottom, intermediate and upper plates were assembled earlier. Construction of the statue and the hill took quite a long time. This allows to assume that rheological processes caused by the redistribution of the stressed-deformed state due to the weight of the foundation structures and the mound have ended. Thus, obtained state of stresses and deformations was adopted as the initial one.

In the next stage of calculations the influence of the whole structure was taken into account. The dead load (F_v) of the whole statue was applied at the projection of the gravity centre (fig 8).

The wind load was accounted for in the subsequent stage. Within the framework of this study, it was assumed that the wind load was taken into account in a quasi-static formulation by applying the equivalent horizontal force (F_h) and the torque. In actual conditions, the wind load in predominantly operates in the opposite direction from the eccentricity of the centre of gravity of the monument. To estimate the most unfavourable influence from the wind, the horizontal load F_h was applied in the direction of the eccentricity. The values of forces were: $F_v=2505$ kN, $F_h=750$ kN.

In order to justify the model of the ground environment, preliminary studies of soil behaviour were carried out. To achieve this, simulation was carried out using the non-associated law of the Mohr-Coloumb criterion. It should be noted that the criterion of plasticity and deformation (including dilatancy angle) substantially affect the convergence of the solution. Given that for the mound there is no available information on the actual state of the soil, unambiguous acceptance of the criteria for it is extremely difficult. However, the results showed that under conditions of achieved equilibrium (which corresponds to real conditions), plastic deformations do not arise in the primary mass of the soil. At different stages, local supercritical state zones appear either on

the edges of the plates (Fig. 9) or near the surface of the slope. This behaviour can be explained by the distorted geometry of the FE and a small average stress in the soil, which results in a low threshold of plastic deformations. Solving problems with such effects requires more precise finite element mesh and a smaller load steps when applying nonlinear solution algorithms. Both of those will significantly increase calculation time.

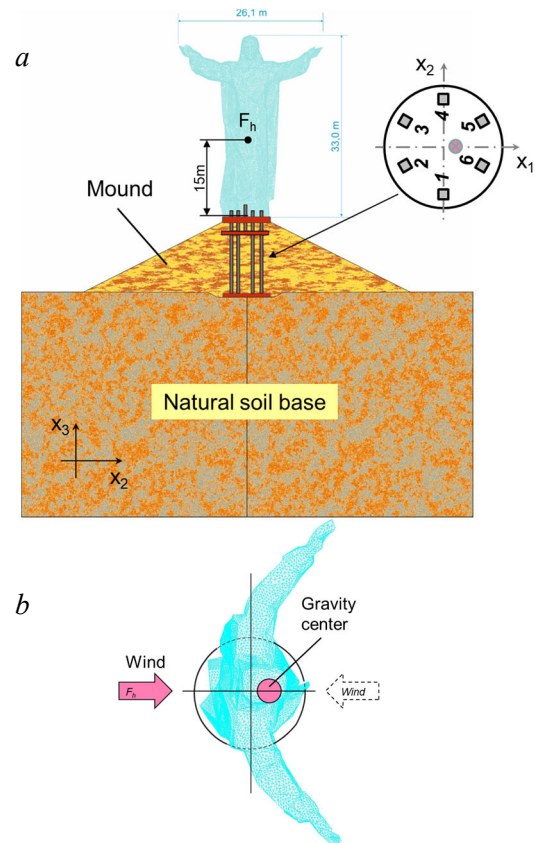


Fig. 8. Loading scheme: location of horizontal force F_h , b – wind direction and gravity centre (F_v location)

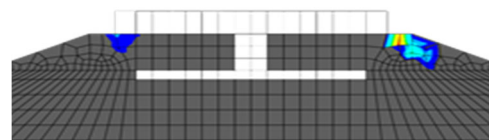


Fig. 9. Plastic zone distribution after F_h loading

However, the analysis has revealed that additional loads from the monument lead to a small additional load of the base, which will be discussed in detail in the next section. FE in the plastic state were all located in the separate local zones and did not influence the overall

picture of the interaction of the structure with the base.

Taking into account the insignificance of the manifested postcritical behaviour and the lack of reliable information on soil parameters (in particular for the mound), remaining analyses have adopted models consistent with the linear theory of elasticity.

CALCULATIONS RESULTS

Initial Stage.

At the initial stage, the stress state in soils and foundations was determined during the erection of the mound. Piles connected to the lower plate to further stability were further strengthened by spatial bars, forming a spatial frame. Then, the stiffnesses of the middle and upper plates were added. During construction, the soil of the mound was compacted. The middle and upper monolithic reinforced concrete slabs were made directly on the soil of the mound. Therefore, the load induced by the weight of the slabs, because of the low stiffness (before concrete is set) is transferred mainly to the soil and practically does not participate in the loading of the piles. In the simulation, this was taken into account by adopting reduced elastic moduli, with the subsequent restoration of the material properties at subsequent stages. Such approach allowed to take into account the formation of a stressed state in the mound and the soil base.

Simulation has shown that loading from the mound led to the formation of an area of increased compression stresses above the lower plate and on the contour under the plate with stresses in the range 0.18-0.20 MPa (Fig. 10). In this case, due to the uniform loading around the slab with soil, the shear stresses in this zone are insignificant (about 12 kPa). The level of compressive stresses in the zone of the middle plate was about 40 kPa.

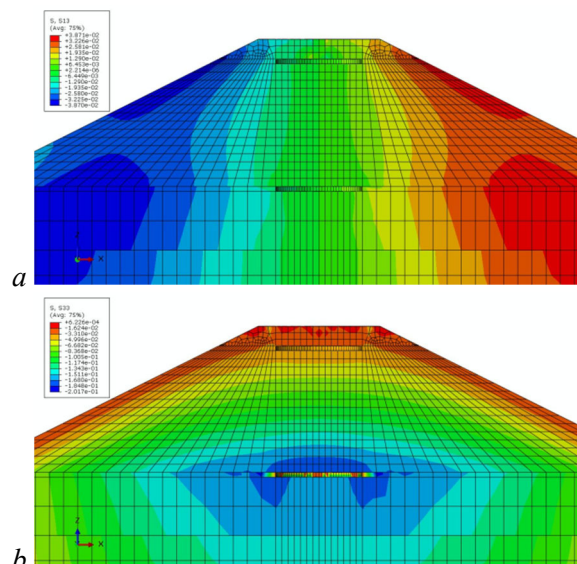


Fig. 10. Initial state of the self-weight of the mound [MPa]: a - Normal stresses in z-direction, b - Tangential stresses

Statue construction weight - induced load.

The soil of the mound plays a critical role in the distribution and transfer of the load to the bedrock. The load from the statue is transferred through the structure of the slabs and the lateral surface of the piles to the surrounding soil of the mound. This allows the load to be distributed over a larger area and reduces the intensity of the stresses transferred to the bedrock grounds. The middle and upper plates are joined together by piles and a central column, forming a rigid spatial framework. Such design increases overall stability of the structure, but leads to a reduction of the load on the soil between the plates.

Applying vertical load F_v in the eccentric fashion resulted in the non-uniform deformation of the soil (Fig. 11). In the zones of the middle and upper plates, the maximum compressive stresses has increased to about 80 kPa while on the opposite side of the plates stress was close to zero (Fig. 11, b). The maximum difference in the upper slab settlements did not exceed 2.2 mm.

The uneven load affected the loading taken by piles. Analysis of the force distribution along the piles showed that the greatest forces occurred in the area between the middle and upper slabs (Fig. 12). The maximum

forces reached values of about 400 kN (No 5, 6) from the eccentricity side. On the opposite side (No 2, 3) forces were smaller by 30%.

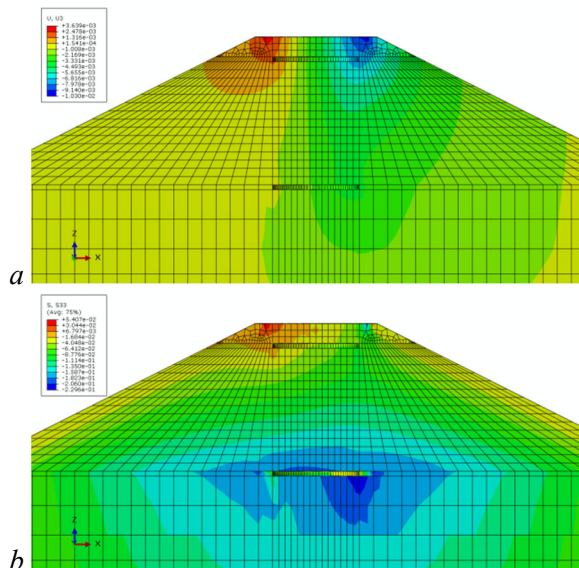


Fig. 11. Vertical displacement [m] (a) and vertical stresses [MPa] (b) in the soil mound due to the dead load of Statue (F_v)

It should be noted that the forces at the middle plate were higher than at the pile heads. In the zone between the middle and lower plates, the rigidity of the foundation was reduced. This allowed the soil of the mound to take a greater part in the redistribution of the load from the foundation. As it is seen in the chart (Fig. 12, a), underneath the middle plate, the forces in the most loaded piles are reduced by 10% to a value of 370 kN while forces in less loaded piles are increased by 20% to 150 kN. About 36% of the load was transmitted through the upper and middle plates. The lateral surface of the piles interacting with the soil of the mound has transferred part of the load to the soil and it results in a fall in axial forces in the piles with increasing depth (Fig. 12, a). As a result, lower plate has taken at most 45% of the load from the monument while more than half of the weight-induced load was transferred to the bedrock through the mound. In the zone below the lower plate, the stresses increased by 10%, which has not resulted in any significant changes in the over-

all behaviour of the foundation-base system as a whole.

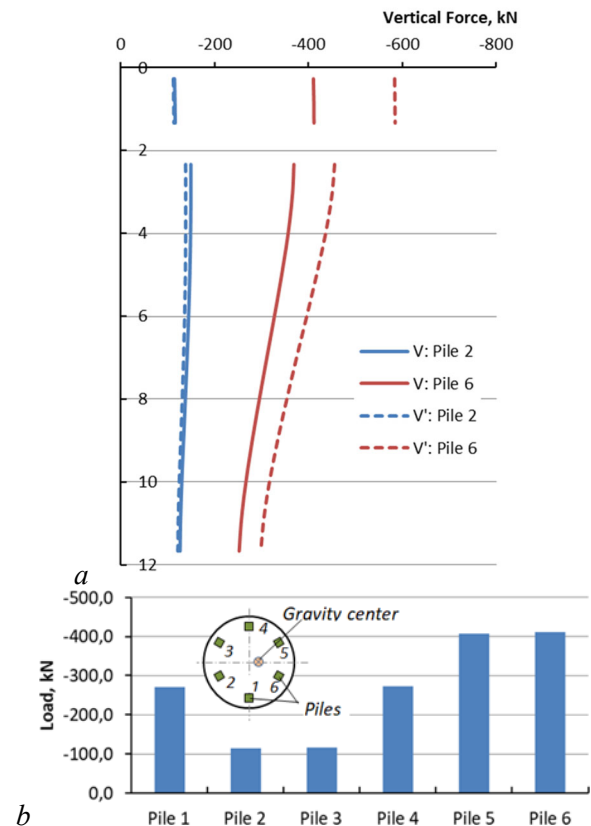


Fig. 12. Distribution of vertical forces in piles: a – along the piles, b – in the piles head

The soil in the zone of the top foundation slab can be prone to erosion, which would lead to either appearance of weak soils or cavities under the slab. To assess this behaviour, a simulation of the foundation work was performed under condition of a loose contact of the soil with the upper plate. For this purpose, the hardness of the soil layer under the upper slab was assumed equal to 5 MPa (conditionally strongly compressible soil).

The inability of the load transfers through the upper plate sole resulted in the redistribution of forces in the foundation. According to the simulation, the load transferred through the piles in the zone of the upper and middle slabs has increased from 64% to 80% (Fig. 12, a). The remaining load was transferred directly through the central column to the middle slab. It should be noted that the changes (increases) of forces in piles were mainly appeared from

the side of the eccentricity. The maximum compression force increased by 30% and reached 600 kN. In less loaded piles, the forces remained practically unchanged.

To effectively use the mound, the load must be transferred from the top. The absence of dense soil (in the compressed state) between the upper and middle plates did not allow effective use of the surrounding soil at this level. The load transfer through piles and columns to the middle plate led to a higher stress intensity under the sole. However, the total transmitted load through the slab to the ground decreased by 15% and amounted to about 20% of the load of the statue's own weight. The loading of the lower plate also grows slightly. However due to the pile skin resistance, only about 50% of the total load was transferred to the soil through the pile toe - preventing significant changes in the interaction of the structure with soil.

Thus, the presence of a middle slab in the upper part allows to transfer from 20 to 35% of the vertical load of the statue to the top of the mound. The loose connection between the upper slab and the mound soil results in the increased forces on the pile section between the middle and upper slabs, but does not significantly change the overall system interaction.

Wind-induced horizontal load.

The statue is located in an open area, so it is subject to considerable wind load. Due to a high altitude, this leads to the appearance of the moment M with value around 11250 kNm on the foundation level. Winds mostly act from the front of the statue. However, in order to assess the most unfavourable conditions, the direction of the wind load was reversed and taken in accordance with the eccentricity of the vertical load (Fig. 8).

Horizontal component of the load led to an increase in the role of the foundation up to 6 times. The maximum difference in the sediments of the upper plate was about 13 mm. There were also tensile stress zones underneath the foundation slabs. Due to the high rigidity of the foundations, the soil between the upper and middle plates practically did not

participate in the load distribution. This has evoked vertical compressive stresses to be present under less than 50% of the upper plate surface, with their level reaching 17 kPa (Fig. 13, a). In the middle slab due to stretching of the soil, the effective area of the sole decreased by about 30%. Due to the piles being joined at the bottom, soil deformation between the plates was significantly constrained and did not allow to apply substantial load to the soil in the compression zone in the upper part of the mound. The level of vertical compression stresses under the middle plate was about 70 to 90 kPa. Thus, the bulk of the load was transferred to the piles and the lower plate. Also, zones with concentration of shear stresses were also recorded with values of about 60-80 kPa (Fig. 13, b), which could lead to plastic deformations. However, taking into account that at this stage the main load is transferred through the piles, the appearance of plastic deformations will not lead to significant changes in the foundation behaviour.

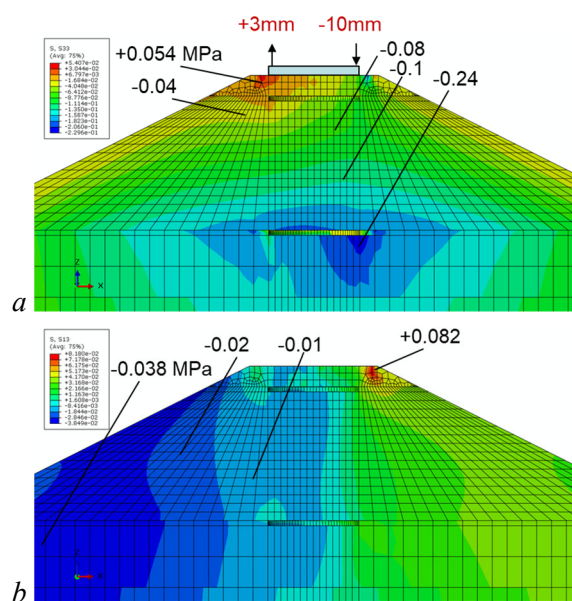


Fig. 13. Distribution of stress [MPa] state of the mound due to vertical and horizontal load of Statue ($F_v + F_h$): a – normal stress σ_{33} with vertical displacement of foundation, b – shear stresses σ_{13}

Decrease in soil work in the upper zone of the mound has significantly influenced the growth of forces in piles. The action of the

moment led to the appearance of stretches in the piles on one side and a more than two-fold increase in the compressive forces within the opposite side. The maximum compression forces were about 1130 kN, and the tensile forces were about 600 kN, located on the section between the upper and middle plates (Fig. 14). Below the middle "plate" the values of axial forces has decreased by 18% and 30%, respectively. The horizontal load also led to an increase in the transfer of load to the mound soil through the lateral surface of the piles. This has allowed to distribute the load more evenly throughout the volume of the mound and to reduce the load of the lower plate by piles by an average of about 10%. It is assumed that the mound soil is compacted and have complete contact with the surface of the piles.

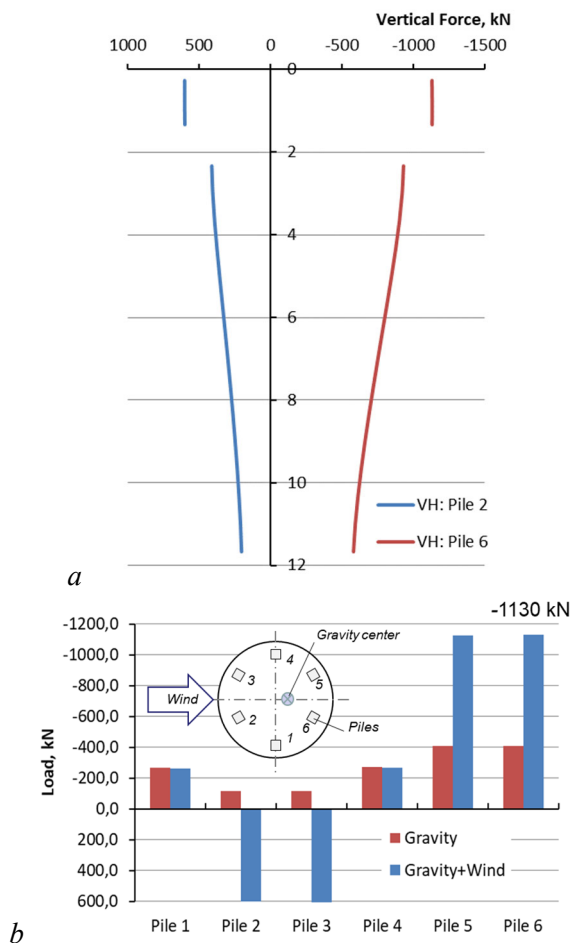


Fig.14. Distribution of vertical forces in piles due to vertical and horizontal load ($F_v + F_h$)

Uneven load transfers near the soles of the piles led to unloading of the slab on one side and an increase in vertical compressive stresses (by about 20%) from the opposite side (Fig. 13, a). The stress values have varied between 0.19 MPa and 0.24 MPa (normal stress) with a shear stress level of up to 40 kPa. Plastic deformations typically do not appear in this state. However even when present they would be highly localized and will not change overall foundation behaviour.

It should be noted that the behaviour of the statue foundation largely depends on the state of the mound and the degree of compaction of its grounds during the construction. The main load is taken by piles. Particular attention should be given to the area between the upper and middle slabs, where the stress level may change periodically depending on the wind load.

CONCLUSIONS

Based on the results of the performed research, we have reached the following conclusions.

1. In the analysed case of piles-plates foundations, soils of the mound play important role in taking loads of the statue, spreading them and safely transferring to the undisturbed level of natural soils.

2. The intermediate and upper plates make the spatial rigidity of the foundations and ensure a transfer of the load to the soil base.

3. The wind load causes a slight inclination of the foundation, but also increases the pile-soil interaction with the side surface and allows distributing the load more evenly.

4. It follows from the results of numerical simulations that piles/columns take as much as 64 % of the whole vertical load. At the same time soils of the mound take through the side surface of piles nearly 20 % of the whole vertical load.

REFERENCES

1. Tallest Jesus statue - Christ the King Monument sets world record. World Record Academy.com
2. Marcinowski J. (2011). Short story of a huge undertaking (in Polish), Published by University of Zielona Góra.
3. Grosel J., Sawicki W., Marcinowski J., Wójcicki Z. (2015). Monument of Christ the King - OMA study. In: 6th International Operational Modal Analysis Conference - IOMAC'15. Gijón, Hiszpania, pp. 1-7.
http://iomac.eu/iomac/2015/pdf/212_Paper_Grosel.pdf
4. Grosel J., Sawicki W., Marcinowski J., Wójcicki Z. (2017). OMA Post-renovation study of the Christ the King monument preparation for wind-load analysis. In: 7th International Operational Modal Analysis Conference - IOMAC 2017. Ingolstadt, Niemcy, 2017.- Aachen : Shaker Verlag, 2017.- Messtechnik und Sensorik, pp. 150-153.
5. Grosel J., Marcinowski J., Sakharov V. (2019). Numerical modelling of the structure-foundation system on the basis of vibrations measurements. Challenges in Geotechnical Engineering – CGE 2019. Zielona Góra, Polska Zielona Góra, p 16.
6. Grosel J., Sawicki W., Wójcicki Z., Marcinowski J., Sakharov V. (2019). OMA as a tool for nonlinearity detection. 8th International Operational Modal Analysis Conference - IOMAC'19. Copenhagen, Dania Amsterdam: Elsevier, 2019, pp. 63-70
7. Shen S.L., Chai J.C., Miura N. (2001). Stress Distribution in Composite Ground of Column-Slab System Under Road Pavement, in: Computational Mechanics–New Frontiers for the New Millennium, S. Valliappan and N. Khalili, editors, pp. 485–490.

Вплив жорсткості несучих конструкцій будинку зі збірного залізобетону на напружено-деформований стан фундаментів із буроін'єкційних паль

Віктор Носенко¹, Олег Кривенко²

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

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

²krivenko.olegus@gmail.com, orcid.org/0000-0002-1999-2770

DOI: 10.32347/0475-1132.40.2020.48-57

Анотація. На даний час на території України широкого розповсюдження набула тенденція зведення багатоповерхових житлових будинків. Це виникає через ряд наступних причин: значне здорожчання землі у містах, щільну міську забудову та наявності відповідного обладнання для зведення таких конструкцій. Одним із найрозповсюджених матеріалів для багатоповерхових будинків є монолітний залізобетон. Головна перевага монолітних конструкцій – це можливість вільного просторового планування та можливість рівномірного перерозподілу зусиль у елементах каркасу – будинок працює як одна жорстка суцільна конструкція. З іншого боку такі конструкції потребують тривалого часу будівництва та відповідного висококваліфікованого контролю монолітних робіт. Тому у якості альтернативи з метою пришвидшення темпів будівництва застосовують конструкції із збірного залізобетону.

У даній роботі досліджено вплив жорсткості будинку зі збірного залізобетону на напружено-деформований стан фундаментів із буроін'єкційних паль. Проаналізовано напружено-деформований стан збірної залізобетонної крупнопанельної будівлі з двома варіантами підвального поверху: збірний або монолітний.

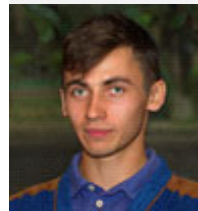
У роботі в якості методу дослідження використано числове моделювання взаємодії елементів системи: ґрунтова основа – фундамент – надземна конструкція.

Було встановлено, що заміна у панельному будинку лише одного підвального поверху із збірного залізобетону на монолітний впливає на перерозподіл зусиль, так самонесуча стіна довантажується в 2,6 разів, а найбільш навантажена стіна, на яку спираються з обох боків



Віктор Носенко

к.т.н., доцент кафедри геотехніки



Олег Кривенко

асистент кафедри
геотехніки

плити перекриття, розвантажується до 2,1 разів.

Виявлено, що при варіанті із підвальним поверхом із збірного залізобетону розбіжність зусиль в оголовках паль (під несучими стінами) може відрізнятись в 1,98 рази, а при монолітному в 1,17 разів. Тобто при монолітному фундаменті перерозподіл зусиль між палями є більш рівномірним.

Встановлено, що монолітний залізобетонний підвальний поверх, у порівнянні із збірним, зменшує нерівномірне осідання фундаменту в 2,4 рази.

При проектуванні крупнопанельних будинків доцільно підвальний поверх передбачати монолітним – це дозволить завантажити фундаментні конструкції більш рівномірно, що в свою чергу зменшить відносні деформації будинків та їх вартість.

Ключові слова. Буроін'єкційна паля, збірна залізобетонна панель, монолітна залізобетонна конструкція, перерозподіл зусиль, жорсткість будинку.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

При проектуванні будівель інженери намагаються досягти якомога менших відносних осідань фундаментів споруд, бо вони вносять вагомий внесок впливу на додаткові зусилля, що виникають у конструкціях. Відносні осідання можливо зменшити шляхом досягнення рівномірного перерозподілу зусиль під вертикальними несучими елементами будівлі. Це в свою чергу досягається корегуванням просторової жорсткості будівлі.

Вище вказане доволі простіше реалізувати в монолітному залізобетоні, де всі елементи являють собою єдину конструкцію. У випадку із збірним залізобетоном, де елементи конструкцій з'єднуються між собою розчином та закладними деталями, складніше досягти рівномірного розподілу зусиль в плані та по вертикалі (так як наприклад є самонесучі панелі, а є панелі на котрі опираються плити перекриття).

Тому пошук обґрунтованих конструктивних рішень по збільшенню просторової жорсткості (а отже і по зменшенню відносних осідань) для багатоповерхових панельних будинків є актуальним.

АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Питаннями роботи елементів збірного залізобетону займався Доброхлоп М.І., Хохлін Д.О. [3]. Також були використані попередні дослідження Бойка І.П., Кривенко О.А. [4] Носенка В.С. [5] у яких розкриваються питання впливу технології влаштування паль та жорсткості будівель на напружено-деформований стан системи «основа – фундамент – надземна конструкція».

МЕТА РОБОТИ

Дослідити вплив жорсткості підвального поверху житлового будинку із збірного залізобетону на напружено-деформований стан його фундаментів на основі числового моделювання системи «основа – фундамент – надземна конструкція».

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

У даній статті розглянуто три 16-ти поверхові житлові секції з підземним паркінгом. Надземна частина запроектована із збірного залізобетону. Підземний поверх будемо розглядати далі у статті у двох варіантах: як із збірного так і з монолітного залізобетону. Фундаменти секцій розділені між собою деформаційними швами і представляють собою ростверки ($h=1\text{м}$) під несучими стінами. Пальове поле представлено із буроін'єкційних паль (CFA piles) діаметром 620мм і довжиною 14,5м. За результатами натурних статичних випробувань розрахункове навантаження на палю складає 250тс. На рис. 1 наведено скінчено-елементну модель житлового будинку: секція 1, 2 та 3.

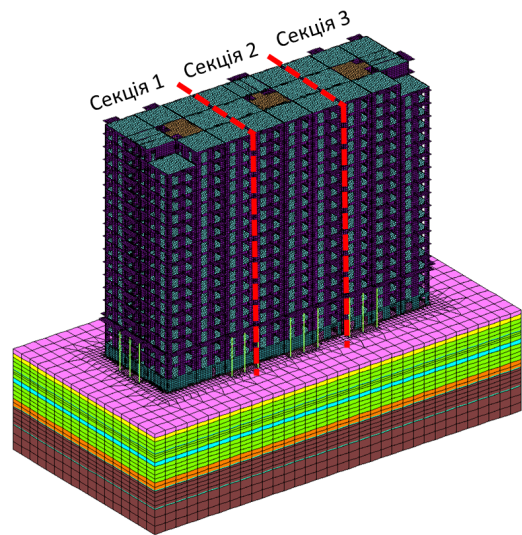


Рис.1. Скінчено-елементна модель
Fig.1. Finite element model

Ґрунтовий масив у плані на периферії має сітку розбиття $3 \times 3\text{м}$, яка поступово наближаючись до фундаментів секцій зменшується до $0.5 \times 0.5\text{м}$. Ґрунтовий масив має форму паралелепіпеда з розмірами у плані $51,9 \times 100,7\text{м}$ і висотою $24,5\text{м}$. Ґрунтові умови будівельного майданчика представлені у таблиці 1 та на рис. 2.

При проектуванні даної будівлі із збірних залізобетонних панелей розглядалися 2 варіанти підвального поверху:

1. Стіни підвалу та перекриття над підвалом із збірних залізобетонних елементів.

2. Стіни підвалу та перекриття над підвалом із монолітного залізобетону.

Надалі будемо аналізувати напружено-деформований стан тільки секції № 1, так як для секцій № 2 та № 3 спостерігається аналогічна ситуація.

Розглянемо «1» варіант. У даному варіанті стіни підвалу та плита перекриття збірні і представлені на рис. 3 (орієнтація плит показано штриховою лінією).

Табл. 1. Фізико-механічні характеристики
Table 1. Physico-mechanical characteristics

№ ПЕ	Вид ґрунту	ρ , г/см ³	ϕ , град.	c , кПа	E , МПа
2б	супісок пластичний	1.93	23	29	21
3б	пісок пілуватий, серед. щільності	1.74	32	2	24
3в	пісок пілуватий, щільний	1.89	34	4	30
5б	суглинок тугопластичний	1.96	10	53	20
6	глина напівтверда	1.99	11	128	60

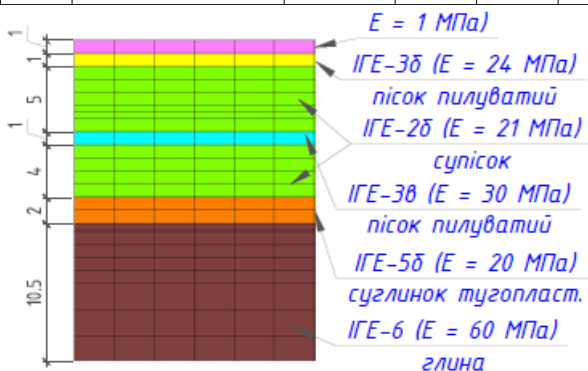


Рис.2. Ґрунтові умови.

Fig.2. Soil conditions.

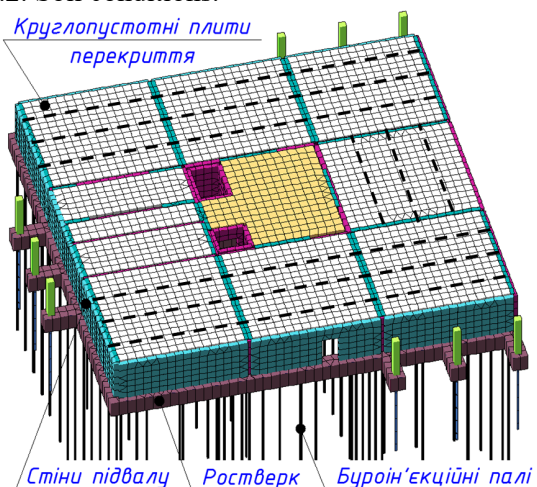


Рис.3. Підвальний поверх із збірного залізобетону (секція 1).

Fig.3. Basement floor made of precast reinforced concrete (section 1).

Зусилля які приходили у підвальні збірні залізобетонні панелі (стіни) передавались від вище розташованих конструкцій будівлі які також збірні. У подальшому аналіз навантажень проводився у трьох характерних панелях 1, 2 та 3 (рис.4). Таке рішення було аргументовано тим що ці три панелі відображають всі три можливі варіанти навантажень. Тобто:

1. Стіна 1: навантаження приходить від самої панелі та від плит перекриття що спираються на консоль панелі лише з однієї сторони;

2. Стіна 2: самонесуча панель, тобто плити перекриття на неї не спираються;

3. Стіна 3: навантаження приходить від самої панелі та від плит перекриття що спираються на консолі панелі з двох сторін.

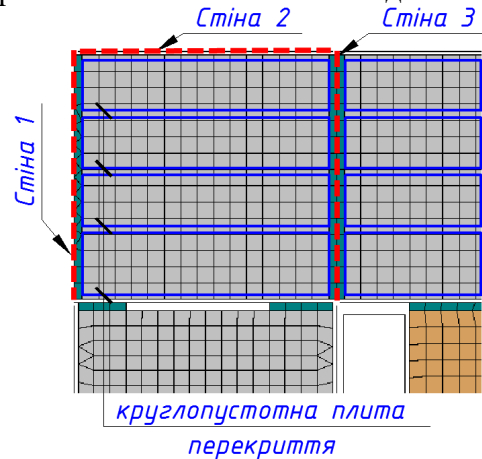


Рис.4. Схема розташування стін 1, 2, 3 та орієнтація круглопустотних плит перекриття.

Fig.4. The layout of the walls 1, 2, 3 and orientation of circular hollow floor slabs.

Необхідно зазначити, що стіни підвалу при моделюванні розшиті між собою. Вигляд стінової панелі підвалу 1 разом з відмітками «верх» та «низ» зображено на рис. 5. Стіни під номерами 2 та 3 мають аналогічний вигляд.

Нижче зображено навантаження які приходять на підвальні стіни у двох горизонтальних перерізах:

1. Верх стін 1, 2, 3;
2. Низ стін 1, 2, 3.

Як ми бачимо стіна 1 мала навантаження 794 т і довантажилась у рівні нижнього перерізу до 877т (рис. 6). Стіна 2 відповідно 336т та 358т, стіна 3 - 1459т і 1591т.

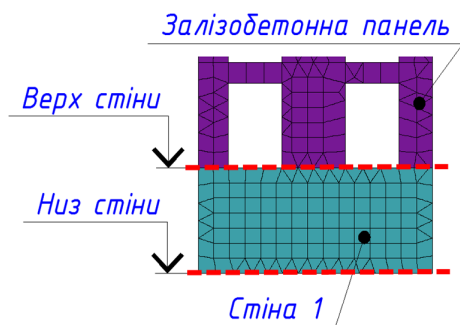


Рис.5. Вигляд стінової панелі 1 (стіни 2 та 3 мають аналогічний вигляд).

Fig.5. View of wall panel 1 (walls 2 and 3 have a similar appearance).

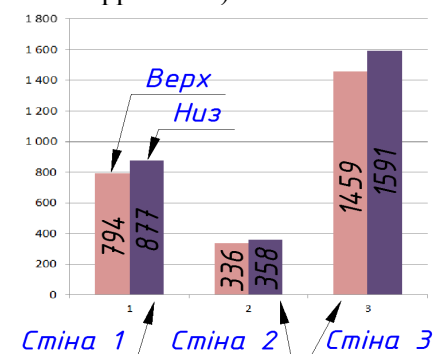


Рис.6. Навантаження на стіни 1, 2, 3 (т).

Fig.6. The load on walls 1, 2, 3 (10kN).

Якщо у відсотковому відношенні то стіна 1 довантажилась на 10%, стіна 2 на 7%, а стіна 3 на 9%.

Тепер перейдемо до аналізу зусиль у палях (максимальне навантаження на палю 250тс). Навантаження на палі будемо аналізувати в тих палях що розміщенні відповідно під стінами 1, 2, 3 (рис. 7). Під стіною 1 розміщені наступні номери паль: 1, 2, 3, 4, 5. Під стіною 2 відповідно: 6, 7, 8. Під стіною 3: 9, 10, 11, 12, 13.

Навантаження на палі під номерами 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 13 відображено графічно на рис. 8.

Видно, що стіна 2 (самонесуча) найменше навантажена, а стіна 3 найбільше так як на неї спираються з двох боків плити перекриття.

Відносне максимальне осідання рост-верка секції №1 склало -57мм у місці примикання секцій 1 та 3 до секції 2. Осідання центральної частини секції складає в середньому -25мм (дивись рис. 9).

На рис. 10 зображено відносні осідання оголовків паль пі стінами 1, 2 та 3.

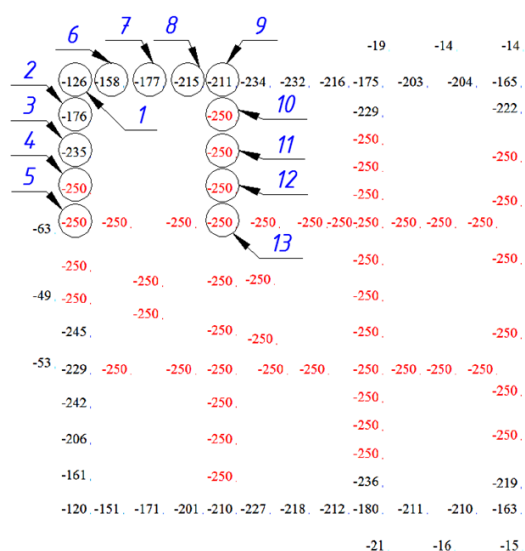


Рис.7. Зусилля в оголовках паль секції 1 (т).

Fig.7. Efforts in pile of section 1 (10kN).

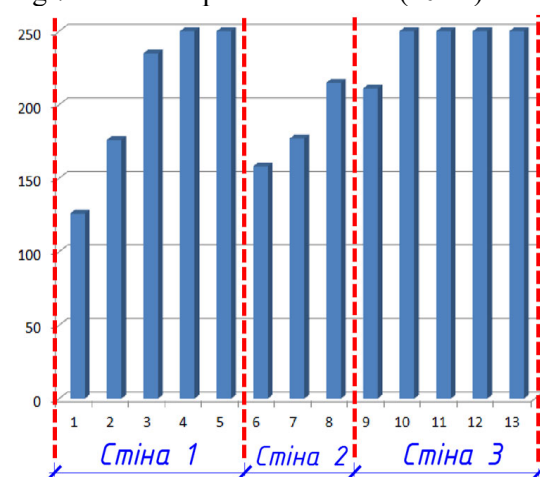


Рис.8. Зусилля в оголовках паль під стінами 1, 2 та 3 (т).

Fig.8. Efforts in pile under walls 1, 2 and 3 (10kN).

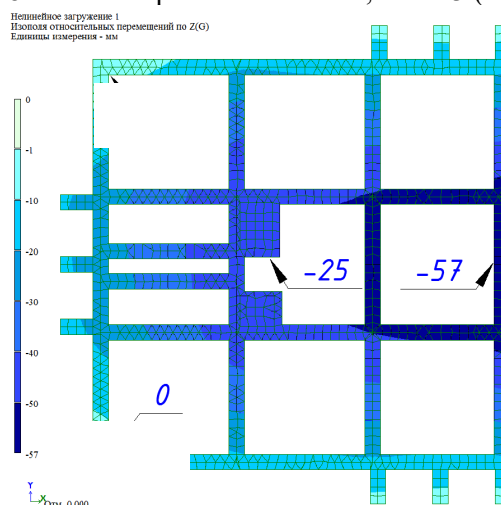


Рис.9. Відносне осідання ростверка під секцією 1 (мм).

Fig.9. Relative raft settlement under section 1 (mm).

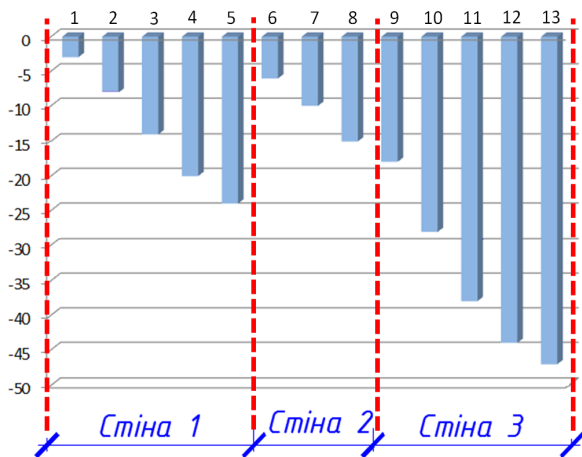


Рис.10. Відносне осідання (мм) оголовків паль під стінами 1, 2 та 3 (секція № 1).

Fig.10. Relative settlement (mm) of pile under walls 1, 2 and 3 (section № 1).

Отже можемо зробити такий висновок, що ті зусилля котрі приходять у підвальні збірні залізобетонні стіни переходять пропорційно на палі котрі розташовані під цими стінами, тобто якщо на стіну 2 прийшло навантаження найменше (із трьох варіантів стін 1, 2, 3), то і палі під цією стіною будуть найменше навантаженими. А якщо найбільше навантаження прийшло на стіну 3 то і палі під нею відповідно будуть найбільше навантаженими.

Тепер давайте розглянемо «2» варіант. У цьому варіанті стіни підвалу та плита перекриття монолітні (рис. 11).

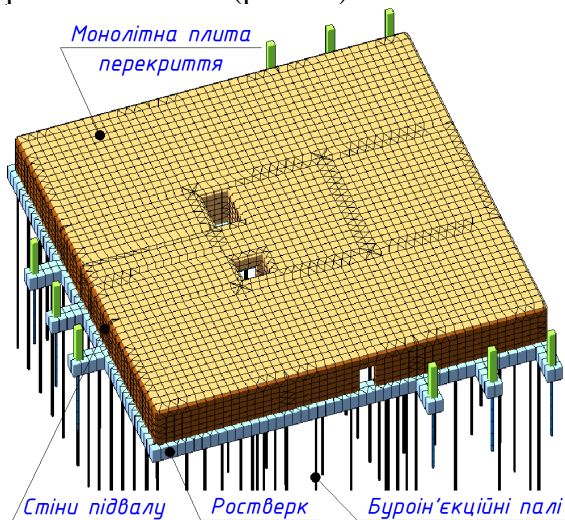


Рис.11. Підвальний поверх із монолітного залізобетону (секція 1).

Fig.11. Basement floor made of monolithic reinforced concrete (section 1).

Так само як і в попередньому варіанті будемо аналізувати ті ж самі стіни під номерами 1, 2 та 3.

Нижче, на рис. 12, зображено навантаження, які приходять над підвальні стіни у двох горизонтальних перерізах: «верх» та «низ».

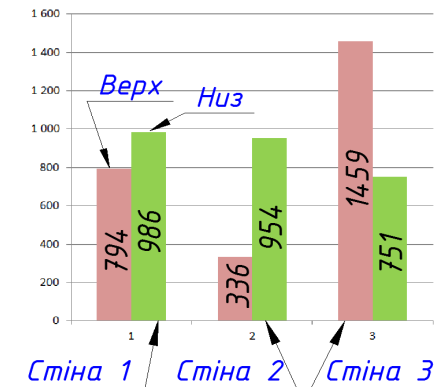


Рис.12. Навантаження (т) на стіни 1, 2, 3 на верхньому та нижньому обрізах.

Fig.12. Load on walls 1, 2, 3 on the top and bottom edges (10kN).

Як ми бачимо перша стіна 1 мала навантаження 794 т і довантажилась у рівні нижнього перерізу до 986т. Друга стіна 2 відповідно 336т та 954т. Третя стіна 1459т і 751т.

Якщо у відсотковому відношенні то перші стіна довантажилась на 24%, друга стіна на 184%, а третя розвантажилась на -49%.

Нижче (рис. 13) наведено фрагмент зусиль в оголовках паль з обмеженням зусилля 250тс (секція 1).

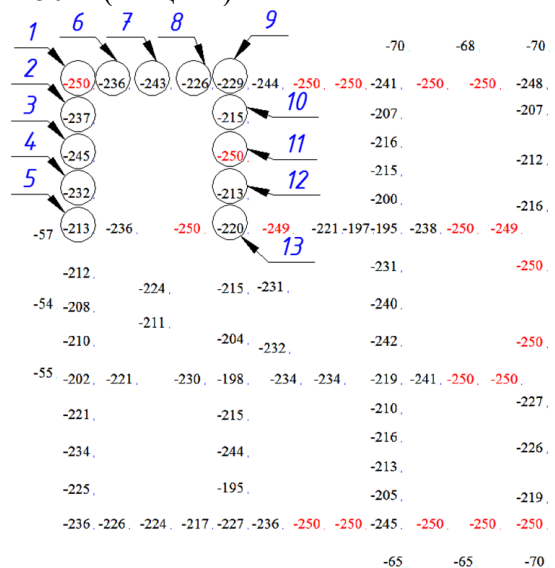


Рис.13. Зусилля в оголовках паль секції 1 (т).

Fig.13. Efforts in pile of section 1.

Видно з вище розташованого рисунка, що палі під стіною 2 (самонесуча) завантажені схожим чином як палі під стінами 1 та 3 на які окрім власної ваги спираються і плити перекриття. Зусилля у палях відображено у вигляді графіків на рис. 14.

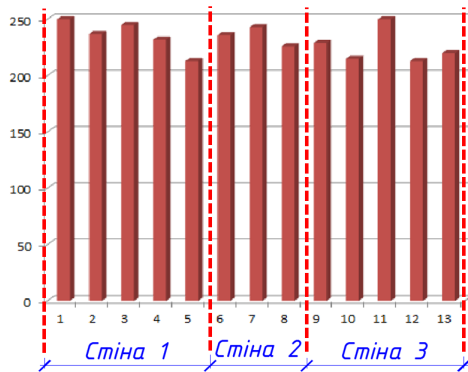


Рис.14. Зусилля в оголовках паль секції 1 (т).
Fig.14. Efforts in pile of section 1 (10kN).

Відносне максимальне осідання ростверка секції № 1 склало -24мм у місці примикання секцій 1 та 3 до секції 2 (рис. 15).

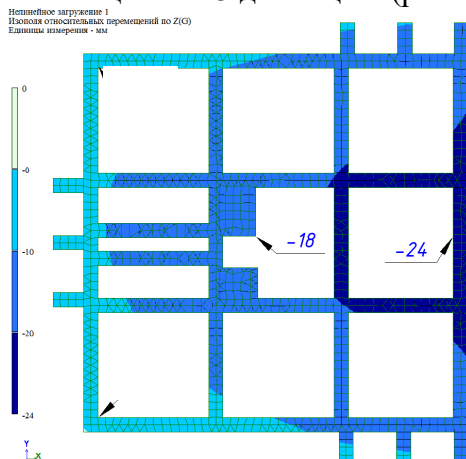


Рис.15. Відносне осідання ростверку (мм).
Fig.15. Relative raft settlement (mm).

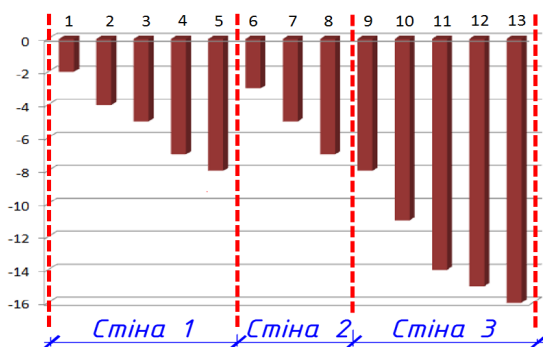


Рис.16. Відносне осідання (мм) оголовків паль під стінами 1, 2 та 3 (секція № 1).
Fig.16. Relative settlement (mm) of pile under walls 1, 2 and 3 (section № 1).

На рис. 16 зображено відносне осідання (мм) оголовків паль під стінами 1, 2 та 3.

Отже, якщо підвести підсумок по монолітному підвалу то можемо стверджувати, що ті зусилля котрі приходять на верхній обріз підвальних монолітних залізобетонних стін проходячи до нижнього обрізу перерозподіляються таким чином: стіна 1 довантажилась на 24%, стіна 3 розвантажилась на -49%, а стіна 2 котра була самонесучою довантажилась на 184%. Навантаження на палі під стінами знаходяться у діапазоні 213-250т.

Порівняємо збірний та монолітний залізобетонний поверх за наступними величинами:

1. Навантаження на стіни 1, 2, 3 на нижньому обрізі.
2. Навантаження на палі під стінами 1, 2, 3.
3. Осідання паль під стінами 1, 2, 3.

1. Порівняння навантажень на стіни (рис. 17 та 18).

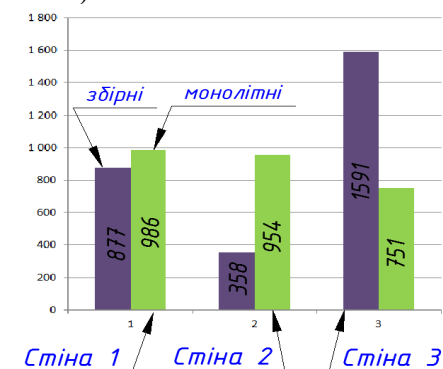


Рис.17. Розподіл зусиль у стінах 1, 2, 3 на нижньому обрізі (т).

Fig.17. Efforts distribution in the walls 1, 2, 3 on the lower edge (10kN).

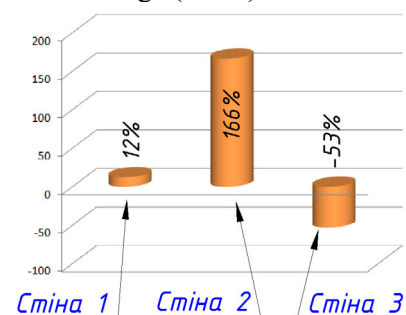


Рис.18. Порівняння розподілу зусиль у стінах 1, 2, 3 на нижньому обрізі (%).

Fig.18. Comparison of efforts distribution in the walls 1, 2, 3 on the lower edge (%).

Ми бачимо, що зміна підвального поверху із збірного на монолітний дає більший ефект на стіну 2 – довантаження на 166%. А стіна 3 не дивлячись на те що вона є найбільш завантаженою (примикають плити перекриття з двох сторін) розвантажилась на -53%.

2. Порівняння зусиль у оголовках паль (рис. 19-24).

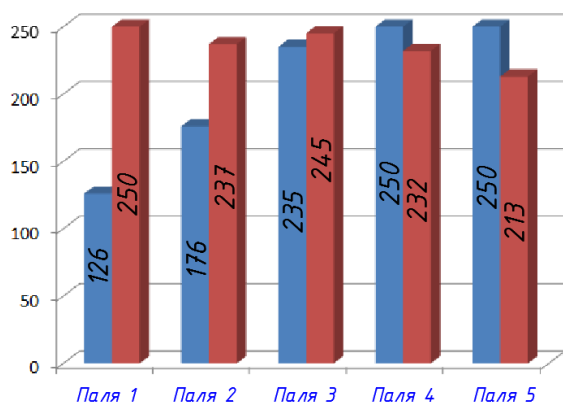


Рис.19. Зусилля у палях (стіна 1), т.
Fig.19. Efforts in pile (wall 1), (10kN).

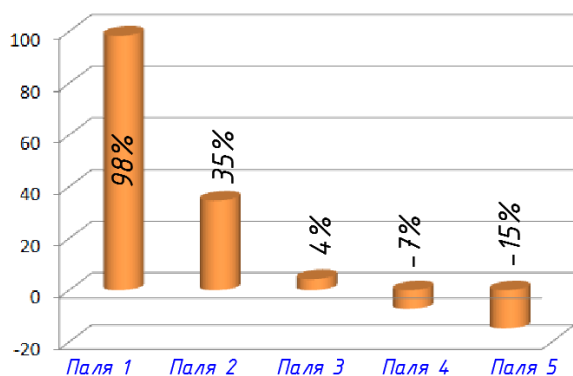


Рис.20. Порівняння зусиль у палях (стіна 1), %.
Fig.20. Efforts comparison in pile (wall 1), (%).

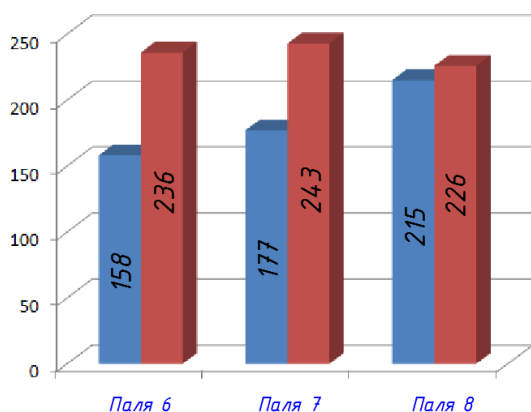


Рис.21. Зусилля у палях (стіна 2), т.
Fig.21. Efforts in pile (wall 2), (10kN).

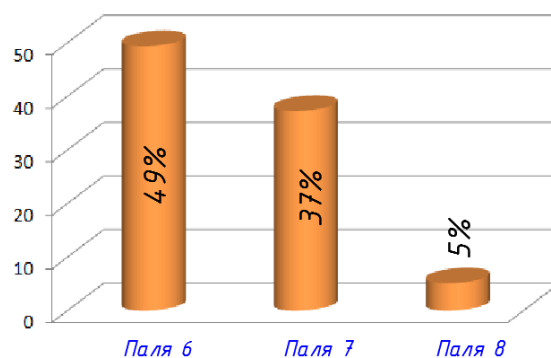


Рис.22. Порівняння зусиль у палях (стіна 2), %.
Fig.22. Efforts comparison in pile (wall 2) (%).

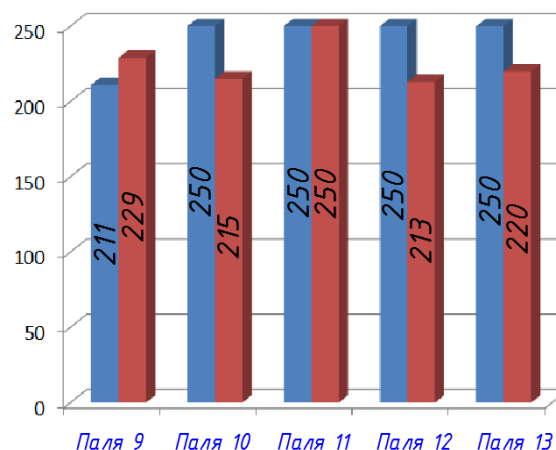


Рис.23. Зусилля у палях (стіна 3), т.
Fig.23. Efforts in pile (wall 3), (10kN).

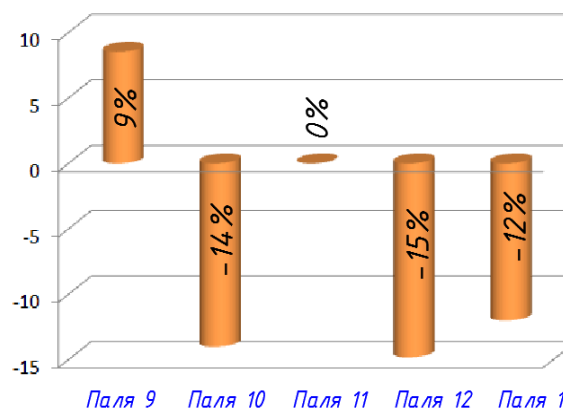


Рис.24. Порівняння зусиль у палях (стіна 3), %.
Fig.24. Efforts comparison in pile (wall 3) (%).

З графіків видно що при монолітному підвалі палі під стіною 1 і особливо під стіною 2 довантажуються, а палі під стіною 3 розвантажуються.

3. Порівняння відносного осідання паль під стінами 1, 2, 3 (рис.25-30).

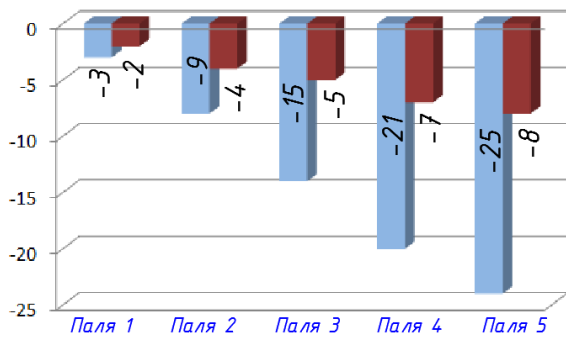


Рис.25. Відносне осідання паль (стіна 1), мм.
Fig.25. Relative settlement of piles (wall 1), mm.

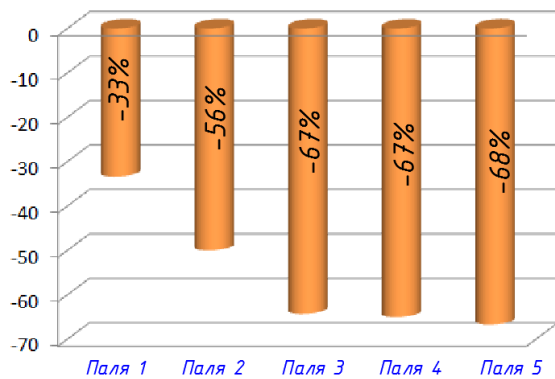


Рис.26. Відносне осідання паль (стіна 1), %.
Fig.26. Relative settlement of piles (wall 1), %.

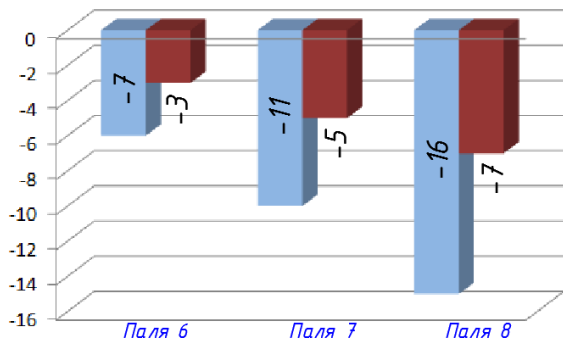


Рис.27. Відносне осідання паль (стіна 2), мм.
Fig.27. Relative settlement of piles (wall 2), mm.

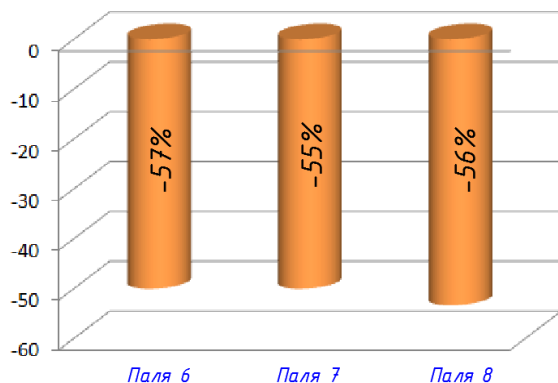


Рис.28. Відносне осідання паль (стіна 2), %.
Fig.28. Relative settlement of piles (wall 2), %.

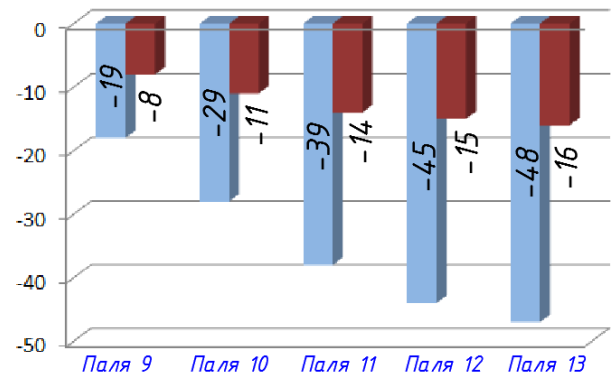


Рис.29. Відносне осідання паль (стіна 3), мм.
Fig.29. Relative settlement of piles (wall 3), mm.

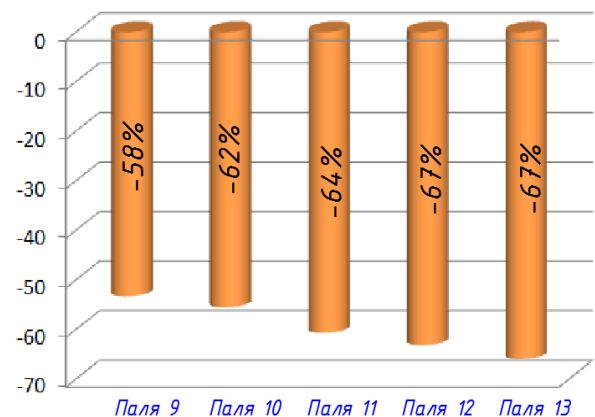


Рис.30. Відносне осідання паль (стіна 3), %.
Fig.30. Relative settlement of piles (wall 3), %.

ВИСНОВКИ ТА РЕКОМЕНДАЦІЇ

1. Заміна у панельному будинку лише одного підвального поверху із збірного на монолітний залізобетон впливає на перерозподіл зусиль, при якому самонесуча стіна довантажується в 2,6 разів, а найбільш завантажена стіна, на яку спираються з обох боків плити перекриття, розвантажується в 2,1 рази.
2. При збірному підвалі різниця зусиль в оголовках паль може відрізнятись в 2 рази, а при монолітному в 1,2 разів. Тобто при монолітному фундаменті перерозподіл зусиль між паллями є більш рівномірним.
3. У випадку якщо підвал виконано із збірного залізобетону відносне осідання ростверка становить -57мм, а при монолітному -24мм. Так само і відносне осідання паль зменшилось від 2 і до 3 разів у порівнянні із збірним залізобетоном.

З вище вказаних висновків можна дати таку рекомендацію, що при проектуванні

панельних будинків доцільно підвальний поверх зробити монолітним – це дозволить завантажити фундаментні конструкції більш рівномірно, що в свою чергу зменшить відносні деформації будинків.

Але також треба наголосити, що для проектування пальового поля для збірно-панельного будинку з монолітним підвальним поверхом методика знаходження зусиль шляхом вантажних площ буде некоректною. Необхідно в таких випадках застосовувати числове моделювання, де буде враховуватись перерозподіл жорсткостей.

ЛІТЕРАТУРА

1. Основи та фундаменти споруд. Зміна № 1: ДБН В.2.1–10–2009. – [Чинний від 2011–07–01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 55с.
2. ДСТУ Б В.2.6-156:2010 Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 118с.
3. Будівельні конструкції: методичні вказівки до виконання курсового проекту по збірному залізобетону / Доброхлоп М.І., Хохлін Д.О., - К.: КНУБА, 2015. – 60 с.
4. Бойко І.П., Кривенко О.А. Технологічні особливості влаштування буріон'єкційних паль в глинистих ґрунтах. / І.П.Бойко, О.А.Кривенко // Основи і фундаменти: Міжвідомчий науково-технічний збірник. – Вип. 39 – К.: КНУБА, 2019. – с. 27-32.
5. Носенко В.С. Особенности проектирования фундаментов смежных высотных зданий / В.С. Носенко. // Сучасні технології, матеріали і конструкції в будівництві Вип.1 (6) – Вінниця, ВНТУ, 2009. – с. 44-47.
6. Методические указания по проектированию стыков сборных железобетонных конструкций каркасов многоэтажных зданий для студентов специальности 1202-ПГС, 1206-ГС, 1220-СТАЭ всех форм обучения / Сост.: Гусеница А.П., Коваль Ю.В., - К.: КИСИ, 1988.– 35 с.

REFERENCES

1. Osnovy ta fundamenti sporud. Zmina 1: DBN V.2.1–10–2009. [Bases and foundations of buildings. Change № 1: DBN B.2.1–10–2009] (2011). Kyiv: Minregionbud Ukrayiny, 55 (in Ukrainian).
2. DSTU B V.2.6-156:2010 Betonni ta zalizobetonni konstrukciyi z vazhkogo betonu. Pravila proektuvannya. [DSTU B B.2.6-156: 2010 Concrete and reinforced concrete structures made of heavy concrete. Design rules] (2011) Kyiv: Minregionbud Ukrayini, 118 (in Ukrainian).
3. Dobrokhlop M.I., Hohlin D.O (2015) Budivelni konstrukciyi: metodichni vkazivki do vikonannya kursovogo proektu po zbirkomu zalizobetonu. [Building structures: guidelines for the implementation of the course project on precast concrete] Kyiv: KNUBA, 60 (in Ukrainian).
4. Boyko I.P., Krivenko O.A. (2019) Tehnologichni osoblivosti vlashtuvannya buroin'yekciynih pal v glinistih gruntah. [Technological features of arrangement Continuous Flight Auger piles (CFA) in clay soils]. Osnovi i fundamenti: Mizhvidomchij naukovo-tehnichnij zbirnik. Kyiv: KNUBA, 39, 27-32 (in Ukrainian).
5. Nosenko V.S. (2009) Osobennosti proektirovaniya fundamentov smezhnykh vysotnykh zdaniy. [Features of the design bases adjacent high-rise buildings]. Modern technology Materials and design in Construction. Vinnitsa: VNTU, 1(6) 44-47 (in Russian).
6. Gusenica A.P., Koval Yu.V. (1988) Metodicheskie ukazaniya po proektirovaniyu stykov sbornykh zhelezobetonnykh konstrukcij karkasov mnogoetazhnykh zdaniy dlya studentov specialnosti 1202-PGS, 1206-GS, 1220-STAE vseh form obucheniya. [Guidelines for the design of joints of prefabricated reinforced concrete frames of multi-storey buildings for students of the specialty 1202-PGS, 1206-GS, 1220-STAE of all forms of education] / Sost. Kyiv: KISI, 35 (in Russian).

**Influence of house bearing construction rigidity
of precast reinforced concrete on stress-strain
state Continuous Flight Auger (CFA) piles
foundations**

*Viktor Nosenko,
Oleg Krivenko*

Summary. At present, the tendency to build multi-storey residential buildings has become widespread in Ukraine. This is due to a number of reasons: significant increase in land prices in cities, dense urban development and the availability of appropriate equipment for the construction of such structures. One of the most common materials for multi-storey buildings is monolithic reinforced concrete. The main advantage of monolithic structures is the possibility of free spatial planning and the possibility of uniform redistribution of forces in the elements of the frame - the house works as one rigid entire structure. On the other hand, such structures require a long construction time and appropriate highly qualified control of monolithic works. Therefore, as an alternative, prefabricated reinforced concrete structures are used to accelerate the pace of construction.

In this work, the influence of the rigidity of a precast reinforced concrete house on the stress-strain state of CFA piles foundation is investigated. The stress-strain state of a precast reinforced concrete building with two basement options is analyzed: precast and monolithic.

The numerical modeling of the interaction of the system elements is used as a research method: soil base - foundation - aboveground structure.

It was found that the replacement in a prefabricated house only one basement floor of precast concrete on a monolithic one affects the redistribution of forces, so the self-supporting wall is loaded 2.6 times, and the busiest wall, which rests on both sides of the floor slab, is unloaded to 2.1 times.

It was found that in the case of a basement made of precast reinforced concrete with a precast basement the difference efforts in pile heads (under the load-bearing walls) can differ 1.98 times, and in the case of a monolithic one 1.17 times. So it is mean, the monolithic foundation redistributed of efforts between the piles is more uniform.

It is established that the monolithic reinforced concrete basement, in comparison with the prefabricated one, reduces the uneven settlement of the foundation by 2.4 times.

When designing large-panel houses, it is advisable to provide a basement floor monolithic - this will allow to load the fundamental constructions more evenly, which in its reduction reduces the relative deformation of buildings and reduces their cost.

Key words. Continuous Flight Auger (CFA) piles, panel of precast reinforced concrete, construction of monolithic reinforced concrete, efforts distribution, house rigidity.

Особливості влаштування лагун для сільськогосподарських цілей

Олег Малишев¹, Андрій Ращенко², Тетяна Диптан³, Ярослав Сенчишин⁴

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

¹malyshev.ov@knuba.edu.ua, orcid.org /0000-0002-2804-6217

²raschenko.am@knuba.edu.ua, orcid.org/0000-0002-2948-3232

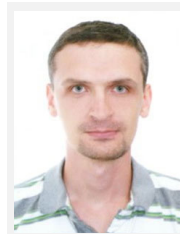
³dyptan.tv@knuba.edu.ua, orcid.org/0000-0003-2852-014X

⁴y.senchyshyn@dfuagro-ua.com

DOI: 10.32347/0475-1132.40.2020.58-64

Анотація. На даний час у великих містах, містах-мільйонниках, спостерігається тенденція до будівництва великої кількості житлових багатоповерхових будівель та торговельно-розважальних комплексів на неосвоєних, вільних від забудови, ділянках міської території. Для забезпечення продовольчих потреб населення виникає необхідність у створенні великих скотарських комплексів. Україна, маючи значний природний ресурс, створила умови для приходу крупних міжнародних інвесторів. Тому протягом останніх років активно відбувається оновлення матеріально-технічної сільськогосподарської бази, що сприяє відродженню майже покинутої і занедбаної у 90-ті роки однієї із основних напрямків діяльності та спеціалізації нашої держави – сільського господарства. Розуміючи, потребу сучасного світу у вирощуванні органічних продуктів, освоєнні нових ринків збуту (у тому числі і за кордоном), відбувається модернізація, оновлення, переоснащення не лише застарілого, не ефективного обладнання, а й процесів виробництва, і як наслідок, будівель, споруд, комплексів. Це призводить до появи нових інженерних об'єктів, класифікацію, особливості будівництва, проектування та експлуатації яких необхідно досліджувати, висвітлювати в літературі, враховувати на різних етапах їх функціонування.

Одним із таких об'єктів є «лагун». В даній публікації приведено основне визначення спеціальної сільськогосподарської споруди – лагуни, представлено їх класифікацію за різними параметрами: місцезнаходженням, глибиною влаштування, формою та розмірами в плані, за умовами взаємодії з навколишнім середовищем, за матеріалом. Приведені основні тех-



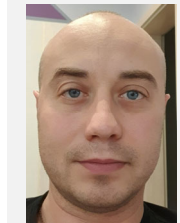
Олег Малишев
доцент кафедри
геотехніки
к.т.н., доц.



Андрій Ращенко
ст. викладач кафедри
геотехніки



Тетяна Диптан
ст. викладач кафедри
геотехніки



Ярослав Сенчишин
магістр

нологічні процеси що впливають на проектування, будівництво і експлуатацію лагун. Відображено основні вимоги до матеріалів (геотекстиль, геомембрана), а також основні вимоги до їх зберігання, використання та влаштування при створенні водонепроникних екранів при будівництві лагун.

Показано практичне впровадження розглянутої сільськогосподарської конструкції та матеріалів для її будівництва.

Ключові слова. Земляна дамба, природний уклон, котлован, сільське господарство, лагуна, сховища, зберігання, геоекологія, навколишнє середовище, гідроізоляція, водонепроникний екран, геотекстиль, геомембрана.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

За останні роки досить актуальними стають питання забудови території міста та прилеглих територій висотними та багатоповерховими будівлями, які дозволяють забезпечити населення високоякісним, сучасним та комфортним житлом. Проте не слід забувати, що територія нашої країни в багатьох випадках використовувалася для сільського господарства. В сучасних умовах відбувається забудови лісів, парків, родючих ґрунтів, а також знесення застарілих сільськогосподарських конструкцій, будівель та споруд і створення на їх місці нових житлових масивів. Проте поряд з цим спостерігається тенденція залучення закордонних інвестицій для оновлення матеріальної та технічної сільськогосподарської бази, що потребує мати, оновлювати існуючий або здобувати новий досвід проектування та будівництва споруд для таких потреб.

АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Загалом на даний час більшість робіт присвячена технологічним особливостям експлуатації сільськогосподарських будівель та споруд [1, 2], і не приймаються до уваги методи їх будівництва та підвищення ефективності цих методів. Також майже не розглядаються особливості будівництва та експлуатації нових типів споруд, до яких, як приклад, можливо віднести об'єкти, що сьогодні мають назву «Лагуни» [3].

МЕТА РОБОТИ

Ознайомитися з основними конструктивними та технологічними особливостями проектування, будівництва та експлуатації сільськогосподарських споруд на прикладі

лагун в системі технологія процесу виробництва – проектування.

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

Лагуна в сільському господарстві – це невелика штучна споруда – водойма, що призначена для накопичення та зберігання продуктів життєдіяльності тварин з метою їх подальшої переробки та наступним застосуванням в якості органічних добрив.

Загалом станом на сьогодні, лагуни поділяють:

- 1) за місцезнаходженням: польові та прифермерські [4];
- 2) за глибиною влаштування:
 - наземні та напівзаглиблені, глибиною до 2 м – для зберігання твердих речовин;
 - заглиблені, глибиною до 13 м – для зберігання рідких речовин [5].

Правильна конструкція накопичувачів важлива для безпечної та ефективної взаємодії з відходами або стічними водами, і вимагає їх правильної конструкції. В багатьох випадках лагуни мають квадратну або прямокутну форму в плані, розміром по довжині до 70 м;

- 3) за умовами взаємодії з навколишнім середовищем [4]:
 - відкриті (басейнового типу);
 - закриті. Відрізняються наявністю спеціальної еластичної геомембрани товщиною 1 мм, яка покриває органічні речовини та перешкоджає розповсюдженню запахів, інфекцій, випаровуванню азоту, а також розрідження атмосферними опадами [6];
- 4) за матеріалом конструкцій:
 - залізобетонні, що характеризуються підвищеною вартістю будівництва;
 - земляні, у вигляді дамби – влаштовуються по природній основі із застосуванням спеціальних геосинтетичних матеріалів.

Використання лагун у вигляді земляних дамб із використанням геосинтетичних матеріалів забезпечує 100% протифільтраційний бар'єр [7], їх вартість зменшується до 10 разів у порівнянні із залізобетонними,

підвищується швидкість монтажу та є можливість виконання робіт в зимовий період. Вони характеризуються тривалим терміном використання, а також відсутністю вимог щодо габаритів лагуни в плані. При цьому, для виключення можливості розповсюдження рослин під протифільтраційним покриттям підготовлену поверхню обробляють спеціальними розчинами. За рахунок даних дій не відбувається процес перегнивання рослинних решток під плівкою і унеможливується процес утворення органічних газів.

Проектування та будівництво геотехнічних конструкцій для будь-яких процесів потребує знання технології виконання робіт на майбутньому об'єкті, оскільки він може спричинити додаткові навантаження на елементи, а тому важливим є метод подачі органічних добрив в лагуну. Метод подачі може бути:

- заглибленим – трубопровід, по якому переміщують органічні добрива, підходить до лагуни під землею та виходить через днище;
- напівзаглибленим – трубопровід підходить до лагуни під землею та виходить через верх або скрізь схил дамби;
- поверхневим – трубопровід підходить з певним ухилом до поверхні дамби.

Також важливим технологічним процесом є вивезення органічних відходів, що відбувається два рази на рік. Через 6 місяців зберігання відходів в лагуні відбувається розшарування, на поверхні формується ущільнений шар, а біля днища – рідкий. Для вилучення такої маси необхідне її перемішування за допомогою спеціальних міксерів. Таке обладнання може впливати на якість основи лагуни (можливе пошкодження гідроізоляції основи) і потребує врахування при її проектуванні. Для запобігання пошкоджень, викликаних тваринами, що потрапили в лагуну, необхідний захист периметру лагуни спеціальними огорожами. По днищу лагуни додатково влаштовують технологічний ухил до встановленого стаціонарного обладнання для більш ефективного вилучення відходів.

Додатковим фактором, на який необхід-

но звертати увагу – геоекологічні вимоги [8]. Адже можливі аварії, при яких відбудуться витіки забруднених речовин у ґрунтову основу при пошкодженні гідроізоляції днища, або при переливанні речовин через верх лагуни та їх розповсюдження на прилеглій оточуючій території. Особливу увагу необхідно звертати на цей фактор при високому рівні ґрунтових вод, який додатково може ускладнити процес влаштування та експлуатації лагун. Висота рівня органічних речовин має бути менше бортів лагуни не менше ніж 50 см.

При проектуванні та виконанні робіт із влаштування лагун необхідно враховувати тип ґрунтів основи, адже вони істотно впливають на кут нахилу земляної дамби та навантаження, що прикладаються на поверхні укосу дамби від міксерів та транспорту. Додатково, ґрунт викопаний із котловану лагуни варто використовувати для утворення замкнутої в плані дамби. Загалом кут нахилу відкосу земляної дамби може бути: для піщаних ґрунтів – 25° для глинистих – до 45° [9].

Ізоляція заглибленої в ґрунті конструкції виконується із використанням геосинтетичного екрану. Екран складається із двох шарів. Основне завдання першого (нижнього) шару – захистити ізоляційну мембрану від механічних пошкоджень в основі. Для цього використовується захисний шар із нетканого голкопробивного геотекстилю, який виготовляється зі 100% поліпропілену зі статичним опором проколюванню більше 4кН [9] та поверхневою щільністю більше ніж 300 г/см^2 . Поверхня ґрунтової основи, на яку буде вкладатися геотекстиль має бути гладкою, рівною, очищеною від будівельного сміття. При вкладанні має бути забезпечена довжина перепуску, яка становить не менше ніж 0,3 м по ширині та 0,5-0,7 м по довжині [10]. Геотекстиль вкладають без натягу, хвиль, накладень. Закріплення геотекстилю до основи відбувається за допомогою спеціальних анкерів. Вони влаштовуються через кожні 1,5-2 м в шаховому порядку. Зберігання геотекстилю до та після його вкладання має бути захищеним від ультрафіолетового впливу.

Другий (верхній) шар являє собою гідроізоляційну мембрану. Мембрана виготовляється із поліетилену високої щільності, в складі якого міститься сажа, антиокислювачі, стабілізатори високої температури [11]. Товщина мембрани має бути не менше 1 мм, а щільність не менше 0,9 см³. Вона має бути стійкою до агресивного середовища (рН 0.5-14) [12], кислот (сірчана, соляна), автомобільних олив, лугів, хрому, калію, конденсату природних газів. Термін придатності геомембрани має становити не менше 30 років. Мембрана має витримувати температурні зміни в діапазоні від мінус 40°C до плюс 50°C, бути безпечною для здоров'я людини та оточуючого середовища [12].

Залежно від виду використання, геомембрани поділяють на гладкі, текстуровані та профільовані [12].

Текстуровані – характеризуються шорсткою поверхнею, яка може бути з однієї або з обох боків мембрани. Шорсткість забезпечує додаткове зчеплення мембрани з основою, тобто знижує властивість мембрани ковзати по основі. Це дозволяє якісно використовувати їх у якості гідроізолюючого екрану на схилах та відкосах без використання додаткових утримуючих елементів.

Профільні мембрани наділені спеціальними виступами, що мають конусоподібну форму. Як правило такі виступи влаштовуються з однієї сторони мембрани, проте можливі випадки їх влаштування з обох сторін. Висота виступів може варіюватися від 7 до 20 мм. Використання виступів дозволяє отримати: додаткове зчеплення з основою, більш рівномірний розподіл навантаження по всій контактній площі, забезпечує тепловий та повітряний обмін всередині конструкції, зменшує витрати ґрунтів для влаштування дренажної обсіпки [14].

Геомембрана з'єднується між собою за рахунок розплавлення термопластичного матеріалу під впливом високої температури [13]. З'єднання геомембрани можливо поділити на такі види: зварні, замкові та такі, що склеюються.

При з'єднанні можуть бути використані:

спеціальні апарати, що дозволяють розігріти плівку механічним способом (при дотику), а після притиснути, ущільнити та створити подвійний шов; дрiт, матеріал якого має бути аналогічний матеріалу, що зварюється, використовується для зварювання у важкодоступних та складних місцях (кути); гаряче повітря, що розплавляє матеріал. У якості обладнання використовуються будівельні фени, зварювальні автомати, екструдери.

Усі стики влаштовуються за наявності перепуску, величина якого має становити не менше 20 см.

При виконанні зварювання обов'язковою технологічною операцією є контроль виконання зварювальних робіт, що проводиться в декілька стадій: візуальний огляд, інструментальна перевірка. Візуальний огляд виконують з метою виявлення можливих дефектів (складок), контролю однорідності швів. Для цього в процесі зварювання залишають спеціальні контрольні канали. Через них подають стиснуте повітря під тиском. Загалом влаштування швів в кутах споруди є небажаним. Зварні шви рекомендується влаштовувати смугами, паралельно відкосам споруди.

Інструментальний контроль якості швів виконується за допомогою [13]:

- вакууму з використанням мильного розчину та спеціальної накладки для створення тиску. За наявності мильних бульбашок на поверхні шов вважається неякісним. Перевірка виконується ділянками з обов'язковим перепуском на ділянку, що перевірялася не менше 7 см.
- тиску – в канал, що перевіряється роблять спеціальний отвір, через який нагнітається тиск. Після цього отвір заклеюють та спостерігають за зміною тиску протягом 10 хв. Якщо тиск зменшився менш ніж на 10%, шов вважається якісно виконаним;
- розриву, для цього контрольну ділянку вирізають для подальшої перевірки на розрив. Місце вирізу заклеюють накладкою із того ж матеріалу.

Як приклад, нижче, на рис. 1 показано дві лагуни, що були запроектовані та по-

будовані для обслуговування свиноферми, що знаходиться в Україні.

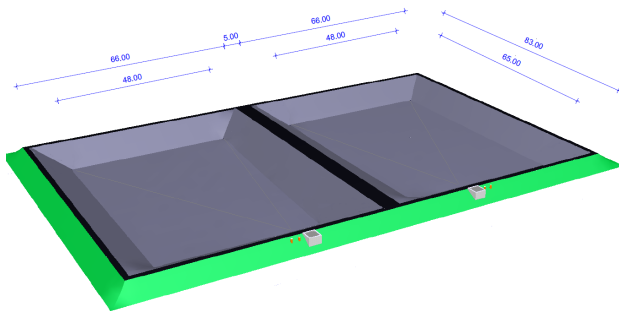


Рис.1.Геометричні характеристики проектованої лагуни

Fig.1. Geometric characteristics of the designed lagoon

Ґрунтові умови майданчика, на якому відбувалося будівництво, представлені (зверху-вниз):

- насипні ґрунти (будівельне сміття, супісок, суглинок), потужністю 0,5 м;
- супісок зеленувато-сірий, світло-бурий, піщанистий, пластичний, потужністю 8 м;
- пісок дрібний, темно-сірий, середньої щільності; потужністю 1.1 м;
- супісок зеленувато-сірий, пластичний, з включеннями уламків кремнію до 30%, розвіданий до глибини 15 м. Ґрунтові води зафіксовані на глибині 8 м, вони не впливають на умови будівництва лагуни.

Габарити кожної з лагун в плані складають 66х83 м (рис.1). Глибина лагуни (рис.2) по відношенню до оточуючої поверхні становила близько 5 м, а відносно верху дамби – 6.71 м. На початковому етапі влаштовувався котлован із укосами граней 1:2 (рис. 2, рис. 3, а). По дніщу лагуни було влаштовано нижній шар із плівки товщиною 1.5 мм, щільністю 0,94 г/см³, максимальним значенням міцності 42 кН/м, з вмістом сажі 2,5% та шириною рулону 8 м, який виконував функцію протифільтраційного екрану та перешкоджав потраплянню шкідливих речовин в ґрунтову основу (рис. 3, б). Під плівку для її захисту вкладався шар геотекстилю, поверхнева щільність якого складала 300 г/см², а опір проколю-

ванню 4,2 МПа, водопроникністю 45 л/м² сек (рис. 3, с). З'єднання геомембрани відбувалося за допомогою спеціального обладнання для зварювання. Краї геотекстилю та геомембрани заводилися в спеціальну траншею, викопану по периметру земляної дамби та присипалися ґрунтом для утворення спеціального земляного замку. Остаточний вигляд однієї лагуни показано на рис. 3, d.

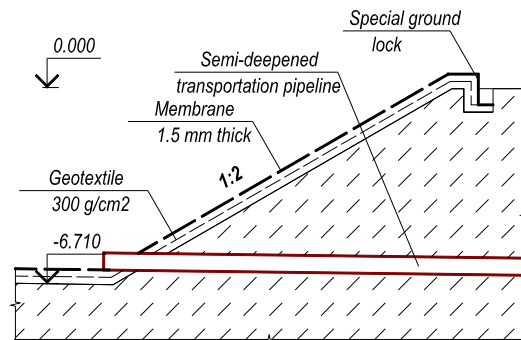


Рис.2.Влаштування основи лагуни відкритого типу

Fig.2. Base arrangement of the open type lagoon

ВИСНОВКИ ТА РЕКОМЕНДАЦІЇ

Розглянуто спеціальну сільськогосподарську споруду – лагуну, що використовується для зберігання відходів продуктів життєдіяльності тварин з їх подальшою переробкою та використанням в якості органічних добрив.

Наведено класифікацію лагун за місцезнаходженням, глибиною, формою та розмірами в плані, характером взаємодії з навколишнім середовищем, матеріалом. Показані основні технологічні операції, що впливають на конструктивні елементи лагун при їх експлуатації. Приведено особливості використання матеріалів для влаштування водонепроникного екрану що забезпечує надійну експлуатацію лагун з урахуванням геоекологічних вимог. Показано практичне використання приведенного матеріалу на прикладі будівництва двох лагун для забезпечення функціонування свиноферми в Україні.

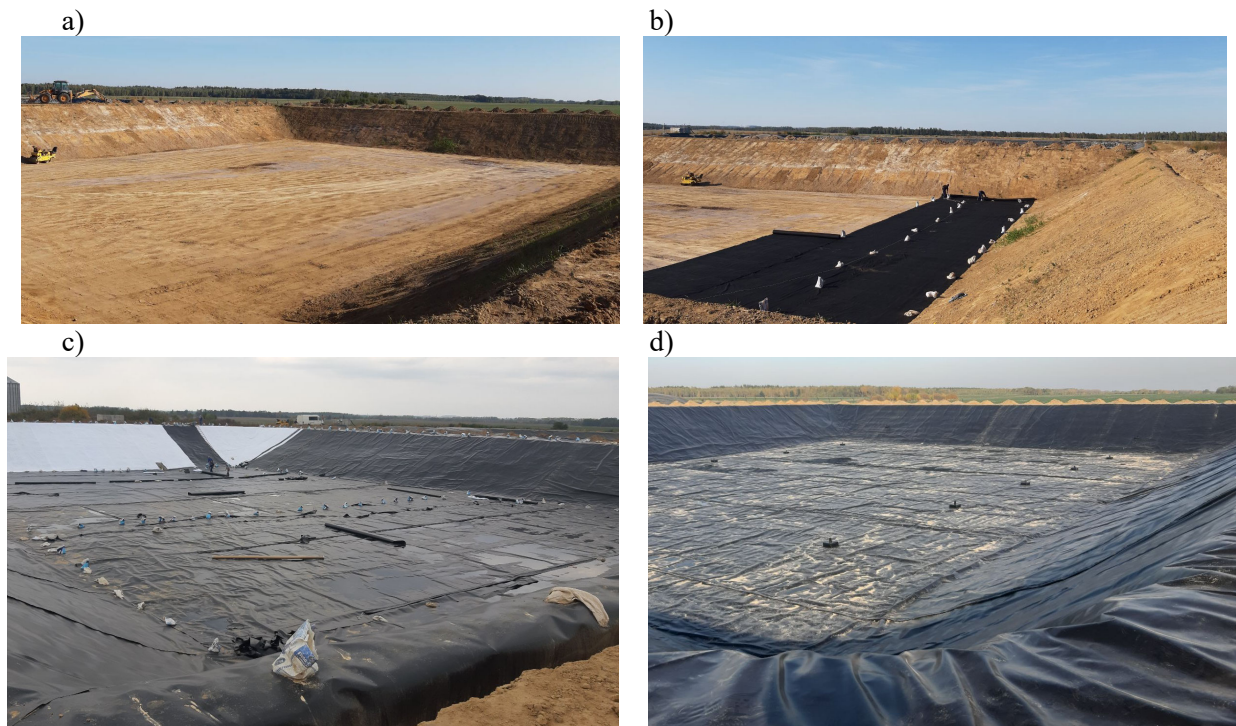


Рис.3.Будівництво лагун: а) влаштування котловану; б) влаштування захисного екрану із геотекстилю на природній основі; в) вкладання гідроізоляційної геомембрани по підготовленому захисному екрану із геотекстилю; д) загальний вигляд збудованої лагуни.

Fig.3. Lagoons construction: a) pit construction; b) installation of a protective screen made of geotextile on a natural basis; c) laying of a waterproofing geomembrane on a prepared protective screen made of geotextile; d) general view of the constructed lagoon.

ЛІТЕРАТУРА

1. Donald L., Charles D. Anaerobic Lagoons for Storage/Treatment of Livestock Manure. Missouri Department of Natural Resources and the Environmental Protection Agency, Region VII. 2000.
2. Design of earthfill embankment dams. [Електронний ресурс] <https://design-of-small-dams.appspot.com/structures>.
3. Jones D. Manure Storage Systems. USA: Purdue University. 2008.
4. Навозохранилище и лагуны для навоза и хранения прочих технических жидкостей и воды. [Електронний ресурс] <https://pvh-membrannaya-krovlya.ru/laguny-i-navozohranilishha>.
5. Навозохранилище. [Електронний ресурс] <https://www.agro-ferma.ru/dayatelnost/svinarnik/svinarnik-stati/navozokhranilishche>.
6. Методические рекомендации по проектированию систем удаления и переработки навозных стоков на свиномкомплексах промышленного типа / [уклад. : Виноградов В.Н., Сорокін Н.Т., Ильїн І.В. та ін.]. – Москва, Министерство сельского хозяйства Российской Федерации, 2009. – 84с.
7. Навозохранилища и резервуары. [Електронний ресурс] <https://agrotex.com.ua/ru/product-category/navozoxranilishha-i-rezervuary>.
8. Системы удаления, обработки, подготовки та використання гною. ВНТП-АПК-09.06. – К.: Мінагрополітики України, 2006.
9. Лагуна для навоза. [Електронний ресурс] <https://hydrozahist.com.ua/obyekt/laguna-dlya-navoza>.
10. Технология укладки геотекстиля ТупарSF в дренажных конструкциях. [Електронний ресурс] <https://geosvit.com.ua/am63-tehnologiya-ukladki-geotekstilya-typar-sf-v-landshaftnom-stroitelstve>.
11. Гидроизоляция искусственных водоемов, озер, полигоны ТБО. [Електронний ресурс] <https://bk-giskon.com.ua/gidroizolyacziya-iskusstvennyh-vodoeMOV>.
12. Геомембрана: все, что нужно знать о материале для гидроизоляции. [Електронний ресурс] <https://www.kp.ru/guide/geomembrana.html>.
13. Технология сварки геомембраны, способы проверки соединения. [Електронний ресурс] <https://svarkoy.ru/teoriya/svarka-geomembrany.html>.
14. Инструкция по проектированию и строительству противифльтрационных устройств

из полиэтиленовой пленки для искусственных водоемов. СН 551-82. – М.: Стройиздат, 1983.

polietilenovoy plenki dlya iskustven-nykh vodoyemov. SN 551-82. – М.: Stroyizdat, 1983 (in Russian).

REFERENCES

1. Donald L., Charles D. (2000) Anaerobic Lagoons for Storage. Treatment of Livestock Manure.
2. Design of earthfill embankment dams. Available at: <https://design-of-small-dams.appspot.com/structures>.
3. Jones D. (2008) Manure Storage Systems. USA: Purdue University.
4. Navozokhranilishche i laguny dlya navoza i khraneniya prochikh tekhnicheskikh zhidkostey i vody. Available at: <https://pvh-membrannaya-krovlya.ru/laguny-i-navozokhranilishha> (in Russian).
5. Navozokhranylyshche. Available at: <https://www.agro-ferma.ru/dayatelnost/svinarnik/svinarnik-stati/navozokhranilishche> (in Russian).
6. Metodicheskiye rekomendatsii po proyektirovaniyu sistem udaleniya i pererabotki navoznykh stokov na svinokompleksakh promyshlennogo tipa / [uklad. : Vinogradov V.N., Sorokin N.T., Il'in I.V. ta in.]. – Mos-kva, Ministerstvo sel'skogo khozyaystva Rossiyskoy Federatsii, 2009 – 84c (in Russian).
7. Navozokhranylyshcha y rezervuary. Available at: <https://agrotex.com.ua/ru/product-category/navozokhranilishha-i-rezervuary> (in Russian).
8. Systemy vydalennya, obrobky, pidhotovky ta vykorystannya hnouy. VNTP-APK-09.06. – K.: Minahropolity-ky Ukrayiny, 2006 (in Ukrainian).
9. Lahuna Dlia Navoza. Available at: <https://hydrozahist.com.ua/obyekt/laguna-dlya-navoza> (in Russian).
10. Tekhnolohiya ukladky heotekstylya TyparSF V drenaznykh konstruktsiyakh. Available at: <https://geosvit.com.ua/am63-tehnologiya-ukladki-geotekstilya-typar-sf-v-landshaftnom-stroitelstve> (in Russian).
11. Gidroizolyatsiya iskusstvennykh vodoyemov, ozer, poligony TBO. Available at: <https://bk-giskon.com.ua/gidroizolyatsiya-iskusstvennykh-vodoyemov> (in Russian).
12. Geomembrana: vse, chto nuzhno znat' o materiale dlya gidroizolyatsii. Available at: <https://www.kp.ru/guide/geomembrana.html> (in Russian).
13. Tekhnologiya svarki geomembrany, sposoby proverki soyedineniya. Available at: <https://svarkoy.ru/teoriya/svarka-geomembrany.html> (in Russian).
14. Instruktsiya po proyektirovaniyu i stroitel'stvu protivofil'tratsionnykh ustroystv iz

Features of the arrangement of lagoons for agricultural purposes

*Oleg Malyshev,
Andrii Rashchenko,
Tetiana Dyptan,
Yaroslav Senchyshyn*

Summary. At present, in large cities, cities - millionaires, there is a tendency to build a large volume of residential multi-storey buildings entertainment complexes on undeveloped, free from construction areas of urban territory. To meet the food needs of the population, it becomes necessary to create large livestock complexes. Ukraine, having a significant natural resource, has created conditions for the arrival of large international investors. That's why in recent years, there is a renewal of material and technical agricultural base, which contributes to the revival of almost abandoned in the 90s, one of the main activities and specialization of our country - agriculture, which allows to assure the needs of the population and industry of our and neighboring countries with quality organic products and materials. In such conditions, modernization, renewal, re-equipment of not only outdated, inefficient equipment, but also production processes, and as a consequence of buildings, structures, complexes. This leads to the emergence of new engineering objects, classification, features of construction, design and operation of which need to be studied, covered in the literature, taken into account at different stages of their operation.

"Lagoons" is one of such objects. This publication presents the main definition of a special agricultural building - lagoon, presents their classification by various parameters: location, depth, shape and size in plan, in terms of interaction with the environment, by material. The main technological processes influencing the design, construction and operation of lagoons are given. The basic requirements to materials (geotextiles, geomembrane), and also the basic requirements to their storage, use and the device at creation of waterproof screens at construction of lagoons are reflected.

Key words. Earth dam, natural slope, pit, agriculture, lagoon, shelter, storage, geoecology, environment, waterproofing, waterproof screen, geotextile, geomembrane.

Вплив параметрів підпірних стін та насипних ґрунтів на стійкість схилів при новому будівництві житлових комплексів

Людмила Скочко¹, Віктор Носенко², Василь Підлуцький³, Олександр Гаврилюк⁴

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

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

²nosenko.vs@knuba.edu.ua, orcid.org/0000-0002-8261-1846

³pidlutskyi.vl@knuba.edu.ua, orcid.org/0000-0002-1936-3990

⁴gavryliuk.ov@knuba.edu.ua, orcid.org/0000-0001-7252-0679

DOI: 10.32347/0475-1132.40.2020.65-75

Анотація. Досліджено стійкість схилу у існуючому і проектному положеннях, обґрунтовано конструктивні рішення підпірних стін по захисту території будівництва житлового комплексу в зоні схилу. Також додатково оцінено стійкість схилу при використанні раціональних протизсувних споруд.

Проаналізовано результати розрахунку стійкості схилу для п'яти характерних перерізів на основі інженерно-геологічних вишукувань. Для кожного з наведених перерізів створено скінченно-елементну розрахункову схему у відповідності до останніх даних про зміну рельєфу. Так як схил утворений штучно шляхом засипання існуючого яру будівельним сміттям від знесення старих будинків та від розкопки котлованів під перші будинки комплексу. Розглянуто п'ять перерізів вздовж схилу та визначено його стійкість в природньому (існуючому) стані та проектному положеннях. Також обґрунтовано конструктивні рішення підпірних стін по захисту території будівництва житлового комплексу, так як вздовж схилу присутні різні насипні ґрунтові умови з різним перепадом висот. Це вимагає окремого підходу до вибору параметрів підпірних стін, а саме габаритів паль та їх взаємне розміщення, а також обґрунтовано вибір кута нахилу насипного ґрунту вздовж схилу.

Розрахунки проведені за допомогою числового моделювання напружено-деформованого стану системи «ґрунти схилу-підпірна стіна» з використанням методу скінченних елементів. Прийнята пружно-пластична модель деформування ґрунтів із зміною параметрів ґрунтів (модуля деформації) в залежності від рівня напру-



Людмила Скочко
доцент кафедри
геотехніки
к.т.н.



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



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



Олександр Гаврилюк
асистент кафедри
геотехніки

жень у ґрунті. Використана модель Hardening soil model (HSM). Розрахунки стійкості схилу передбачають врахування технологічної послідовності зведення підпірних стін та моделювання поетапної розробки котловану. Моделювання виконувалось в декілька етапів: 1 етап –

визначення напружень від власної ваги, 2 етап – оцінка стійкості схилу до початку будівництва, 3 етап – влаштування паль підпірної стіни, 4 етап – оцінка стійкості схилу після проведення протизсувних заходів. На основі даних досліджень було розроблено практичні рекомендації по конструюванню кожної ділянки підпірної стіни відповідно до характерних перерізів.

Ключові слова. підпирна стіна, діаметр паль, стійкість схилів, складні ґрунтові умови, чисельне моделювання, модель ґрунтового середовища.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

В сучасних умовах для забезпечення комфортних умов проживання людей дедалі набуває поширення зведення нового будівництва великих житлових комплексів із розвиненою власною інфраструктурою, які розташовують як поза межами міста на його околицях, так і в межах міста, при цьому зводячи будівлі в щільній міській забудові. Але, так як в межах міста ділянок для забудови практично не залишилося, тому доводиться освоювати землі, які раніше вважалися не придатними для будівництва. На об'єкті, що досліджується, заплановано зведення більше десяти багатоповерхових будинків, останні з яких розташовані на верхівці схилу (Рис. 1) в складних ґрунтових умовах, де необхідно враховувати багато чинників при визначенні напружено-деформованого стану (НДС) основи, на якій будуть зведені будівлі та споруди. При цьому необхідно забезпечити стійкість схилу навколо житлового комплексу. Також слід звернути увагу на те, що схил утворений штучно шляхом засипання існуючого яру будівельним сміттям від знесення старих будинків та від розкопки котлованів під перші будинки комплексу. Тому було розглянуто п'ять перерізів вздовж схилу та визначено його стійкість в природньому (існуючому) стані та проектному положеннях. Також необхідно обґрунтувати конструктивні рішення підпирних стін по захисту території будівництва житлового комплексу, так як вздовж схилу присутні різні насипні ґрунтові умови з різним перепадом висот. Це вимагає окремого підходу до вибору

параметрів підпирних стін, а саме габаритів паль та їх взаємне розміщення.

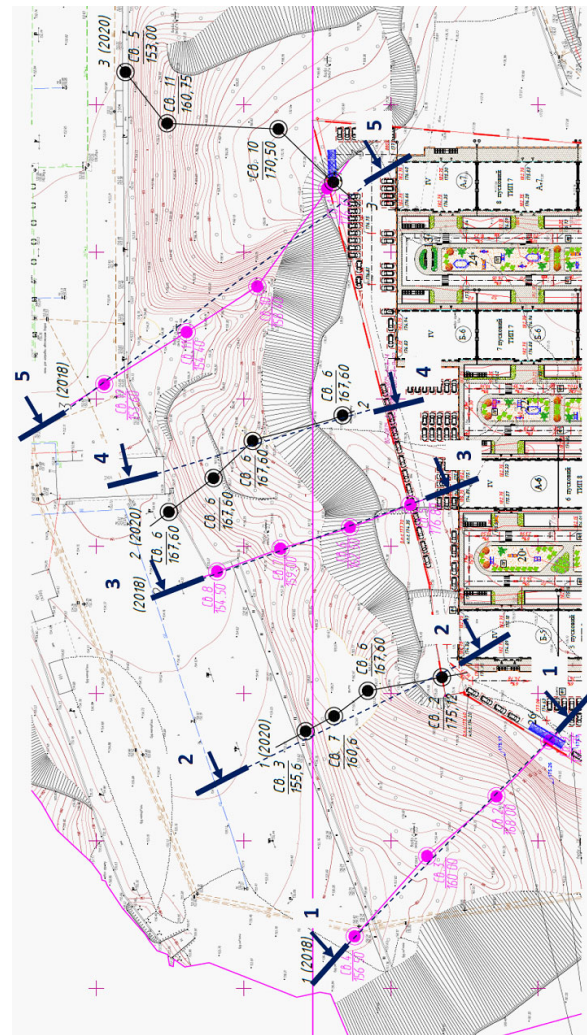


Рис.1. Загальний вигляд будівельного майданчика та розташування характерних перерізів вздовж схилу.

Fig.1. General view of the construction site and location of characteristic cross-sections along the slope.

Розрахунки проведені за допомогою числового моделювання напружено-деформованого стану системи «ґрунти схилу-підпирна стіна» з використанням методу скінченних елементів. Прийнята модель деформування ґрунтів – пружно-пластичне деформування ґрунтів зі зміною параметрів ґрунтів (модуля деформації) в залежності від рівня напружень у ґрунті. Використана модель Hardening soil model (HSM). При проведенні числового моделювання необхідно коректно обирати параметри ґрунтів,

які використовуються у обраній моделі деформування, використовуючи дані інженерно-геологічних вишукувань, часто яких є недостатньо у даних звітах.

АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Роботи багатьох науковців – геотехніків показують рівень складності та актуальності питань, пов'язаних із використанням складних ділянок для будівництва багатоповерхових будівель із використанням огороження території захисними спорудами, наприклад підпірних стін. Особливостям проектування та експериментального дослідження роботи захисних споруд, а також вибору моделей ґрунтового середовища та їх параметрів присвячено багато праць геотехніків [1-8].

В роботах Бойка І.П., Скочко Л.О. [1-2] розглянута проблематика влаштування багатоярусних підпірних стін у складних ґрунтових умовах з різним перепадом висот та приведено вибір висот ярусів підпірних стін в залежності від рельєфу. Автори відмічають, що найменші значення горизонтальних переміщень для різних варіантів розташування утримуючих конструкцій виникають у підпірній стіні нижнього ярусу; найбільші переміщення отримує верхня підпірна стіна, але в залежності від просторового положення максимальні значення фіксуються і для середньої підпірної стіни.

У роботах [3, 5, 7, 8] розглянуті питання, які пов'язані з співвідношенням напружень і деформації у ґрунтах при нелінійній їх роботі із використанням різних нелінійних моделей деформування ґрунтового середовища.

МЕТА РОБОТИ

Визначити стійкість схилу у існуючому і проектному положеннях і обґрунтувати конструктивні рішення підпірних стін по захисту території будівництва житлового комплексу в зоні схилу. Також додатково оцінити стійкість схилу при використанні раціональних протизсувних споруд.

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

Досліджено результати розрахунку стійкості схилу для п'яти характерних перерізів на основі інженерно-геологічних вишукувань (Рис. 1). Для кожного з наведених перерізів створено скінчено-елементну розрахункову схему у відповідності до останніх даних про зміну рельєфу, так як схил частково утворений штучно шляхом скидання ґрунту, який було вийнято з котлованів під нове будівництво. Тому для розрахунку була використана уточнена геодезична зйомка.

В Табл. 1 представлено основні фізико-механічні характеристики ґрунтів основи та їх повне найменування. Нашарування ґрунтів показано відповідних розрахункових перерізах (Рис. 2-6).

Ділянка забудови відноситься до «зсуво-небезпечної», так як зсувні деформації можуть активізуватися при впливі негативних природних або техногенних факторів. Розрахунки стійкості схилу і укосів виконано згідно діючих нормативних документів [9, 10].

Для числових розрахунків використано модель Hardening soil model (HSM) – це вдосконалена модель Кулона-Мора для моделювання взаємодії між різними типами ґрунтів [8]. Під дією первинного девіаторного навантаження спостерігається зниження жорсткості і одночасно виникають незворотні пластичні деформації. У випадку трьохосних дренажних випробувань залежність між осьовими деформаціями і девіатором напружень може бути апроксимована за допомогою гіперболи. Ця залежність вперше була сформульована Койдером [5] і згодом використана в гіперболічній моделі Дункана-Чанга [3]. На сьогоднішній день модель зі змінними деформативними характеристиками реалізована в поширених розрахункових комплексах. По-перше, теорія пластичності краще описує поведінку ґрунтів ніж пружна теорія. По-друге – дана модель включає дилатансію і по-третє поверхня текучості має шатрову форму.

Числові розрахунки підпірних стін, які виконуються з використанням методу скінченних елементів передбачають врахування технологічної послідовності зведення підпірних стін та моделювання поетапної розробки котловану. Моделювання виконувалось в декілька етапів: 1 етап – визначення напружень від власної вали, 2 етап – оцінка стійкості схилу до початку будівництва, 3 етап – влаштування паль підпірної стіни, 4 етап – оцінка стійкості схилу після проведення протизсувних заходів.

Для кожного розрахункового перерізу за допомогою числового моделювання було складено розрахункові схеми (Рис. 2-6); виконано оцінку стійкості схилу до початку робіт та після планування ґрунту (Рис. 7); визначено згинальні моменти в палях підпірної стіни та горизонтальні переміщення підпірної стіни з буронабивних паль

(Рис. 8). На основі даних досліджень було розроблено практичні рекомендації по конструюванню кожної ділянки підпірної стіни відповідно до характерних перерізів (Рис. 9).

Розрахунковий переріз І-І.

Розрахункові схеми створені в програмі Plaxis. Розміри скінчено-елементної моделі – 37,5х80,0 м. На етапі розрахунків кут укосу складає 32°. Для забезпечення стійкості укосу ітераційним методом підібрано кут планування насипного ґрунту, який складає 21°. По спланованому ґрунту влаштувати георешіку та висадити рослини з потужною кореневою системою.

Для забезпечення проектних позначок влаштована підпірна стінка «сапожкового» типу. Перепад висот складає – 2м (Рис. 2).

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

№ п/п	Найменування ґрунту	Геологічний індекс		Вологість, W , д.о.	Вологість на межі текучості, W_L , д.о.	Вологість на межі розкучування, W_P , д.о.	Число пластичності, I_p , д.о.	Показник текучості, I_L , д.о.	Шільність часток ґрунту ρ_s , г/см ³	Шільність ґрунту, ρ , г/см ³	Шільність сухого ґрунту ρ_d , г/см ³	Коефіцієнт пористості, e , д.о.	Коефіцієнт водо-насичення, S_r , д.о.	Шільність ґрунту, г/см ³		Кут внутрішнього тертя, град.		Питоме зчеплення, кПа		Модуль деформації природної, E , МПа	Категорія ґрунту за сейсмічними властивостями		
														$\rho_{н,II}$	ρ_I	$\varphi_{н,II}$	φ_I	$c_{н,II}$	c_I				
1а	Насипний ґрунт: супісок, піщанистий, твердий	І Н	природн.	0,107	0,20	0,14	0,06	-0,55	2,67	1,76	1,59	0,68	0,42	1,76	1,73	25	22	12	8	12	IV		
			прогноз sat	0,221	0,20	0,14	0,06	>1						0,68	0,87	1,94	1,90	19	16	8	5	7	IV
1б	Насипний ґрунт: пісок мілкий, середньої шільності, малого ступеня водонасичення	І Н	природн.	0,069	-	-	-	-	2,65	1,65	1,54	0,72	0,26	1,65	1,62	29	25	1	1	20	IV		
			прогноз sat	0,231	-	-	-	-						0,72	0,85	1,90	1,86	28	24	0	0	18	IV
2а	Супісок піщанистий, з прошарками пилуватого	І Н	твердий	0,121	0,19	0,14	0,05	-0,38	2,67	1,83	1,63	0,64	0,51	1,83	1,79	25	22	14	9	15	II		
2б			пластич	0,151	0,20	0,14	0,06	0,18						0,64	0,63	1,88	1,84	21	18	12	7	14	II
			прогноз sat	0,228	0,18	0,12	0,06	>1						0,64	0,96	2,00	1,97	19	16	11	7	12	III
3	Пісок мілкий, середньої шільності, від малого ступеня водонасичення до насичених водою	І Н-Н	природн.	0,070	-	-	-	-	2,65	1,71	1,60	0,66	0,28	1,71	1,68	30	26	2	1	19	II		
			прогноз sat	0,222	-	-	-	-						0,66	0,89	1,95	1,91	29	25	1	0	17	III
4а	Суглинок легкий пилуватий, з прошарками важкого, твердий та напівтвердий	І Н-Н	природн.	0,151	0,29	0,17	0,12	-0,16	2,68	1,88	1,63	0,64	0,63	1,88	1,84	23	20	27	18	21	II		
			прогноз sat	0,280	0,29	0,17	0,12	>1						0,64	1,17	2,09	2,05	17	15	20	14	18	III
4б	Суглинок важкий, з прошарками легкого, пилуватий, тугопластичний	І Н-Н	природн.	0,212	0,31	0,17	0,14	0,30	2,68	1,86	1,53	0,75	0,76	1,86	1,82	20	17	23	15	19	II		
			прогноз sat	0,275	0,31	0,17	0,14	>1						0,75	0,99	1,96	1,92	15	13	17	12	17	III
5	Супісок піщанистий, пластичний	І, І РІІ ІІІ	природн.	0,194	0,23	0,18	0,05	0,28	2,67	1,96	1,64	0,63	0,83	1,96	1,91	27	23	19	13	16	II		
			прогноз sat	0,231	0,23	0,18	0,05	>1						0,63	0,98	2,02	1,91	21	18	14	9	10	III
6	Пісок мілкий, середньої шільності, насичений водою	І, І РІІ ІІІ	природн.	0,216	-	-	-	-	2,65	1,98	1,63	0,63	0,91	1,98	1,91	33	29	2	1	30	III		
7	Глина важка пилувата, тверда та напівтверда	ІІ ІІІ	природн.	0,213	0,48	0,17	0,31	0,14	2,72	2,11	1,74	0,56	1,03	2,11	2,07	13	11	105	70	89	II		
8	Пісок мілкий, шільний, насичений водою	ІІ ІІІ	природн.	0,205	-	-	-	-	2,65	2,07	1,72	0,54	1,01	2,07	2,03	35	32	4	3	38	III		

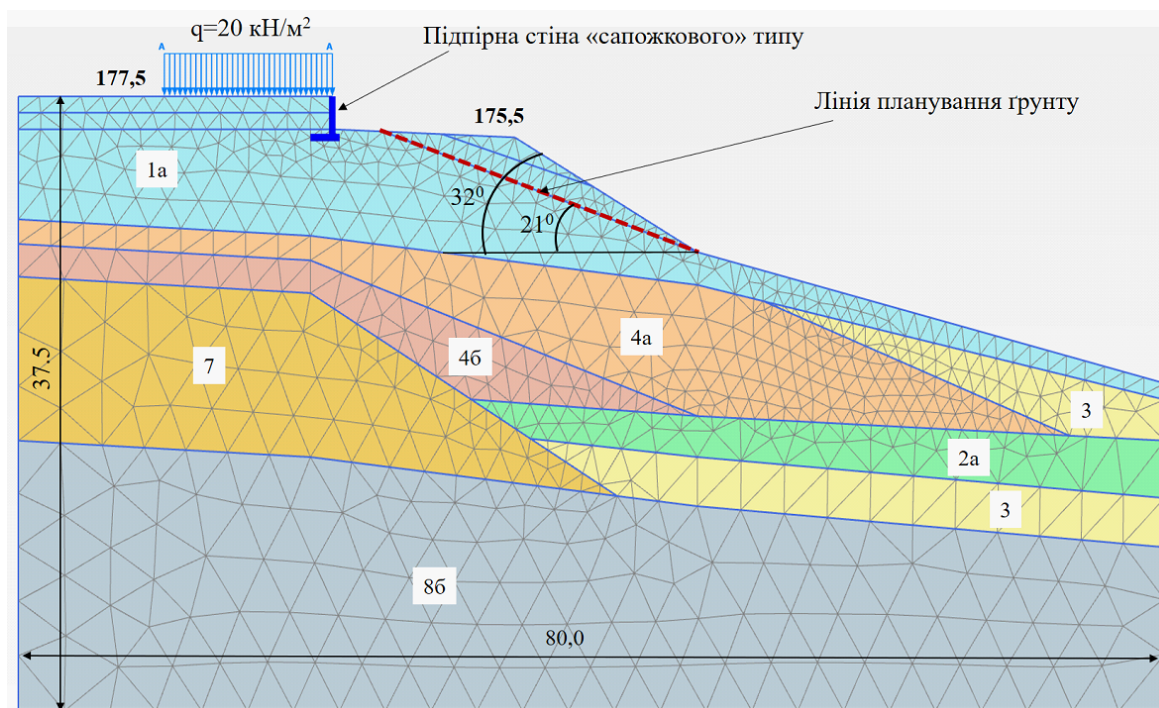


Рис.2. Розрахункова схема для перерізу 1-1.

Fig.2. Calculation scheme for section 1-1.

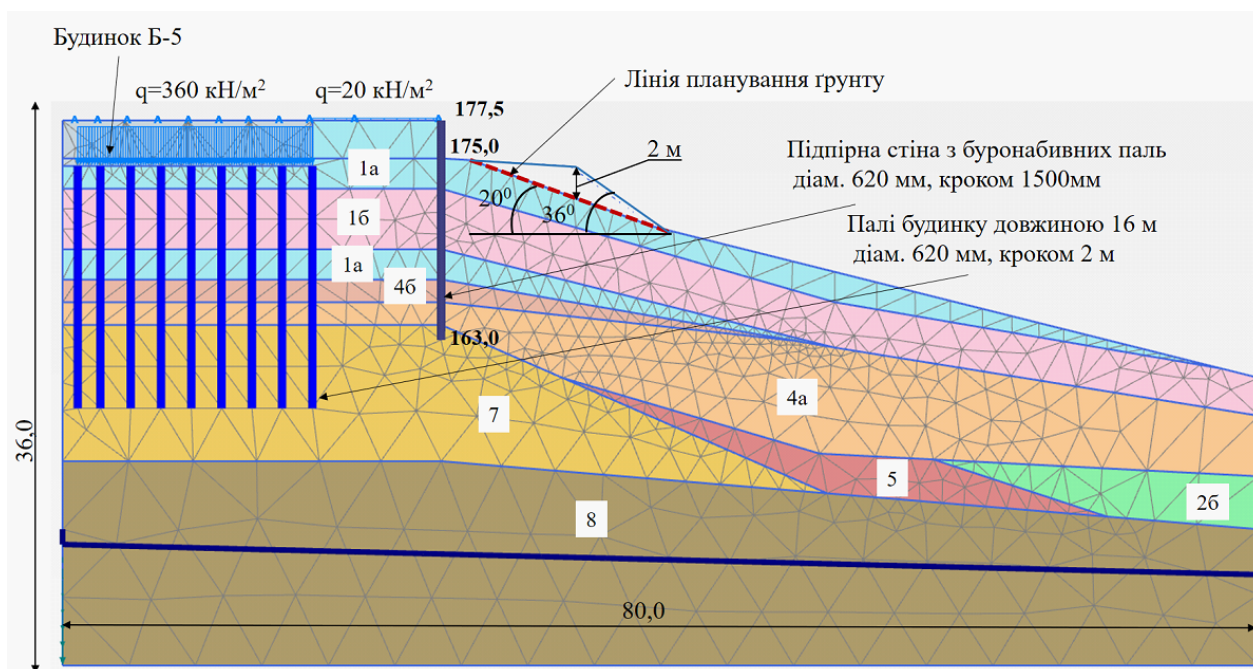


Рис.3. Розрахункова схема для перерізу 2-2.

Fig.3. Calculation scheme for section 2-2.

За результатами числового моделювання коефіцієнт стійкості схилу $K_{cm}=1,377 > 1.25$, стійкість схилу забезпечена.

Розрахунковий переріз 2-2.

Розміри скінчено-елементної моделі – 36,0х80,0 м. На етапі розрахунків кут укосу

складає 36° . Ітераційним методом підбрано кут планування ґрунту для забезпечення стійкості укосу, який становить 20° .

Для забезпечення проектних позначок влаштована підпірна стінка з буронабивних паль. Жорсткість скінченного елемента паль

приведена для ряду паль діаметром 620 мм, які розташовані з кроком 1,5м. Довжина паль складає 15 м. Перепад висот – 2,5 м.

Скінчено-елементна схема включає фундамент будинку і навантаження від його ваги. Палі будинку довжиною 16 м, діаметром 620 мм. Навантаження від будинку складає 360 кН/м^2 (Рис. 3). За результатами числового моделювання коефіцієнт стійкості схилу $K_{cm} = 1,464 > 1.25$, стійкість схилу забезпечена.

Розрахунковий переріз 3-3.

Розміри скінчено-елементної моделі – 33,0х85,5 м. На етапі розрахунків кут укосу складає 31° . Ітераційним методом підібрано кут планування ґрунту для забезпечення стійкості укосу, який становить 21° , по якому необхідно влаштувати георешітку.

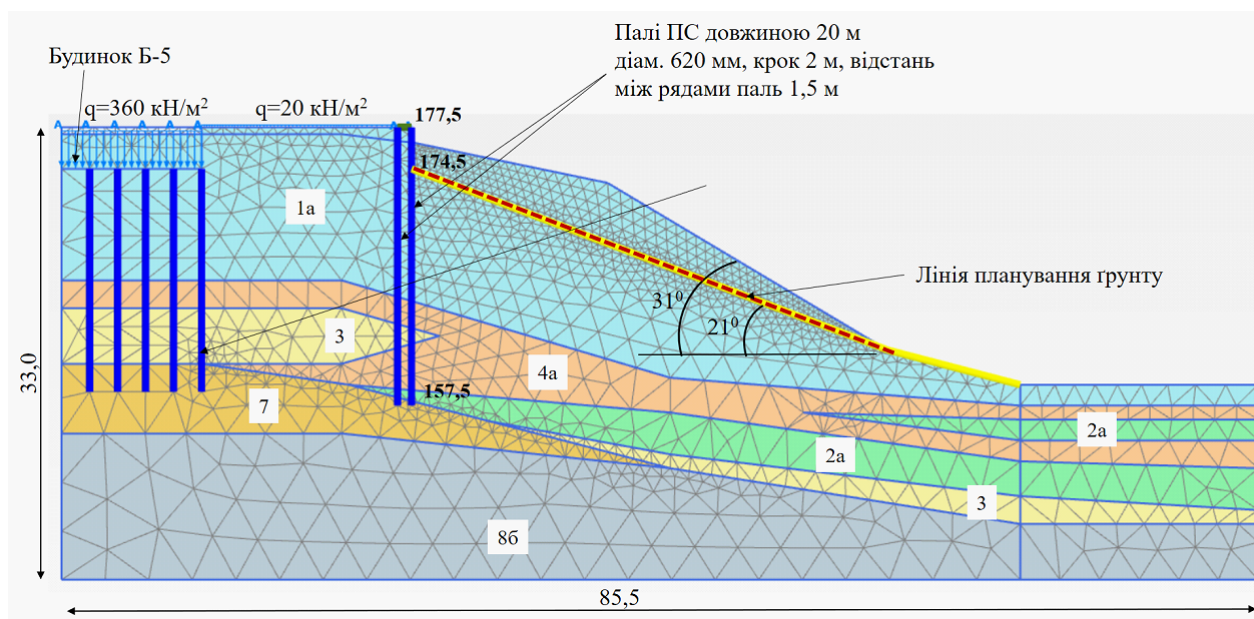


Рис.4. Розрахункова схема для перерізу 3-3.

Fig.4. Calculation scheme for section 3-3.

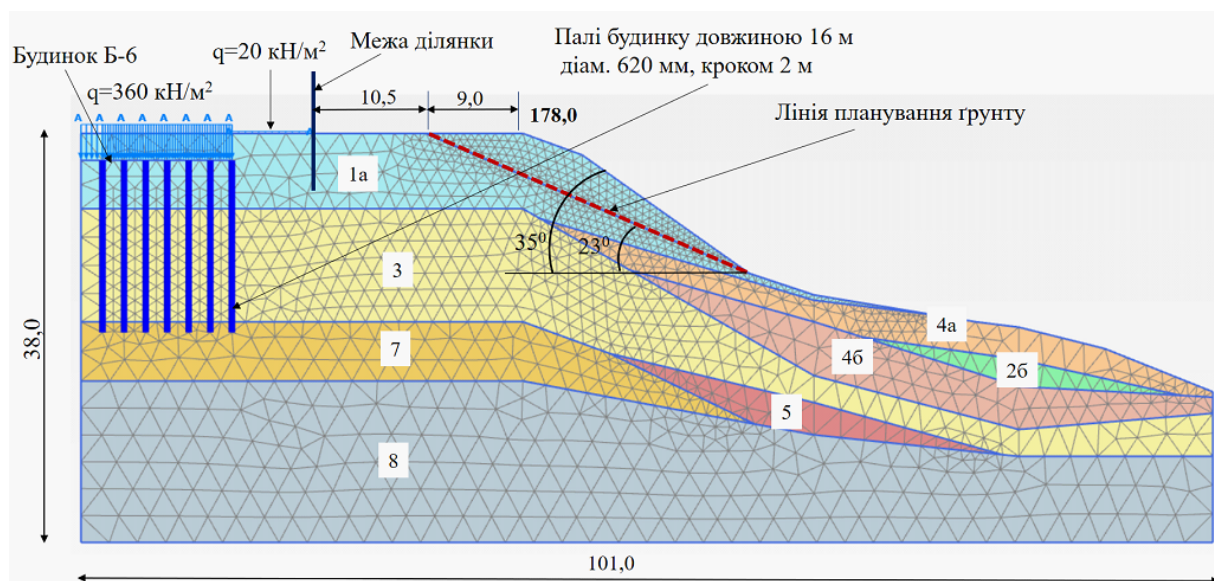


Рис.5. Розрахункова схема для перерізу 4-4.

Fig.5. Calculation scheme for section 4-4.

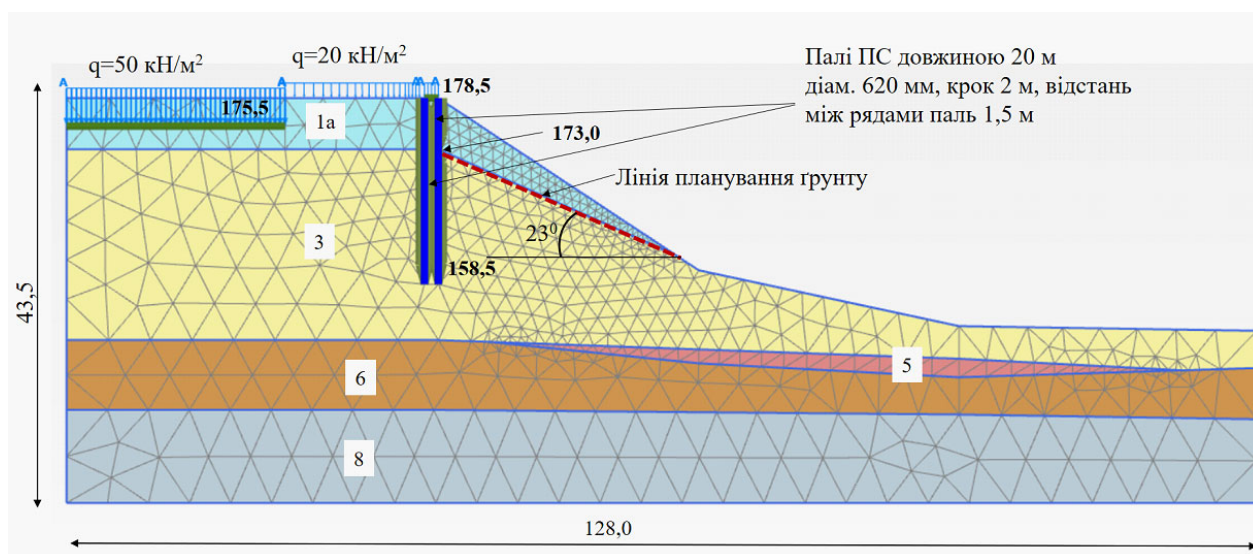


Рис.6. Розрахункова схема для перерізу 5-5.

Fig.6. Calculation scheme for section 5-5.

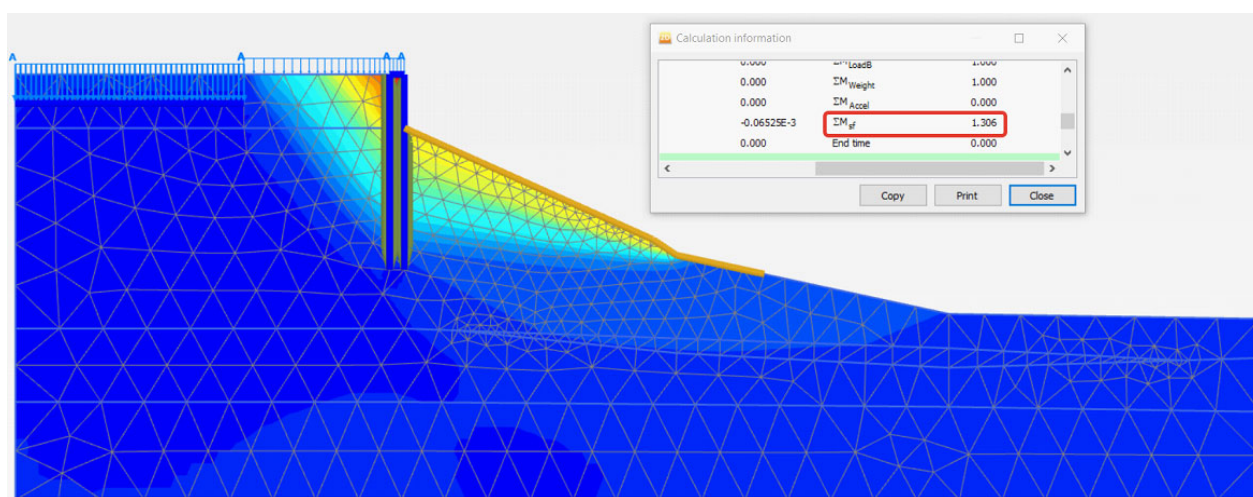


Рис.7. Оцінка стійкості схилу для перерізу 5-5 після планування ґрунту.

Fig.7. Estimation of slope stability for section 5-5 after soil planning.

Для забезпечення проектних позначок влаштована підпірна стінка з буронабивних паль діаметром 620 мм, які розташовані з кроком 2 м. Довжина паль складає 20 м. Перепад висот складає – 3 м. Палі розташовані в 2 ряди в шаховому порядку і об'єднані ростверком. Як відомо, така конструкція працює як рама, що підвищує її жорсткість (Рис. 4). За результатами числового моделювання коефіцієнт стійкості схилу $K_{cm}=1,301 > 1.25$. Схил стійкий. Максимальні переміщення верху паль складають 17 мм.

Розрахунковий переріз 4-4.

Розміри скінчено-елементної моделі – 38,0x101,0 м. На етапі розрахунків кут природнього укосу складає 35°. В результаті розрахунків природній схил є не стійким. Тому, для забезпечення стійкості укосу на-сипного ґрунту необхідно лише спланувати укіс під кутом 23°. За результатами числового моделювання коефіцієнт стійкості схилу $K_{cm}=1,34 > 1.25$. Схил стійкий (Рис. 5).

Розрахунковий переріз 5-5.

Розміри скінчено-елементної моделі –

43,5x128,0 м. На етапі розрахунків кут укосу складає 28° . Для забезпечення стійкості укосу ітераційним методом підібрано кут планування ґрунту, який становить 23° .

Для забезпечення проектних позначок влаштована підпірна стінка з буронабивних паль. Жорсткість скінченного елемента паль приведена для ряду паль діаметром 620 мм,

які розташовані з кроком 2 м. Довжина паль складає 20 м. Перепад висот складає – 5,5 м. Палі розташовані в 2 ряди в шаховому порядку і об'єднані ростверком (Рис. 6).

За результатами числового моделювання коефіцієнт стійкості схилу $K_{cm}=1,306 > 1.25$. В такому випадку схил є стійким.

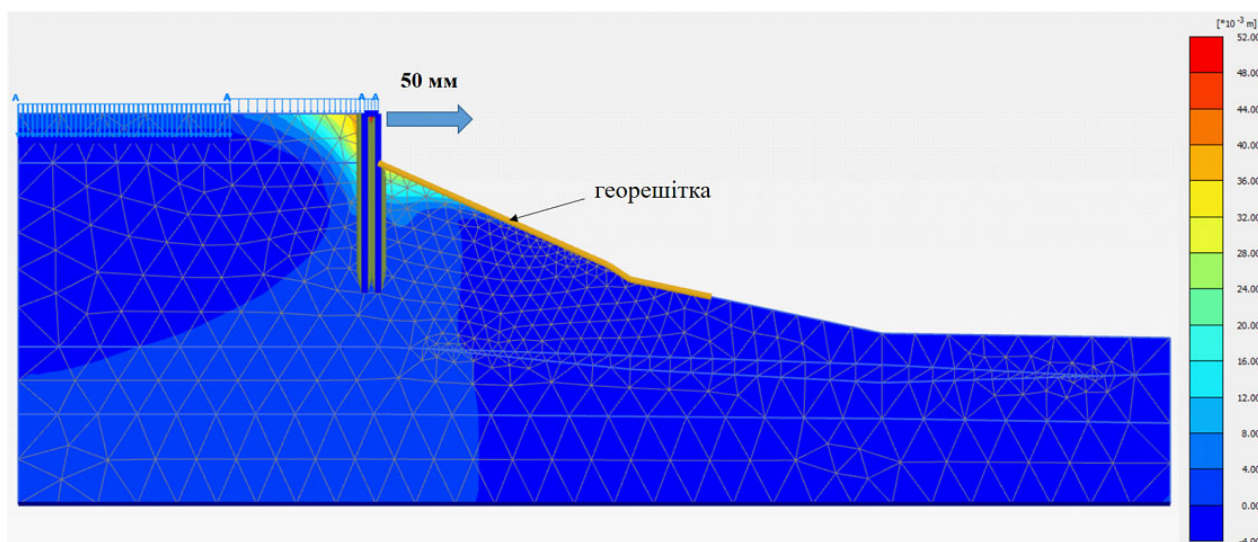


Рис.8. Горизонтальні переміщення підпірної стіни з буронабивних паль для перерізу 5-5.
Fig.8. Horizontal movements of a retaining wall from bored piles for section 5-5.

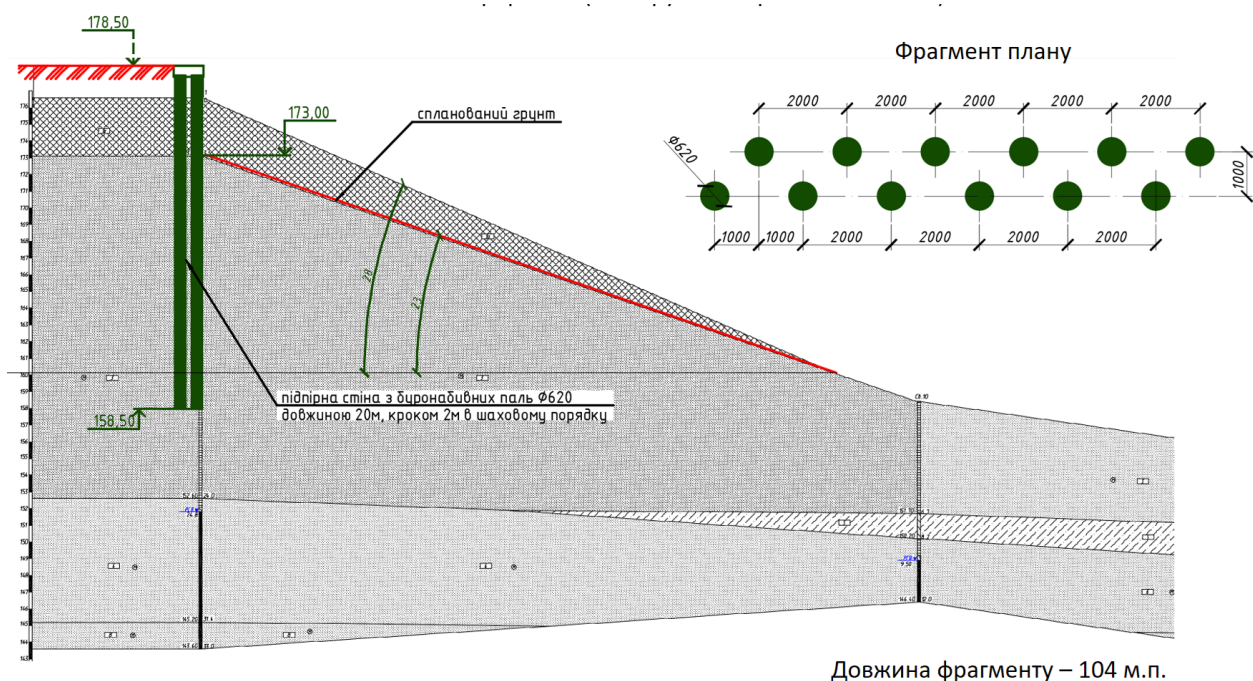


Рис.9. Конструктивні заходи для збільшення стійкості укоса для ділянки в межах перерізу 5-5.
Fig.9. Constructive measures to increase the stability of the slope for the site within the section 5-5.

Таким чином, за результатами проведених розрахунків отримано 4 типових конструктивних рішення для п'ятох фрагментів в межах ділянки будівництва житлового комплексу, що межує із схилом. По довжині границі ділянки обрані раціональні конструктивні рішення, що забезпечують стійкість схилу з врахуванням експлуатаційних навантажень від руху транспорту та з врахуванням проектних позначок рельєфу. Коефіцієнт стійкості схилу для всіх конструктивних рішень більший за нормативне значення коефіцієнту стійкості 1,25 у відповідності до вимог норм [9, 10]. Розроблені раціональні конструктивні рішення підпірних стін та оптимальне планування території було впроваджено у практику будівництва. При цьому довжина паль підпірних стін обиралася таким чином, щоб перетинати поверхню ковзання, яка формується для ґрунтового масиву з проектними позначками та навантаженням.

ВИСНОВКИ ТА РЕКОМЕНДАЦІЇ

Показано, що існуючі аналітичні методи розрахунку заглиблених споруд використовуються тільки для попередніх передпроектних рішень і не можуть бути використані для конструкцій, що потребують врахування складних гідрогеологічних умов.

Прийнята пружно-пластична модель деформування ґрунтів зі зміною їх параметрів (модуля деформації) в залежності від рівня напружень у ґрунті (Hardening soil model) дозволяє виявляти зони максимальних значень згинальних моментів (M_{max}) та переміщень (u_{max}) при формуванні НДС взаємодії утримуючих споруд з ґрунтовим масивом. Це дає змогу розробляти раціональні рішення підпірних стін, що забезпечує стійкість схилу.

Наведено, що при проектуванні комплексу заходів для стабілізації території методика, що використана, дозволяє обґрунтувати положення утримуючих споруд, які

враховують особливості природного рельєфу та складні ґрунтові умови.

Показано, що всебічне дослідження напружено-деформованого стану елементів системи «ґрунти схилу-підпірна стіна» дозволяє отримати надійні та економічні рішення конструкцій підпірних стін з раціонально підбраною довжиною та перерізом паль, а також оптимальним положенням кута нахилу рельєфу із врахуванням нахилу ґрунтових умов.

ЛІТЕРАТУРА

1. Бойко І.П. Напружено-деформований стан заглиблених споруд з врахуванням їх жорсткості, технології зведення та характеру навантаження / І.П. Бойко, Л.О. Скочко, В.В. Жук, В.С. Носенко, В.Л. Підлущий // *Науково-технічний збірник «Будівельні матеріали, виробництво та санітарна техніка»* ISSN 2413-7693. – К.: ТОВ «Видавництво» БАРМИ». – 2018. – Вип. 59. – С. 60-72.
2. Скочко Л.О. Особливості числового моделювання напружено-деформованого стану багаторушних підпірних стін з врахуванням зміни конфігурації їх окремих ярусів / Л.О. Скочко // *Energy-efficiency in civil engineering and architecture*. К.: «Видавництво Ліра-К». – 2017. – Вип. 9 – С. 227-231.
3. Duncan J.M., Chang C.-Y. Nonlinear analysis of stress and strain in soils. *ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*. 1970. № 96 (SM5). pp. 1629–1653.
4. Janbu N. Slope stability computation. *Embankment-Dam Engineering*. 1973. Casagrande volume. pp. 47–86.
5. Kondner R.L. Hyperbolic stress strain response: Cohesive soils. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 1963. Vol. 89. Issue 1. pp. 115–144.
6. Plaxis 2D 2015. Reference manual, Delft University of Technology & PLAXIS b.v., The Netherlands, 424 p. [ISBN-13: 978-90-76016-18-4]
7. Rowe P.W. The stress-dilatancy relation for static equilibrium of an assembly of particles in contact. *Proceedings of the Royal Society of*

- London. Series A, Mathematical and Physical Sciences. 1962. Vol. 269, No. 1339. pp. 500–527. DOI: 10.1098/rspa.1962.0193
8. Schanz T., Vermeer P.A., Bonnier P. G. The Hardening Soil Model: Formulation and verification. Beyond 2000 in Computational Geotechnics. Balkema. Rotterdam. 1999, pp. 281–290.
 9. ДБН В. 1.1-46:2017. Інженерний захист територій, будівель і споруд від зсувів та обвалів. Основні положення: [Чинний від 01.11.2017]. – К.: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2017. – 43с.
 10. ДСТУ-Н Б В.2.1-31:2014. Настанова з проектування підпірних стін. – К.: Мінрегіон України, 2015. – 86с.
 4. Janbu N. (1973). Slope stability computation. Embankment-Dam Engineering. Casagrande volume. 47–86.
 5. Kondner R.L. (1963). Hyperbolic stress strain response: Cohesive soils. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. Vol. 89. Issue 1. 115–144.
 6. Plaxis 2D 2015. (2015). Reference manual, Delft University of Technology & PLAXIS b.v. ISBN-13: 978-90-76016-18-4. The Netherlands, 424.
 7. Rowe P.W. (1962). The stress-dilatancy relation for static equilibrium of an assembly of particles in contact. Proceedings of the Royal Society of London. Series A, Mathematical and Physical Sciences. Vol. 269, No. 1339. 500–527. DOI: 10.1098/rspa.1962.0193
 8. Schanz T., Vermeer P.A., Bonnier P.G. (1999). The Hardening Soil Model: Formulation and verification. Beyond 2000 in Computational Geotechnics. Balkema. Rotterdam. 81–290.
 9. Inzhenernyi zakhyst terytorii, budivel i sporud vid zsuviv ta obvaliv. Osnovni polozhennia: DBN V. 1.1-46:2017. (2017). – Kyiv: Ministerstvo rehionalnoho rozvytku, budivnytstva ta zhytlovo-komunalnoho hospodarstva Ukrainy, 43. (in Ukrainian).
 10. Nastanova z proektuvannya pidpirnykh stin: DSTU-N B V.2.1-31:2014. (2015). Kyiv: Minrehion Ukrayiny, 86. (in Ukrainian).

REFERENCES

1. Boyko I.P. (2018). Napruzheno-deformovanyi stan zahlyblyenykh sporud z vrakhuvanniam yikh zhorstkosti, tekhnolohii zvedennia ta kharakteru navantazhennia [Stress-strain state of deep structures taking into account their rigidity, erection technology and the nature of the load]. *Osnovu i fundamentei: Mizhvidomchyj naukovy-tekhnichnyi zbirnyk*. Kyiv: TOV «Vydavnytstvo» BARMY», 59, 60-72 (in Ukrainian).
2. Skochko L.O. (2017). Osoblyvosti chyslovoho modeliuvannia na-pruzhenno-deformovanoho stanu bahatoiaru-snykh pidpirnykh stin z vrakhuvanniam zminy konfiguracyi yikh okremykh yarusiv [Features of numerical modeling of stress-strain state of mult-level retaining walls taking into account configuration changes of their levels]. *Naukovy-tekhnichniy zbirnyk «Budivelni materialy, vyroby ta sanitarna tekhnika»*. Kyiv: «Vydavnytstvo Lira-K», 9, 227-231. (in Ukrainian).
3. Duncan J.M., Chang C.-Y. (1970). Nonlinear analysis of stress and strain in soils. ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. № 96 (SM5), 1629–1653.

Influence of parameters of retaining walls and loose soils on the stability of slopes in the new construction of residential complexes

*Liudmyla Skochko,
Viktor Nosenko,
Vasyl Pidlutskyi,
Oleksandr Gavryliuk*

Summary. The stability of the slope in the existing and design provisions is investigated, the constructive decisions of retaining walls on protection of the territory of construction of a residential complex in a zone of a slope are substantiated. The stability of the slope when using rational landslide structures is estimated.

The results of the calculation of the slope stability for five characteristic sections on the basis of engineering-geological survey are analyzed. For each of the given sections the finite-element scheme according to the last data on change of a relief is created. The slope was formed artificially by filling the existing ravine with construction debris from the demolition of old houses and from the excavation of ditches for the first houses of the complex. Five sections along the slope are considered and its stability in the natural state and design positions is determined. Also the constructive decisions of retaining walls on protection of the territory of construction of a residential complex as along the slope there are bulk soils with various difference of heights are substantiated. This requires a separate approach to the choice of parameters of retaining walls, namely the dimensions of the piles and their mutual placement, as well as the choice of the angle of the bulk soil along the slope.

The calculations were performed using numerical simulation of the stress-strain state of the system "slope soils-retaining wall" using the finite element method. An elastic-plastic model of soil deformation with a change in soil parameters (deformation module) depending on the level of stresses in the soil is adopted. Hardening soil model (HSM) used. Calculations of slope stability involve taking into account the technological sequence of erection of retaining walls and modeling of the phased development of the pit. The simulation was performed in several stages: Stage 1 - determination of stresses from the own shaft, Stage 2 - assessment of slope stability before construction, Stage 3 - installation of retaining wall piles, Stage 4 - assessment of slope stability after landslides. Based on these studies, practical recommendations were developed for the design of each section of the retaining wall in accordance with the characteristic cross-sections.

Key words. retaining wall, diameter of piles, stability of slopes, difficult soil conditions, numerical modeling, model of soil environment.

Напружено-деформований стан підпірних стін в залежності від їх конструкції

Віталій Ручківський¹

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

¹ruchkivsky8@ukr.net, orcid.org/ 0000-0001-8982-2884

DOI: 10.32347/0475-1132.40.2020.76-82

Анотація. У сучасному містобудуванні, в більшості випадків, при зведенні будівель і підземних споруд виникає негативний вплив нового будівництва на існуючу забудову. Як правило фундаменти нових будівель проектується із більшою глибиною закладання в порівнянні з існуючими будівлями. В результаті робіт по екскавації котловану та подальшому влаштуванню несучих конструкцій підземних споруд існуючі будинки зазнають нерівномірних осідань. В стінах можуть з'являтися тріщини та відбувається порушення експлуатаційної придатності конструктивних елементів. Перед геотехніком виникає завдання визначення габаритів зони впливу нового будівництва, тобто ділянки, на якій можуть відбуватись негативні процеси формування напружено-деформованого стану. Для дотримання безпечної експлуатації існуючих будівель виникає необхідність достовірного прогнозу додаткових деформацій існуючих будівель і споруд, а також вибору раціонального рішення огороження котловану.

Проведено моделювання напружено-деформованого стану підпірної стіни котловану при різних діаметрах та зміні кількості рядів паль. Розрахунки напружено-деформованого стану захисних конструкцій спільно з ґрунтовою основою виконувалось за допомогою методу скінчених елементів для горизонтального навантаження на 1м.п. підпірної стіни (задача плоскої деформації).

Розв'язувались 4 варіанти задачі:

B1 – підпірна стіна із паль довжиною 13,5м, діаметром 420мм, розташованих в один ряд;

B2 - підпірна стіна із паль довжиною 13,5м, діаметром 620мм, розташованих в один ряд;



Віталій Ручківський
асистент кафедри
геотехніки

B3 - підпірна стіна із паль довжиною 13,5м, діаметром 420мм, розташованих в два ряди;

B4 - підпірна стіна із паль довжиною 13,5м, діаметром 620мм, розташованих в два ряди;

Показано вплив збільшення діаметра паль в конструкції підпірної стіни на збільшення моменту інерції перерізу, що призводить до сприйняття більшого значення згинальних моментів.

Виконано техніко-економічне порівняння варіантів огороження котловану.

Виявлено найбільш раціональне рішення огороження котловану в даних умовах.

Ключові слова. Напружено-деформований стан, підпірна стіна, котлован, інженерні захисні конструкції, згинальні моменти, горизонтальні деформації.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

На сьогодні, у зв'язку з швидким розвитком великих міст, з метою економії і ефективного використання територій, усе частіше для будівництва обирають ділянки, які раніше вважались непридатними для забудови. У більшості випадків такі ділянки є зсувонебезпечними, із складними гідрогеологічними умовами і активними зсувними

процесами. Будівництво в таких умовах висотних будинків з підземними паркінгами викликає суттєву зміну напружено-деформованого стану навколишніх будівель і ґрунтового масиву, внаслідок чого схил може втратити стійкість. Тому вибір конструктивних рішень підпірних стін, які б утримували схил і обмежували вплив нового будівництва на нормальну експлуатацію існуючих споруд є дуже важливим завданням.

АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

На сьогодні, існує велика кількість методів розрахунку підпірних стін котловану, однак їх використання часто призводить до отримання істотно різних, суперечливих один одному результатів. Наявність ущільненої забудови значно ускладнює цей процес. Неточний розрахунок огорожувальної конструкції веде до непередбачуваного впливу на оточуючу забудову. Для вирішення проблеми прогнозування впливу нового будівництва на існуючі споруди в щільно забудованій території присвячено наукові праці І.П.Бойка [2], Ю.Л.Віннікова [3], М.Л.Зоценка [4], П.І.Яковлева [6], Chandrakant S. Desai [8].

МЕТА РОБОТИ

Порівняти напружено-деформований стан підпірної стіни із буронабивних паль при різних діаметрах та кількості рядів.

Виявити найбільш економічно ефективний варіант.

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

Ділянка майбутнього будівництва являє собою майданчик із абсолютними відмітками поверхні землі, що коливаються від 171.8 до 160.57 м. Проектом передбачено спорудження на даній ділянці висотного багатоповерхового житлового комплексу.

Для виконання робіт по будівництву та подальшій експлуатації житлових будинків

запроектовано захист території від зсувних процесів за допомогою підпірних стін із буронабивних паль, довжиною 13.5м, об'єднаних залізобетонним монолітним ростверком (рис.1).

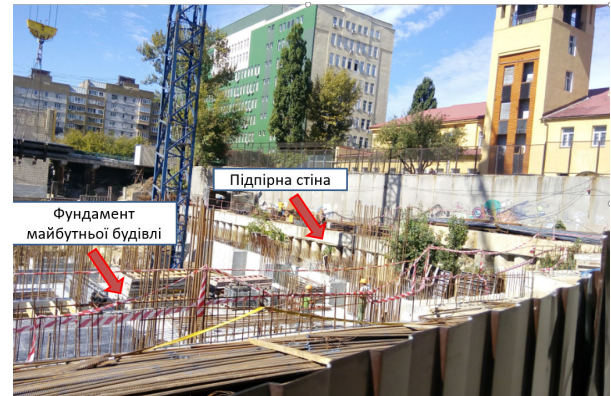


Рис.1. Будівельний майданчик.

Fig.1. Construction site.

Максимальна відмітка розробки котловану передбачена проектом після влаштування паль та ростверків – 157,8. Загальна глибина котловану складає 6,17 м (рис.2).

Майданчик під будівництво житлового комплексу знаходиться на древньозсувному схилі балки.

Геологічна будова майданчику до розвіданої глибини 35.0 м складається з комплексу еолово-делювіальних та водно-льодовикових відкладів, представлених пісками, супісками та суглинками, вище яких знаходиться насипний ґрунт (табл.1). Під четвертинними відкладами знаходяться: строкаті глини, суглинки, супіски, піски новопетрівського регіорусу.

Згідно інженерно-геологічних вишукувань підземні води в період вишукувань (грудень, 2014 р.) на майданчику під будівництво житлового комплексу зустрінуті на глибині 1.0 – 10.0 м, на абсолютних відмітках 158.90 – 155.80 м і приурочені до водно-льодовикових відкладів. Глина ПГЕ – 6 являє собою надійний водотривкий шар для водоносного горизонту. Горизонт не напірний.

За результатами інженерно-геологічних вишукувань ґрунтова основа складається з таких інженерно-геологічних елементів:

ІГЕ -1а Насипний ґрунт – супісок від твердої до пластичної консистенції;
 ІГЕ-2 Супісок, пластичний;
 ІГЕ-3 Пісок дрібний, середньої щільності, малого ступеню водонасичення;
 ІГЕ-4 Суглинок, м'якопластичний;
 ІГЕ-6 Глина, напівтверда.

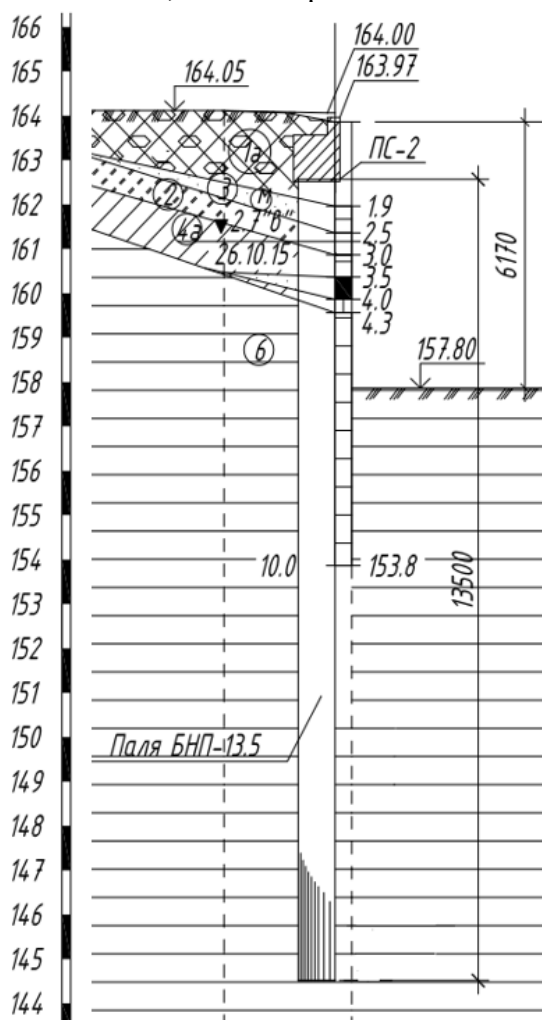


Рис.2. Посадка підпірної стіни на інженерно-геологічний розріз.

Fig.2. Retaining wall on the engineering-geological section.

Розрахунки напружено-деформованого стану захисних конструкцій спільно з ґрунтовою основою виконувались методом скінченних елементів для горизонтального навантаження на 1м.п. підпірної стіни (задача плоскої деформації). Моделювання ґрунтового масиву виконувалось із використанням ідеальної пружно-пластичної моделі з граничною поверхнею, що описується критерієм Кулона-Мора.

Табл.1. Фізико-механічні характеристики ґрунтів експериментального майданчика №1 заданими інженерно-геологічних вишукувань.

Table1. 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 внутрішнього тертя, градуси	Питоме зчеплення, кПа	Модуль деформації, МПа
	ρ	W	e	φ	c	E
1а	1,79	0,136	0,68	26	15	16
2	1,83	0,14	0,65	26	18	24
3	1,72	0,09	0,67	31	2	23
4	1,91	0,21	0,7	17	31	14
6	1,97	0,25	0,72	14	80	28

На рис.3 і рис.4 приведені розрахункові схеми, що включають ґрунтову основу потужністю 50м, підпірні стіни (ПС) в один та два ряди із палей кроком 1.0м, довжиною 13,5м. Характеристики жорсткості палей підпірних стін були приведені з розрахунку на 1м.п. Розміри розрахункової області складають 50×90м. Нижня частина розрахункової схеми, на відстані 20м від подошви палей підпірної стіни обмежена площиною, яка закріплена від вертикальних переміщень. По бічних площинах на основу накладені в'язі, що перешкоджають тільки нормальним до площин переміщенням.

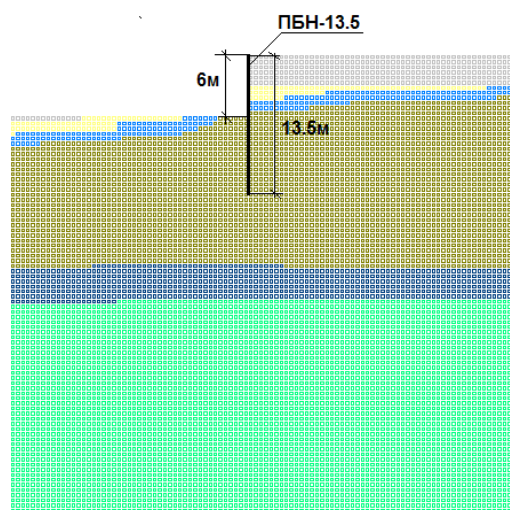


Рис.3. Розрахункова схема при розташуванні палей в один ряд.

Fig.3. Calculation scheme when the piles are arranged in one row

В розрахунок включено 8-м етапів монтажу та демонтажу. На основі попередніх розрахунків був здійснений підбір розмірів сітки скінченних елементів з метою зменшення впливу граничних умов на дослідну частину підпірної стіни, а також забезпечення заданої точності отриманих результатів. Таким чином ґрунтовий масив розбивався з кроком сітки 1.0м, а навколо паль підпірних стін з кроком 0.5м.

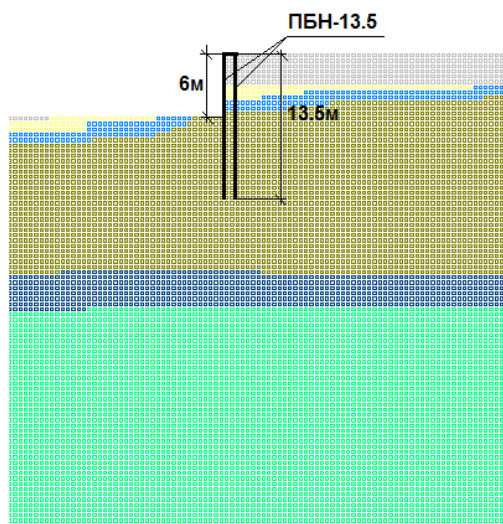


Рис.4. Розрахункова схема при розташуванні паль в два ряди.

Fig. 4. Calculation scheme when the piles are arranged in two row.

Розв'язувалось 4 варіанти задачі:

В1 – підпірна стіна із паль довжиною 13,5м, діаметром 420мм, розташованих в один ряд;

В2 - підпірна стіна із паль довжиною 13,5м, діаметром 620мм, розташованих в один ряд;

В3 - підпірна стіна із паль довжиною 13,5м, діаметром 420мм, розташованих в два ряди;

В4 - підпірна стіна із паль довжиною 13,5м, діаметром 620мм, розташованих в два ряди;

Розрахунок проводився із врахуванням формування напружено-деформованого стану ґрунтового масиву в процесі влаштування підпірної стіни. При цьому порівнювались горизонтальні переміщення верху паль та згинальні моменти (Рис. 5-12).

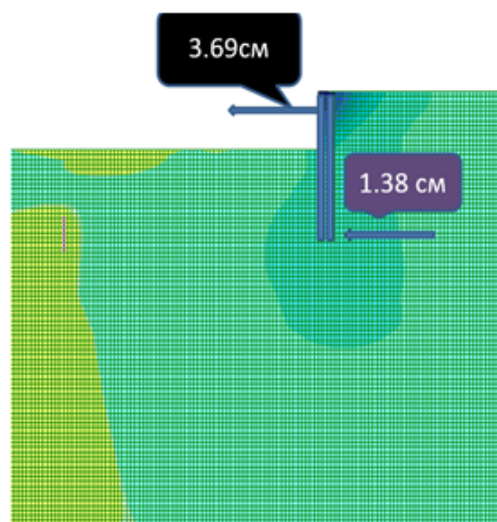


Рис.5.Горизонтальні переміщення в підпірній стіні В3 із паль – ПБН-13.5-42 в два ряди
Fig.5. Horizontal displacement V-3 boring piles PBN-13-5-42 are arranged in two row

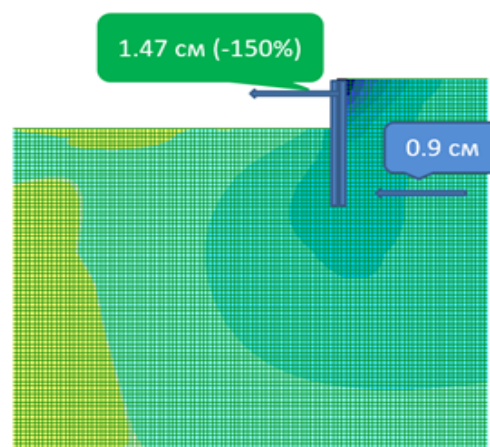


Рис.6. Горизонтальні переміщення в підпірній стіні В4 із паль – ПБН-13.5-62 в два ряди
Fig.6. Horizontal displacement V-4 boring piles PBN-13.5-62 are arranged in two row.

Порівняння горизонтальних переміщень при варіантах В3 (палі $d=420$ мм в два ряди) (рис. 5) та В4 (палі $d=620$ мм в два ряди) (рис. 6) показало, що збільшення діаметру паль знижує переміщення в 2.5 рази, а згинальні моменти при цьому у варіанті з більшим діаметром зростають на 10% - 34% (рис.7; 8).

При розв'язанні задачі виявилось, що при даних навантаженнях варіант В1 із паль діаметром 420мм, розташованих в один ряд, не задовольняє умовам другого граничного стану, горизонтальні переміщення склали більше 10см.

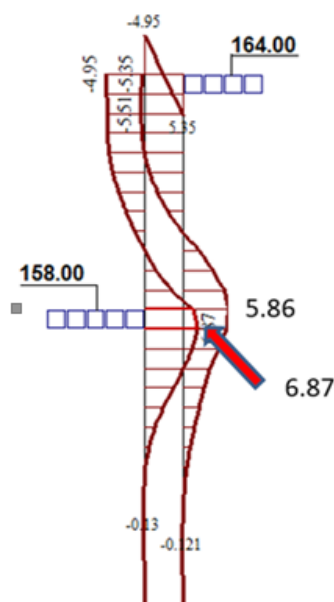


Рис.7. Епюра згинальних моментів в підпирній стіні В3 із паль – ПБН-13.5-42.

Fig. 7. Bending moments diagram V-3 boring piles PBN-13.5-42.

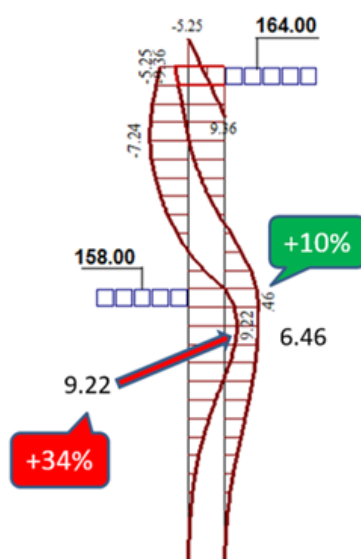


Рис.8. Епюра згинальних моментів в підпирній стіні В4 із паль – ПБН-13.5-62.

Fig. 8. Bending moments diagram V-4 boring piles PBN-13.5-62.

При порівнянні варіантів В2 (палі $d=620\text{мм}$ в один ряд) (рис.9) та В3 (палі $d=420\text{мм}$ в два ряди) (рис. 10) встановлено, що використання двохрядної стінки із паль меншого діаметру призводить до зниження значень горизонтальних переміщень на 34%.

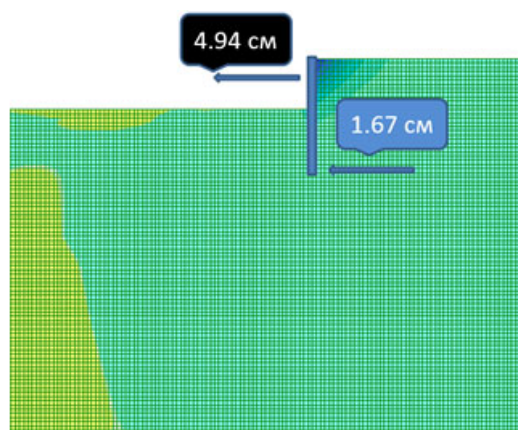


Рис.9. Горизонтальні переміщення в підпирній стіні В2 із паль – ПБН-13.5-62 в один ряд.

Fig.9. Horizontal displacement V-2 boring piles PBN-13.5-62 are arranged in one row

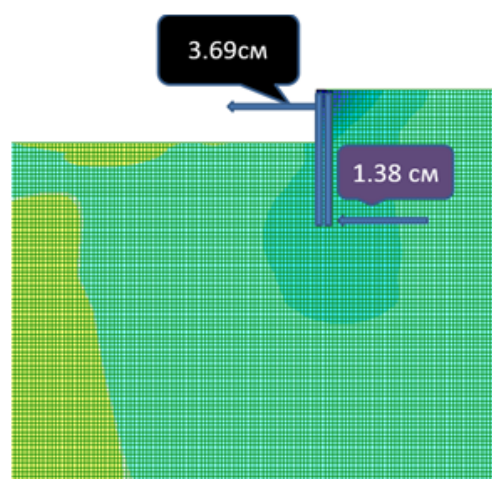


Рис.10. Горизонтальні переміщення в підпирній стіні В3 із паль – ПБН-13.5-42 в два ряди.

Fig.10. Horizontal displacement V-3 boring piles PBN-13.5-42 are arranged in two row.

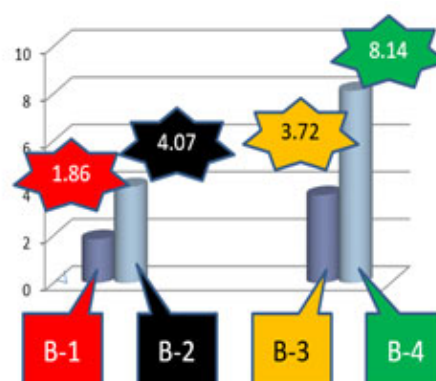


Рис.11. Графік витрат бетону на одну палю.

Fig.11. Graph of concrete consumption per pile

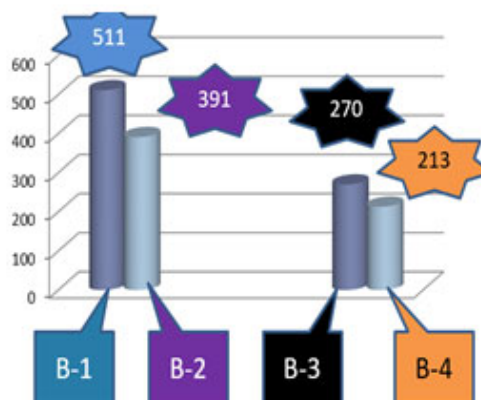


Рис.12. Графік витрат арматури на одну палю.
Fig.12. Graph of armature consumption per pile

ВИСНОВКИ ТА РЕКОМЕНДАЦІЇ

Встановлено, що при палях $d=420\text{мм}$, розташованих в 2 ряди, горизонтальне переміщення зменшується на 34% у порівнянні з однорядним розташуванням паль $d=620\text{мм}$. У цьому випадку більш ефективно використовується арматура.

Показано, що збільшення діаметру паль в конструкції підпірної стіни зумовлює зростання моменту інерції перерізу, що призводить до сприйняття більшого значення згинальних моментів, за рахунок більш ефективного використання площі арматури.

Виявлено, що найбільш економічно вигідним рішенням підпірної стіни в даних ґрунтових умовах є варіант із паль $d=420\text{мм}$, розташованих у два ряди, в порівнянні із однорядним розташуванням паль $d=620\text{мм}$ (рис.11;12).

ЛІТЕРАТУРА

1. Основи та фундаменти споруд. Зміна № 1: ДБН В.2.1–10–2009. – [Чинний від 2011–07–01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 55с.
2. 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.
3. Винников Ю.Л. Модельные исследования эффективности грунтоцементных разделительных экранов для защиты от влияния нового строительства / Ю.Л. Винников, А.В. Веденисов // *Вестник Пермского националь-*

ного исследовательского политехнического университета. Серия: Строительство и архитектура – Пермь 2015 – С.51-63 - DOI: 10.15593/2224-9826/2015.1.04.

4. Зоценко М.Л. Моделивання напружено-деформованого стану ґрунтового масиву зсувного схилу / М. Л. Зоценко, Ю. Л. Винников, М. О. Харченко, А. М. Виноградова, О.В. Костенко // *Зб. наук. праць. Серія: Галузеве машинобудування, будівництво*. – Полтава: ПолтНТУ, 2013. – Вип. 3(38). – Т. 1. – С. 160-169.
5. Turcek P., Sul'ovska M. Using the observation method for foundations of high-rise buildings / *Geotechnical Engineering in Urban Environments* – Rotterdam, 2007 – pp.419-422
6. Яковлев П.И. Взаимодействие сооружений с грунтом / Яковлев П.И., Бибищев А.Г., Бибищев А.А. – М.: Недра, 1997. – 464 с.
7. Capraru C. Numerical analysis of deep excavations and prediction of their influence on neighboring building / Capraru C., Adam D., Hoffmann J. // *Numerical methods in geotechnical engineering* - London: Taylor & Francis Group, 2014 – pp. 735-741 – DOI: 10.1201/b17017-132.
8. Chandrakant S. Desai, Numerical methods in geotechnical engineering / Chandrakant S. Desai, John T. Christian // New York – McGraw-Hill, 1977. – 783p. – ISBN 0-07-016542-4
9. Chris R.I. Clayton, Earth pressure and earth-retaining structures / Chris R.I. Clayton, Rich I. Woods, A.J.Bond, J.Milititsky – New York, , Taylor & Francis, 2006. p.559.

REFERENCES

1. Osnovy ta fundamenti sporud. Zmina 1: DBN V.2.1–10–2009. (2011). Kyiv: Minregionbud Ukrayiny, 55 (in Ukrainian).
2. Boyko I.P. (2006). Osoblyvosti vzaiemodii palovykh fundamentiv pid vysotnymy budynkami z yikh osnovoio [Features of the interaction of pile foundations under high-rise buildings with their foundation]. *Osnovu i fundamenti: Mizhvidomchyj naukovotekhnichnyj zbirnyk*. Kyiv: KNUBA, 30, 3-8 (in Ukrainian).
3. Vynnykov Yu.L. (2015) Modelnye issledovaniya effektivnosti razdelyte-lnyx ekranov dlya zashhyty ot vlyyanyya novogo stroytelstva. [Model studies of the effectiveness of soil-cement dividing screens for protection against the influence of new construction] / Yu.L.

- Vynnykov, A.V. Vedenysov // *Vestnyk Permskogo natsionalnogo yssledovatskogo polytexnycheskogo unyversyteta*. Seryya: Stroytelstvo y arxytek-tura – Perm 2015 – S.51-63 - DOI: 10.15593/2224-9826/2015.1.04.
4. Zocenko M.L. (2013) Modelyuvannya napruzhenno-deformovanogo stanu gruntovogo masyvu zsuvnogo sklyu [Model of a stress-strain state of landslide slope] / M. L. Zocenko, Yu. L. Vy'n-ny'kov, M. O. Xarchenko, A. M. Vy'nogradova, O.V. Kostenko // *Zb. nauk. pracz. Seriya: Galu-zeve mashynobuduvannya, budivnyctvo*. –Poltava: PolNTU. –Vyp. 3(38). – T. 1. – S. 160-169.
 5. Turcek P., Sulovska M. (2007) Using the observation method for foundations of high-rise buildings / *Geotechnical Engineering in Urban Environments* – Rotterdam, – pp.419-422
 6. Yakovlev I.I. (1997) Vzaymodejstvie sooruzhenij s gruntom [Building interaction with soil base] / Yakovlev P.Y., Bybychkov A.G., Bybychkov A.A. – M.: Nedra, 1997. – 464 s.
 7. Capraru C. (2014) Numerical analysis of deep excavations and prediction of their influence on neighboring building / Capraru C., Adam D., Hoffmann J. // *Numerical methods in geotechnical engineering* - London: Taylor & Francis Group, 2014 – pp. 735-741 – DOI: 10.1201/b17017-132.
 8. Chandrakant S. Desai, (1977) Numerical methods in geotechnical engineering / New York – McGraw-Hill, – 783p. – ISBN 0-07-016542-4.

Stress-strain state of retaining walls depending on them construction

Vitalii Ruchkivskyi

Summary. In modern urban planning, in most cases, the construction of buildings and underground structures has a negative impact of new construction on existing buildings. As a rule, the foundations of new buildings are designed with a greater depth of laying compared to existing buildings. As a result of excavation work and subsequent installation of load-bearing structures of underground structures, existing buildings are subjected to uneven subsidence. Cracks may appear in the walls and the serviceability of structural elements may be impaired. Before the geotechnics there is a task to determine the dimensions of the zone of influence of new

construction, ie the area where negative processes of stress-strain formation can occur. To comply with the safe operation of existing buildings, there is a need for a reliable forecast of additional deformations of existing buildings and structures, as well as the choice of a rational solution for the protection of the pit.

Modeling of the stress-strain state of the retaining wall of the pit with different diameters and changes in the number of rows of piles. Calculations of the stress-strain state of the protective structures together with the soil base were performed using the finite element method for a horizontal load of 1 m.p. retaining wall (the problem of flat deformation).

4 variants of the problem were solved:

V1 - retaining wall with piles 13.5 m, 420 mm in diameter, arranged in one row;

V2 - retaining wall with piles 13.5 m, 620 mm in diameter, arranged in one row;

V3 - retaining wall with piles 13.5 m, 420 mm in diameter, arranged in two rows;

V4 - retaining wall with piles 13.5 m, 620 mm in diameter, arranged in two rows;

The influence of increasing the diameter of piles in the structure of the retaining wall on the increase of the moment of inertia of the section, which leads to the perception of a greater value of bending moments, is shown.

The technical and economic comparison of the pit fencing options is performed.

The most rational solution of excavation of the pit in these conditions is revealed.

Key words. Stress-strain state, engineering protective structures, retaining walls, foundation pit, bending moments, horizontal displacements.

Вплив ефекту зім'яття глинистих ґрунтів при компресійних випробуваннях на визначення осідання основи

Олександр П'ятков¹, Вероніка Жук², Ольга Полухович³

Київський національний університет будівництва і архітектури

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

¹av.pyatkov@gmail.com, orcid.org/ 0000-0001-8797-151X

²zhuk.vv@knuba.edu.ua, orcid.org/ 0000-0002-1114-3192

³olia813@ukr.net

DOI: 10.32347/0475-1132.40.2020.83-90

Анотація. Експериментально досліджено вплив «компресійної похибки» - ефекту зім'яття зразків пилювато-глинистих ґрунтів при компресійних випробуваннях.

Для цього проведено компресійні випробування супісків і суглинків на спеціальному компресійному приладі з площею кільця $A=360 \text{ см}^2$ і висотою $h_k=7 \text{ см}$.

Другою відмінністю цього приладу є наявність у верхньому штампі отворів діаметром до 5 мм для встановлення гвинтових марок, які розміщувалися в зразках глинистого ґрунту на відстані до 5 мм від контактної поверхні між штампом і ґрунтом.

Модуль деформації є головною деформаційною механічною характеристикою ґрунту. З практики відомо, що більш достовірні значення цієї характеристики можна отримати при випробуваннях ґрунтових основ штампами в польових умовах. Однак при проектуванні фундаментів неглибокого закладання, як правило, застосовують одометричні випробування ґрунтів в лабораторних умовах, на стандартних компресійних приладах площею кільця 60 см^2 і висотою $h_k=25 \text{ мм}$ за методикою 2-х кривих [6]. Для отримання розрахункових величин компресійні модулі корегують за допомогою перехідних коефіцієнтів [7, 4].

А найголовніше те, що при визначенні величин одометричних лабораторних модулів, з використанням стандартних компресійних приладів, на результат впливає «компресійна похибка». Тобто вихідні дані для розрахункових модулів деформації інженерно-геологічних елементів основи можуть бути значно занижені, що багато разів практично підтверджувалось комплексними парними (штамп-одометр) дослідженнями ґрунтів на стиск.



Олександр П'ятков

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



Вероніка Жук

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



Ольга Полухович

магістр кафедри
геотехніки

Дослідження стиску ґрунтів в компресійних умовах, проведені в лабораторії основ і фундаментів КНУБА [2], доводять можливість покращення результатів одометричних випробувань ґрунтів на стиск, наближаючи їх до штампових.

Ключові слова. Компресійні випробування, одометр, модуль деформації, штамп, польові умови, ефект зім'яття, осідання основи, складні ґрунтові умови.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Достовірні значення розрахункових модулів загальної деформації ґрунтів - E відповідно до вимог ДБН [1] безпосередньо впливають на розрахунки осідання фундаментів будинків і споруд.

Величини одометричних модулів E_{oed} отримані за уточненою методикою, з урахуванням ефекту зім'яття, значно наближені до величин E , отриманих за методикою польових досліджень деформацій ґрунтів при випробуваннях штампами - E_{pet} [5]. Визначення більш точних значень деформацій ґрунтів при компресійних випробуваннях є важливим фактором при розрахунках осідання фундаментів неглибокого закладання.

АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

З досліджень проф. А.К. Ларіонова і Л.В. Кисловой [3] відомо, що на результати компресійних випробувань ґрунтів можуть впливати близько 30 факторів. Значної частини з них можна уникнути, але деякі є системними за рахунок конструктивних особливостей приладів (одометрів).

Попередні дослідження деформації зразка ґрунту в компресійному приладі [2, 5, 8] показали, що на їх величину має найбільший вплив зім'яття ґрунту на контакті зі штампами одометра. Це призводить до заниження величин модуля деформації E_{oed} в декілька разів порівняно з величинами модулів при польових дослідженнях штамповими випробуваннями тих же ґрунтів [4, 5].

МЕТА РОБОТИ

На основі експериментального дослідження встановити кількісний вплив ефекту зім'яття ґрунту при компресійному стиску супісків і суглинків на визначення величин модуля деформації та розрахунку осідання в основі стрічкових фундаментів 4-х поверхової житлової будівлі.

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

Відомо, що фундаменти неглибокого закладання розраховують за другим граничним станом: тобто по деформаціям ґрунтової основи, з виконанням умов: $\sigma_{mi} \leq R$; $S \leq S_u$ [1].

Найбільше значення при визначенні величин осідання має метод пошарового під-

сумування:

$$S = \beta \sum_{i=1}^n \frac{(\sigma_{zpi} - \sigma_{z\gamma i}) \cdot h_i}{E_i} + \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{z\gamma i} \cdot h_i}{E_{e,i}}$$

Відповідно до норм [1] визначення величини осідання S можна провести за спрощеною формулою:

$$S = \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zpi} \cdot h_i}{E_i}, \text{ якщо глибина менше 5 м.}$$

Величини одометричних модулів деформації розраховуються за формулою:

$$E_{oed} = \frac{1 + e_0}{C_c} \cdot \beta, \text{ яка напряму залежить від}$$

значень коефіцієнта стиску C_c , $1/\text{МПа}$, який в свою чергу визначається для заданого інтервалу тиску - P і залежить від змінних величин коефіцієнта пористості ґрунту e_i :

$$C_c = \frac{e_i - e_{i+1}}{P_{i+1} - P_i} = \text{tg} \alpha; e_i = e_o - \frac{\Delta h}{h} (1 + e_o)$$

Таким чином дослідження величин відносних деформації зразка ґрунту на ступенях навантаження при компресійному стиску є ключовим при побудові залежностей $e=f(P)$ і саме за рахунок уточнення величин $\Delta h/h$ можна отримати більш достовірні модулі E_{oed} і більш точні розрахунки осідання S , які будуть наближені до даних при штампових випробуваннях ґрунтів основи.

Досліджувались супіски світло-жовтого до жовто-бурого кольору, тверді, пилюваті в підшві шару опіщанені з рідкими плямами буроватого кольору (ІГЕ-2) з глибин 4, 6, 8 метрів та суглинки жовто-бурого кольору, пилюваті тверді (ІГЕ-3) з глибини 12 метрів.

На Рис. 1 представлена схема компресійного кільця з можливістю вимірювання деформацій Δh як по верхньому штампі (A_1, A_2), так і по гвинтовим маркам (B_1, B_2).

Дані для побудови графіків компресійних кривих $e=f(P)$ див. Рис. 2, Рис. 3, Рис. 4, Рис. 5 з замірами деформацій по штампі і маркам для зразків №1, 2, 3, 4 приведені в таблицях Табл. 2, Табл. 3, Табл. 4, Табл. 5.

Величини коефіцієнтів стиску і одометричних модулів деформації для всіх зразків ґрунту в інтервалі тиску 200-300 кПа представлено в таблиці Табл. 6.

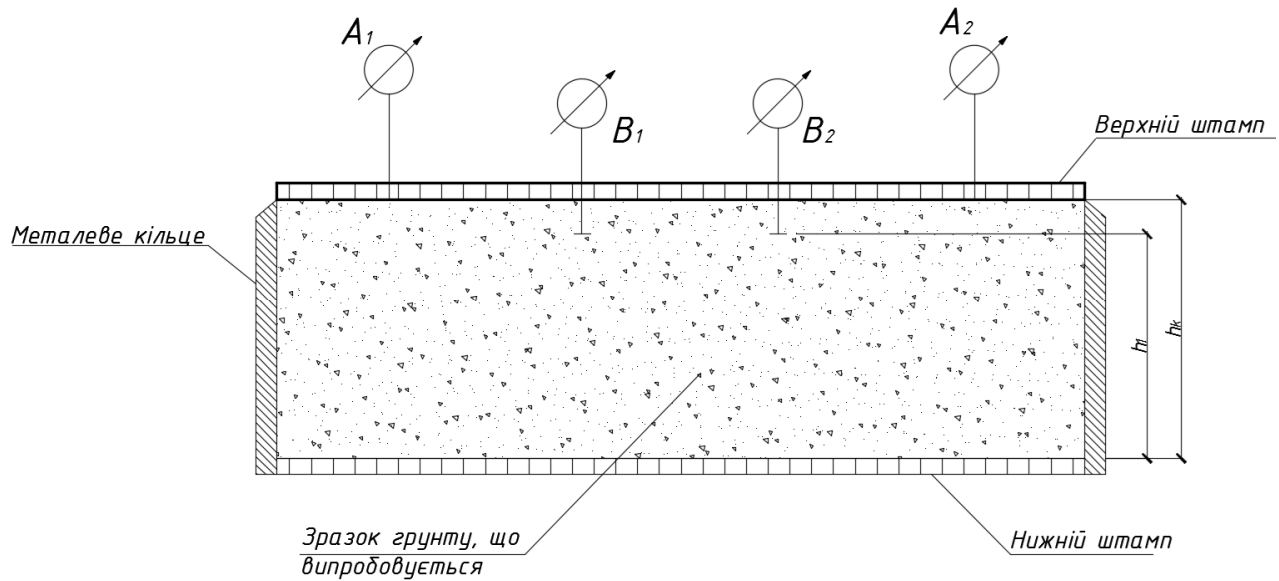


Рис.3. Схема компресійного приладу.
Fig.3. Scheme of the compression device.

Табл. 1. Фізичні характеристики ґрунтів
Table 1. Physical characteristics of soils

Глибина відбору зразків ґрунту (№1, 2, 3, 4)		№1 глиб. 4м	№2 глиб. 6м	№3 глиб. 8м	№4 глиб. 12м
Природна вологість ґрунту, W		0,15	0,14	0,10	0,10
Щільність ґрунту, г/см ³	Природного ρ	1,51	1,52	1,58	1,58
	Сухого ρ_d	1,31	1,34	1,44	1,44
	Частинок ρ_s	2,67	2,66	2,66	2,68
Коефіцієнт пористості, e_0		1,035	0,985	0,852	0,874
Ступінь водо насичення, S_r		0,39	0,36	0,31	0,32
Границі	Текучості, W_L	0,27	0,26	0,25	0,28
	Пластичності, W_P	0,20	0,20	0,21	0,18
Число пластичності, I_P		0,07	0,06	0,04	0,10
Показник текучості, I_L		<0	<0	<0	<0

Табл. 2. Результати компресійних випробувань для зразка ґрунту №1 (h=4 м)
Table 2. Compression test results for soil sample №1 (h=4 m)

Тиск (P), кПа	По штампам (h=7см)			По маркам (h=6.5см)		
	Δh	$\Delta h/h$	e_i	Δh	$\Delta h/h$	e_i
50	0,042	0,0060	1,023	0,020	0,0031	1,028
100	0,083	0,0118	1,011	0,042	0,0064	1,022
150	0,185	0,0264	0,981	0,120	0,0184	0,997
200	0,324	0,0462	0,941	0,239	0,0367	0,960
300	0,561	0,0801	0,872	0,444	0,0683	0,896

Табл. 3. Результати компресійних випробувань для зразка ґрунту №2 (h=6 м)
Table 3. Compression test results for soil sample №2 (h=6 м)

Тиск (P), кПа	По штампу (h=7см)			По маркам (h=6.5см)		
	Δh	$\Delta h/h$	e_i	Δh	$\Delta h/h$	e_i
50	0,085	0,0121	0,961	0,038	0,0058	0,973
100	0,171	0,0244	0,936	0,119	0,0183	0,948
150	0,372	0,0531	0,879	0,279	0,0429	0,899
200	0,539	0,077	0,832	0,330	0,0507	0,884
300	0,788	0,1126	0,761	0,550	0,0846	0,817

Табл. 4. Результати компресійних випробувань для зразка ґрунту №3 (h=8 м)
Table 4. Compression test results for soil sample №3 (h=8 м)

Тиск (P), кПа	По штампу (h=7см)			По маркам (h=6.5см)		
	Δh	$\Delta h/h$	e_i	Δh	$\Delta h/h$	e_i
50	0,068	0,0097	0,834	0,049	0,0075	0,838
100	0,121	0,0173	0,819	0,085	0,0131	0,828
150	0,174	0,0248	0,806	0,131	0,0201	0,815
200	0,225	0,0321	0,792	0,172	0,0264	0,803
300	0,351	0,0501	0,759	0,271	0,0417	0,775

Табл. 5. Результати компресійних випробувань для зразка ґрунту №4 (h=12 м)
Table 5. Compression test results for soil sample №4 (h=12 м)

Тиск (P), кПа	По штампу (h=7см)			По маркам (h=6.5см)		
	Δh	$\Delta h/h$	e_i	Δh	$\Delta h/h$	e_i
50	0,043	0,0061	0,862	0,032	0,0049	0,865
100	0,078	0,0111	0,853	0,057	0,0087	0,857
150	0,101	0,0144	0,847	0,074	0,0114	0,852
200	0,130	0,0185	0,839	0,096	0,0147	0,846
300	-	-	-	-	-	-

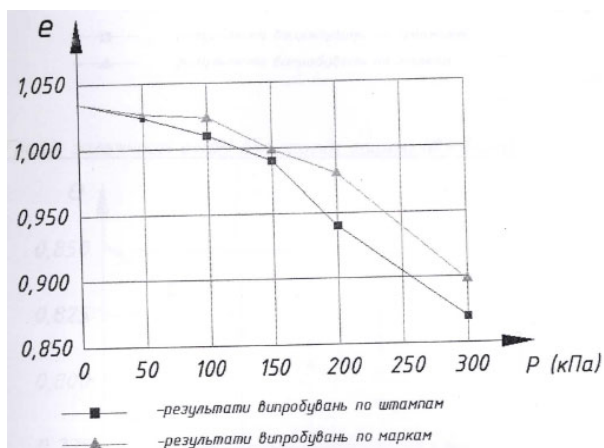


Рис.2 Графік залежності $e=f(P)$ для зразка ґрунту №1 (h=4 м)
Fig.2 Graph of dependence $e=f(P)$ for soil sample №1 (h=4 м)

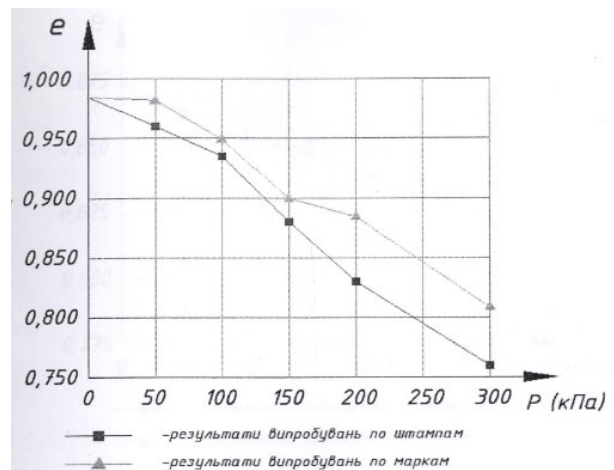


Рис.3 Графік залежності $e=f(P)$ для зразка ґрунту №2 (h=6 м)
Fig.3 Graph of dependence $e=f(P)$ for soil sample №2 (h=6 м)

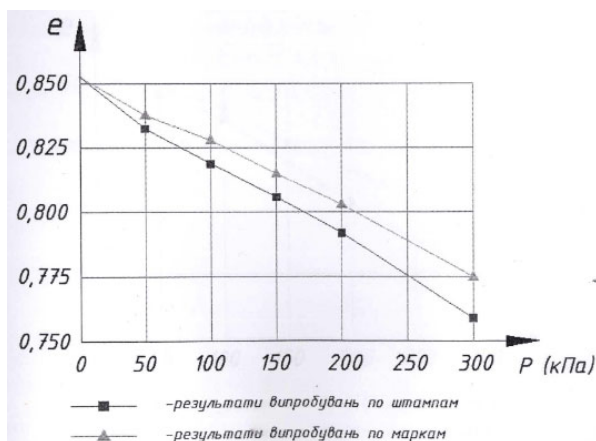


Рис.4 Графік залежності $e=f(P)$ для зразка ґрунту №3 (h=8 м)

Fig.4 Graph of dependence $e=f(P)$ for soil sample №3 (h=8 m)

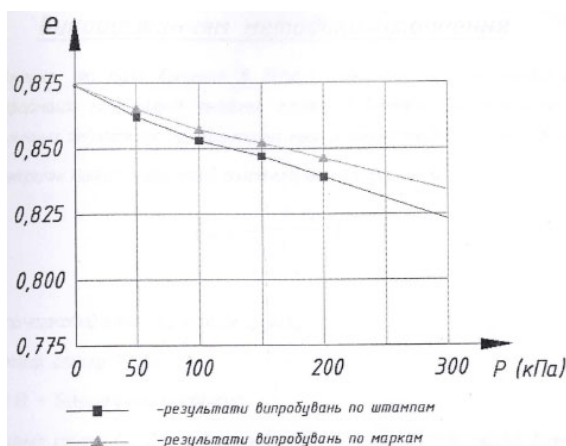


Рис.5 Графік залежності $e=f(P)$ для зразка ґрунту №4 (h=12 м)

Fig.5 Graph of dependence $e=f(P)$ for soil sample №4 (h=12 m)

Графік залежності $e=f(P)$ для ІГЕ-2 по усередненим показникам показано на Рис. 6.

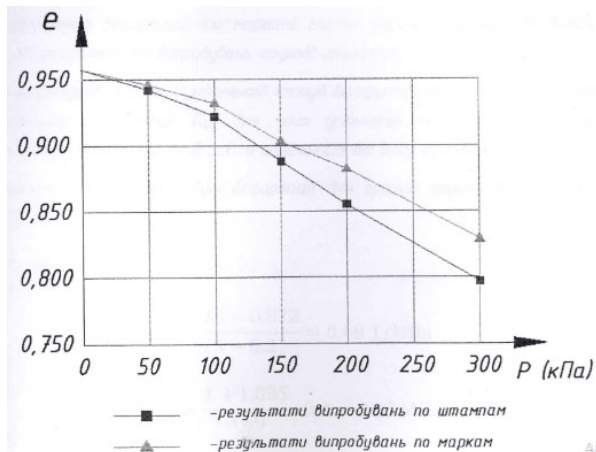


Рис.6 Графік залежності $e=f(P)$ для ІГЕ-2

Fig.6 Graph of dependence $e=f(P)$ for EGS-2

Табл. 6. Величини коефіцієнтів стиску і одометричних модулів деформації

Table 6. Values of compression coefficients and oedometric modules of deformation

№ зразка ґрунту	Характеристики			
	По штампу		По маркам	
	C_c , 1/МПа	E_{oed} , МПа	C_c , 1/МПа	E_{oed} , МПа
1	0,69	2,33	0,64	2,65
2	0,71	2,21	0,67	2,48
3	0,33	4,46	0,28	5,39
4	0,16	9,37	0,12	12,49

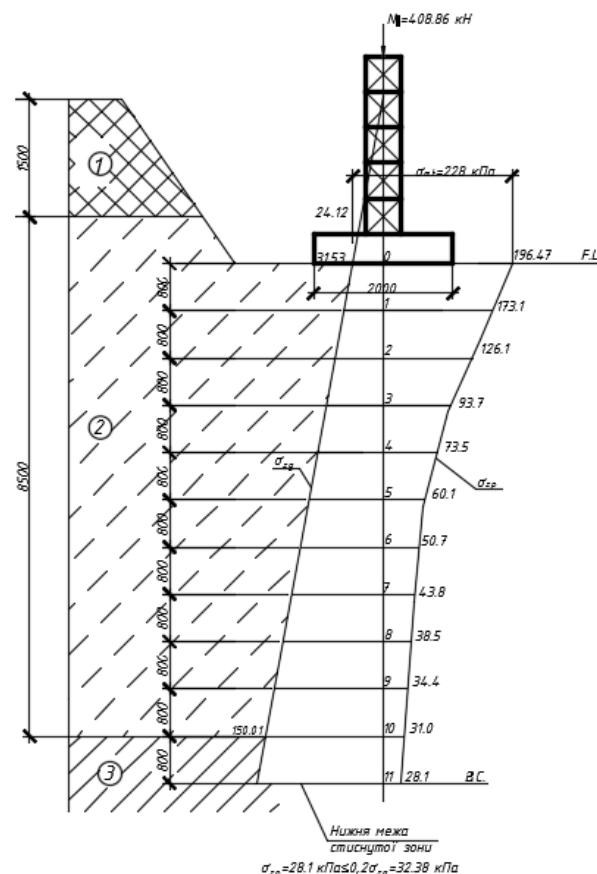


Рис.7 Розрахункова схема для визначення осідання фундаменту

Fig.7 Calculation scheme for determining the subsidence of the foundation

Для супіску ІГЕ-2 було визначено усереднене значення E_{oed} :

- по замірам на штампах-3,0 МПа
- по маркам-3,51 МПа.

Із застосуванням перехідних коефіцієнтів [4, 7] розрахункові значення модуля деформації супіску ІГЕ-2 прийнято $E_{p,шт.}=7,5$ МПа; $E_{p,м.}=9,0$ МПа, а для суглинку ІГЕ-3 $E_{p,шт.}=19$ МПа; $E_{p,м.}=25$ МПа. Величини осідання за методом пошарового під-

сумовування розраховувалися для найбільш навантаженої стіни будинку при глибині закладання $d=2,0$ м, ширині підшви фундаменту $b=2,0$ м і середньому тиску на підшви - $\sigma_{mi}=228$ кПа.

Розрахункова схема для визначення осідання представлена на Рис. 7, в таблицях Табл. 7 та Табл. 8 надані данні підрахунків величин осідання основи як по штамповим замірам, так і по маркам.

Номер розрахункової точки	Глибина точки від підшви фундаменту z_i , м	Відносне заглиблення, ξ	Коефіцієнт α_i	Напруження в ґрунті, кПа			Товщина розрахункового шару h_i , м	Модуль деформації E_i , МПа	ΔS_i , мм	Номер розрахункового шару
				σ_{zpi}	σ_{zpi}	σ_{zpmi}				
0	0.00	0.00	1.00	31.53	196.47					
							184.8	0.8	7.5	1
1	0.8	0.8	0.881	43.4	173.1					
							149.6	0.8	7.5	2
2	1.6	1.6	0.642	55.2	126.1					
							109.9	0.8	7.5	3
3	2.4	2.4	0.477	67.1	93.7					
							83.6	0.8	7.5	4
4	3.2	3.2	0.374	78.9	73.5					
							66.8	0.8	7.5	5
5	4.0	4.0	0.306	90.7	60.1					
							55.4	0.8	7.5	6
6	4.8	4.8	0.258	102.6	50.7					
							47.25	0.8	7.5	7
7	5.6	5.6	0.223	114.5	43.8					
							41.15	0.8	7.5	8
8	6.4	6.4	0.196	126.3	38.5					
							36.45	0.8	7.5	9
9	7.2	7.2	0.175	138.2	34.4					
							32.7	0.8	7.5	10
10	8.00	8.0	0.158	150.0	31.0					
							29.55	0.8	19	11
11	8.80	8.8	0.143	161.9	28.1					
$S=\sum \Delta S_i=69.9$ мм										

Табл. 7. Таблиця для розрахунку осідання фундаменту (E_i -за результатами замірів по штампі)
Table 7. Table for calculating the subsidence of the foundation (E_i -based on the results of measurements on the stamp)

Номер розрахункової точки	Глибина точки від підшви фундаменту z_i , м	Відносне заглиблення, ξ	Коефіцієнт α_i	Напруження в ґрунті, кПа			Товщина розрахункового шару h_i , м	Модуль деформації E_i , МПа	ΔS_i , мм	Номер розрахункового шару
				σ_{zpi}	σ_{zpi}	σ_{zpmi}				
0	0.00	0.00	1.00	31.53	196.47					
							184.8	0.8	9	1
1	0.8	0.8	0.881	43.4	173.1					
							149.6	0.8	9	2
2	1.6	1.6	0.642	55.2	126.1					
							109.9	0.8	9	3
3	2.4	2.4	0.477	67.1	93.7					
							83.6	0.8	9	4
4	3.2	3.2	0.374	78.9	73.5					
							66.8	0.8	9	5
5	4.0	4.0	0.306	90.7	60.1					
							55.4	0.8	9	6
6	4.8	4.8	0.258	102.6	50.7					
							47.25	0.8	9	7
7	5.6	5.6	0.223	114.5	43.8					
							41.15	0.8	9	8
8	6.4	6.4	0.196	126.3	38.5					
							36.45	0.8	9	9
9	7.2	7.2	0.175	138.2	34.4					
							32.7	0.8	9	10
10	8.00	8.0	0.158	150.0	31.0					
							29.55	0.8	25	11
11	8.80	8.8	0.143	161.9	28.1					
$S=\sum \Delta S_i=58.0$ мм										

Табл. 8. Таблиця для розрахунку осідання фундаменту (E_i -за результатами випробувань по маркам)

Table 9. Table for calculating the subsidence of the foundation (E_i -according to the results of tests by brand)

Отже, проведені уточнені розрахунки величин осідання S підтверджують факт підвищення достовірності визначення деформації ґрунтової основи і наближення їх до даних польових штампових випробувань ґрунтів.

ВИСНОВКИ ТА РЕКОМЕНДАЦІЇ

- підтверджено наявність зони зм'яття ґрунту на межі зі штампом, яка складає 2-3 мм;

- підтверджено ефективність проведення компресійних випробування ґрунтів за уточненою методикою з використанням гвинтових марок;

- доведена можливість підвищення результатів і визначення деформаційних показників ґрунтів і деформацій основ в цілому на 20-25 %.

Для підвищення надійності розрахунків фундаментів неглибокого закладання слід рекомендувати проведення комплексних досліджень ґрунтових умов, їх всебічний аналіз і поглиблення на регіональній основі. Особливо це стосується досліджень лесових просідаючих основ і встановлення перехідних коефіцієнтів до розрахункових модулів деформації.

ЛІТЕРАТУРА

1. Основи та фундаменти споруд. ДБН В.2.1.-10-2009-Київ: ДП «Укрархбудінформ», 2009.-110 с.
2. Пятков А.В. Диссертация. Рациональные фундаменты сельских зданий и сооружений на лессовых просадочных грунтах-Киев-1987.-181 с.
3. Ларионов А.К., Кислова Л.В. К вопросу об изучении ошибок при компрессионных испытаниях грунтов на сжатие. Строительство сооружений на лессовых породах. Воронеж: ВИСИ, 1963.
4. Методичні рекомендації. Підвищення точності визначення модулів деформації ґрунтів основ будівель і споруд. ДП «НДІБК» Київ-2017.-21 с.
5. Особливості визначення деформацій глинистих ґрунтів в умовах компресійного стиску. Праці 2 Міжнародної конференції «Проблеми геотехніки» Київ: КНУБА, 2017 с.138-139.
6. Грунти. Методи лабораторного визначення характеристик міцності і деформативності. ДСТУ Б.В.2.1-4-96-Київ: ДП «Укрархбудінформ» 1996.-102 с.
7. Пособие по проектированию оснований зданий и сооружений (к СНиП 2.02.01-83)

НИИОСП им.Герсегова-М: стойиздат, 1986.-415 с.

REFERENCES

1. Osnovy ta fundamenti sporud. DBN V.2.1.-10 2009-Kyiv: DP «Ukrarkhbudinform», 2009.-110 (in Ukrainian).
2. Pyatkov A.V. (1987). Dissertatsiya. Ratsional'nyye fundamenti sel'skikh zdaniy i sooruzheniy na lessovykh prosadochnykh gruntakh [Rational foundations of rural buildings and structures on loess subsidence soils]. Kyiv: 181 (in Russian).
3. Larionov A.K., Kislova L.V. (1963). K voprosu ob izuchenii oshibok pri kompressionnykh ispytaniyakh gruntov na szhatiye. Stroitel'stvo sooruzheniy na lessovykh porodakh [On the study of errors in compression tests of soils for compression. Construction of structures on loess rocks]. Voronezh: VISI. (in Russian).
4. Metodichni rekomendatsiyi (2017). Pidvyshchennya tochnosti vyznachennya moduliv deformatsiyi hruntiv osnov budivel' i sporud [Improving the accuracy of determining the modules of soil deformation of the foundations of buildings and structures]. DP «NDIBK» Kyiv: 21 (in Ukrainian).
5. Osoblyvosti vyznachennya deformatsiy hlynystykh hruntiv v umovakh kompresijnogo stysku [Features of determination of deformations of clay soils in the conditions of compression compression]. Pratsi 2 Mizhnarodnoyi konferentsiyi «Problemy heotekhniki» Kyiv: KNU-BA, 2017, 138-139 (in Ukrainian).
6. Hrunty. Metody laboratornoho vyznachennya kharakterystyk mitsnosti i deformatyvnosti [Soils. Methods of laboratory determination of strength and deformability characteristics]. DSTU B.V.2.1-4-96. Kyiv: DP «Ukrarkhbudinform» 1996, 102 (in Ukrainian).
7. Posobiye po proyektirovaniyu osnovaniy zdaniy i sooruzheniy (k SNiP 2.02.01-83) NII-OSP im.Gersevanova. Moscow: stoyizdat, 1986, 415 (in Russian).

Influence of the effect of crumpling of clay soils in compression tests on the determination of the subsidence of the base

*Oleksandr Piatkov,
Veronika Zhuk
Olha Poliukhovych*

Summary. The effect of "compression error" - the effect of crumpling samples of dusty clay soils in compression tests - has been investigated experimentally.

For this purpose, compression tests of sands and loams were carried out on a special compression device with a ring area $A = 360 \text{ cm}^2$ and a height $h_k = 7 \text{ cm}$.

The second difference of this device is the presence in the upper stamp of holes with a diameter of up to 5 mm for the installation of screw marks, which were placed in clay soil samples at a distance of up to 5 mm from the contact surface between the stamp and the soil.

The modulus of deformation is the main deformation mechanical characteristic of the soil. It is known from practice that more reliable values of this characteristic can be obtained by testing soil bases with stamps in the field. However, when designing the foundations of shallow foundation, as a rule, apply odometric tests of soils in the la-

boratory on standard compression devices with a ring area of 60 cm^2 and a height of $h_k = 25 \text{ mm}$ by the method of 2 curves [6]. To obtain the calculated values, the compression modules are corrected using transient coefficients [7, 4].

And most importantly, when determining the values of odometric laboratory modules, using standard compression devices, the result is affected by the "compression error". That is, the initial data for the calculated modules of deformation of the engineering-geological elements of the base can be significantly underestimated, which has been confirmed many times by complex pair (stamp-odometer) studies of soils under compression.

Studies of soil compression in compression conditions, conducted in the laboratory of foundations and foundations of KNUBA [2] prove the possibility of improving the results of odometric tests of soils for compression, bringing them closer to the strain.

Key words. Compression tests, odometer, deformation module, stamp, field conditions, crumpling effect, foundation subsidence, difficult soil conditions.

Підходи до врахування горизонтальних переміщень фундаментів в роботі дерев'яних армованих вант

Богдан Демчина¹, Андрій Кравз²

¹Національний університет «Львівська Політехніка»
вул. Карпінського 6, Львів, Україна, 79013,

bogdan195809@gmail.com, orcid.org/0000-0002-3498-1519

²Національна академія образотворчого мистецтва і архітектури
вул. Вознесенський узвіз, 20, Київ, Україна, 04053,

andriy.kravz@gmail.com, orcid.org/0000-0002-9585-1654

DOI: 10.32347/0475-1132.40.2020.91-103

Анотація. Досліджено роботу дерев'яної армованої ванти на дію рівномірно розподіленого по всій довжині ванти навантаження. Наведено аналіз результатів статичних випробувань дерев'яної армованої ванти серії ВД-3.1. Запропоновано критерій, за яким дерев'яну армовану ванту можна рахувати за теорією жорстких ниток.

Для забезпечення стійкості і геометричної незмінності конструкцій, що утворені жорсткими нитками, важливу роль відіграє врахування податливості опор, які сприймають горизонтальні опорні реакції (розпір ванти). Деформація опор жорстких вант викликає появу значних згинальних моментів в тілі ванти, а також призводить до збільшення прогину конструкції. Тому дослідженню податливості опор, під час випробувань дерев'яних армованих вант на дію рівномірно розподіленого по довжині ванти навантаження, приділялась особлива увага.

Досліджено податливість опор під час експериментальних випробувань дерев'яних армованих вант. Проведено порівняння отриманих результатів з розрахунковим значенням податливості опор, обчисленого виходячи з деформативності установки для випробувань вантових конструкцій.

Перевірено методики розрахунку прогинів вант, які враховують податливість опор. Визначено вплив податливості опор на прогин ванти.

На рівні з податливістю опор, на деформативність ванти впливала податливість вузлових з'єднань дерев'яних елементів ванти. Виходячи з цього було досліджено деформативність з'єднань дерев'яних елементів вант на металозубчатих пластинах та її вплив на прогин вант. Введено коефіцієнт деформативності з'єднань, що враховував нелінійну залежність деформації



Богдан Демчина
професор кафедри
будівельних конструкцій
д.т.н., проф.



Андрій Кравз
старший викладач кафедри
будівельних конструкцій

з'єднань дерев'яних елементів вант від прикладеного навантаження.

У зв'язку з необхідністю врахування спільної роботи дерев'яного тіла вант та сталюого канату було обчислено розрахункові характеристики приведенного поперечного перерізу дерев'яної вант, армованої сталюим канатом.

Проведено статичний розрахунок дерев'яної армованої вант за теорією жорстких ниток та співставлено результати обчислень з експериментальними даними.

Ключові слова: всіячі покриття, дерев'яні вант, жорсткі нитки, податливість опор, статичний розрахунок, навантаження, з'єднання дерев'яних елементів, металозубчаті пластини.

ВСТУП

Всіячі покриття знайшли широке застосування при спорудженні концертних і виставкових залів, цирків, ринків, спортивних

споруд, а також промислових будівель. Багатий досвід будівництва висячих систем як в Україні так і в інших країнах, та результати наукових теоретичних і експериментальних досліджень дають підставу стверджувати, що даний вид покриттів є перспективним та цікавим з точки зору його ефективності (малої ваги, а відповідно – незначної ціни) та архітектурної привабливості.

Висячі конструкції є одними з найбільш економічних видів покриттів, завдяки тому, що від зовнішнього навантаження його несучі конструкції працюють переважно на розтяг. Це дозволяє максимально ефективно використовувати міцнісні характеристики різних видів сталей на розтяг. Це особливо важливо при використанні високоміцних матеріалів, таких як сталь, базальт, карбон. Тому висячі покриття є однією з найбільш перспективних конструктивних форм для застосування відносно дешевших високоміцних сучасних матеріалів [1].

Повне використання несучої здатності високоміцного матеріалу веде до зменшення власної ваги несучої конструкції і, як наслідок, дозволяє найбільш ефективно перекидати великі прольоти. Зі збільшенням прольоту переваги висячої великопрольотної конструктивної форми збільшується, що добре підтверджується практикою, де вже існують мости з прольотом 1000м і більше [2].

АНАЛІЗ ЛІТЕРАТУРНИХ ДАНИХ ТА ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Найбільш раціональним типом покриття для великопролітних виробничих та громадських споруд можна вважати використання висячих конструкцій, в яких основні несучі елементи працюють на розтяг, що дозволяє найбільш ефективно використовувати їхні високоміцні характеристики. Основним недоліком висячих покриттів є їх підвищена деформативність, що викликана появою в них кінематичних переміщень і пружних деформацій. Таким чином, ключовою проблемою застосування висячих систем є задача підвищення їх жорсткості. До числа перспективних напрямків по вирішенню даної

проблеми відносять розробку покриттів з використанням розтягнутих згинально-жорстких ниток. На сьогоднішній день найбільш широкого застосування знайшли жорсткі ванти виконані у вигляді зігнутих ферм та зварних або прокатних двотаврів із маловуглецевої або низьколегованої сталі. Проте використання маловуглецевої або низьколегованої сталі для вантових конструкцій в заміні високоміцних канатів знижує несучу здатність покриття, окрім того зростає власна вага покриття, що призводить до збільшення витрат матеріалів на усі опорні конструкції.

Для рішення цієї проблеми пропонується спільне застосування дерев'яних елементів та канатів, коли частину розтягуючих зусиль будуть нести сталеві канати, що мають великий розрахунковий опір на розтяг, а стабілізацію вант будуть забезпечувати дерев'яні елементи, з достатньо великою жорсткістю.

Попереднім аналізом літературних джерел, встановлено, що тема дерев'яних вант досліджувалась мало [3], хоча такий варіант збільшення жорсткості висячих конструкцій є досить ефективним, оскільки не значно збільшує власну вагу покриття через незначну об'ємну вагу деревини. Методика досліджень дерев'яних армованих вант подана в роботах [4,5]. Результати експериментальних досліджень публікувались в роботах [6,7].

МЕТА РОБОТИ

Метою даного дослідження був аналіз результатів статичних випробувань дерев'яної армованої ванти. Розрахунок критерію жорсткості для підбору методики розрахунку дерев'яної армованої ванти. Визначення податливості опор та деформативності з'єднань в залежності від розпору ванти.

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

В теорії висячих систем [8] стержень з провисом підвішений до двох нерухомих опор і навантажений певним навантаженням називають ниткою. Так як будь-який

матеріальний стержень має ту чи іншу жорсткість, то абсолютно гнучких ниток не існує. Тим не менше існує можливість розрахувати нитку як гнучку. Методи розрахунку гнучких ниток дещо відрізняються від методів розрахунку жорстких ниток. Для того щоб визначити, який метод розрахунку краще підходить для досліджуваної конструкції, був використаний критерій жорсткості φ , який визначався як відношення напруження згину (σ_m) до напруження розтягу (σ_t), що виникали в середині прольоту ванти від рівномірно розподіленого навантаження q .

$$\varphi = \frac{\sigma_m}{\sigma_t} \leq 5\%, \quad (1)$$

Отримане співвідношення дозволило провести межу (умовну) між гнучкими і жорсткими нитками. Якщо знехтувати помилкою в $\alpha = 5\%$, то нитка, яку можна вважати гнучкою, характеризується нерівністю (1).

Для визначення розтягуючих і згинальних напружень, була розглянута балка на двох опорах (рис. 1). Під дією рівномірно розподіленого навантаження q в середині прольоту балки виникав «згинальний» момент, що рівний:

$$M_b = \frac{ql^2}{8}, \quad (2)$$

При цьому прогин в середині прольоту балки визначався, як:

$$w_b = \frac{5ql^4}{384EI}, \quad (3)$$

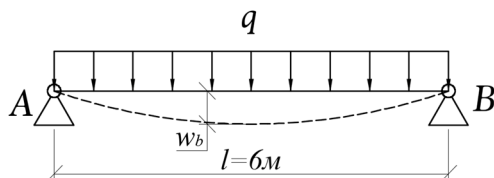


Рис.1. Розрахункова схема балки.

Fig.1. Beam calculation scheme.

Величина згинального моменту в балці була пропорційна величині її прогину. Тому, якщо який небудь стержень (наприклад жорстка нитка) при всіх інших рівних з

балкою параметрах мав прогин f (рис. 2.), згинальний момент в середині прольоту цього стержня M_m набув вигляду:

$$M_m = M_b \frac{f}{w_b}, \quad (4)$$

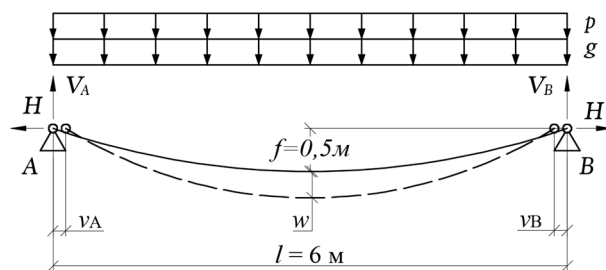


Рис.2. Розрахункова схема ванти.

Fig.2. Stress ribbon structures calculation scheme.

Розрахувавши рівняння (2) і (3), отримали:

$$M_m = \frac{48EIf}{5l^2}, \quad (5)$$

Рівняння (4) і (5) записані виходячи з того що початково жорстка нитка була прямолінійною, а отриманий прогин f викликав згинальний момент M_m . Натомість, конструкцію дерев'яної армованої ванти ми розглядали як нитку, в якій не виникало згинальних моментів від початкового навантаження g , оскільки її обрис був заданий по рівнянню квадратної параболи, що відповідав цьому навантаженню. Додаткове рівномірно розподілене навантаження p призвело до появи прогину w . Тоді згинальний момент в середині прольоту приблизно визначався за рівнянням (5), тільки замість f підставлявся w . [1]

$$M_m = \frac{48EIw}{5l^2}, \quad (6)$$

Натяг абсолютно гнучкої нитки, навантаженої рівномірно розподіленим навантаженням p , визначався, як:

$$H = \frac{M_b}{f} = \frac{pl^2}{8f}, \quad (7)$$

Так як в жорсткій нитці балочний момент M_b частково сприймався як балкою (M_m), натяг жорсткої нитки при навантаженні p був:

$$H = \frac{M_b - M_m}{f} = \frac{pl^2}{8f} - \frac{48Elw}{5l^2f}, \quad (8)$$

Маючи формули (6) і (8), були знайдені напруження в середині прольоту від згину (σ_m) і від розтягу (σ_t)

$$\sigma_m = \frac{M_m}{W} = \frac{48Elw}{5l^2W} = \frac{48Ehw}{10l^2}, \quad (9)$$

де h – висота перетину нитки (перетин симетричний)

$$\sigma_t = \frac{H}{A} = \frac{pl^2}{8fA} - \frac{48Elw}{5l^2Af}, \quad (10)$$

Для подальших обчислень розраховувались характеристики перерізу дерев'яної армованої ванти:

Приведена жорсткість перерізу при розтягу обчислювалась як сума розтягувальних жорсткостей дерев'яного тіла ванти і тросу:

$$EA = E_w A_w + E_c A_c = 0,905 \cdot 10^7 \cdot 4,64 \cdot 10^{-3} + 15 \cdot 10^7 \cdot 1,52 \cdot 10^{-5} = 44272 \text{ кН}$$

Для визначення приведеної жорсткості перерізу при згині визначався центр ваги перерізу та використовувались формули переносу осей з врахуванням модулів пружності елементів [9].

$$I_{wz_1} = \frac{bh^3}{12} = \frac{0,032 \cdot 0,145^3}{12} = 8,13 \cdot 10^{-6} \text{ м}^4$$

$$I_{cz_2} = \frac{\pi d^4}{32} = \frac{\pi \cdot (5,8 \cdot 10^{-3})^4}{32} = 1,11 \cdot 10^{-10} \text{ м}^4$$

Положення центру ваги визначалося з рівняння:

$$y_c = \frac{y_{c1} A_w + y_{c2} \alpha A_c}{A_w + \alpha A_c}$$

$$y_c = \frac{0,464 \cdot 10^{-3} - 84,5 \cdot 10^{-3} \cdot 16,57 \cdot 1,51 \cdot 10^{-5}}{4,64 \cdot 10^{-3} + 16,57 \cdot 1,51 \cdot 10^{-5}}$$

$$y_c = -4,3 \cdot 10^{-3} \text{ м}$$

де α – співвідношення модулів пружності тросу та дерева:

$$\alpha = \frac{E_c}{E_w} = \frac{15 \cdot 10^7}{0,905 \cdot 10^7} = 16,57$$

Моменти інерції елементів відносно центру ваги перерізу визначались за допомогою формул переносу осей:

$$I_{wz_c} = I_w + a_1^2 A_w = 8,13 \cdot 10^{-6} + (4,3 \cdot 10^{-3})^2 \cdot 4,64 \cdot 10^{-3} = 8,22 \cdot 10^{-6} \text{ м}^4$$

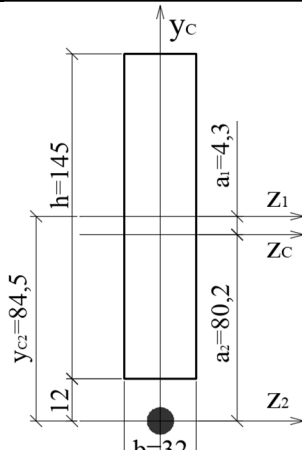
$$I_{cz_c} = I_c + a_2^2 A_c = 1,11 \cdot 10^{-10} + (80,2 \cdot 10^{-3})^2 \cdot 1,51 \cdot 10^{-5} = 9,72 \cdot 10^{-8} \text{ м}^4$$

Приведена жорсткість перерізу дерев'яної армованої ванти при згині:

$$EI = E_w I_{wz_c} + E_c I_{cz_c} = 0,905 \cdot 10^7 \cdot 8,22 \cdot 10^{-6} + 15 \cdot 10^7 \cdot 9,72 \cdot 10^{-8} = 88,97 \text{ кН/м}$$

Табл.1. Схема та характеристики поперечного перерізу дерев'яної армованої ванти.

Table 1. Scheme and features of cross section of stress ribbon timber structures.

Схема	Характеристика	Позн.	Дерева w	Тросу c	Приведена	Од. вим.
	Ширина	b	0,032	—	—	м
	Висота	h	0,145	—	—	м
	Діаметр	d	—	$5,8 \cdot 10^{-3}$	—	м
	Площа	A	$4,64 \cdot 10^{-3}$	$1,52 \cdot 10^{-5}$	$4,89 \cdot 10^{-3}$	м ²
	Момент інерції	I	$8,13 \cdot 10^{-6}$	$1,11 \cdot 10^{-10}$	$9,83 \cdot 10^{-6}$	м ⁴
	Момент опору	W	$1,12 \cdot 10^{-4}$	—	—	м ³
	Модуль пружності	E	$0,905 \cdot 10^7$	$15 \cdot 10^7$	—	кН/м ²
	Жорсткість при згині	EI	73,57	0,017	88,97	кН/м ²
	Жорсткість при розтягу	EA	41992	2280	44272	кН

Для роботи жорстких ниток велике значення має податливість опор. На відміну від гнучких ниток, деформація опор під навантаженням суттєво змінює напружений стан жорстких ниток, сильно збільшуючи розрахунковий згинальний момент в них. Відповідно також сильно збільшується розрахунковий прогин.

Зближення опор A та B (рис. 3) визначалось як сума горизонтального переміщення опори A (v_A) та опори B (v_B):

$$v = v_A + v_B$$

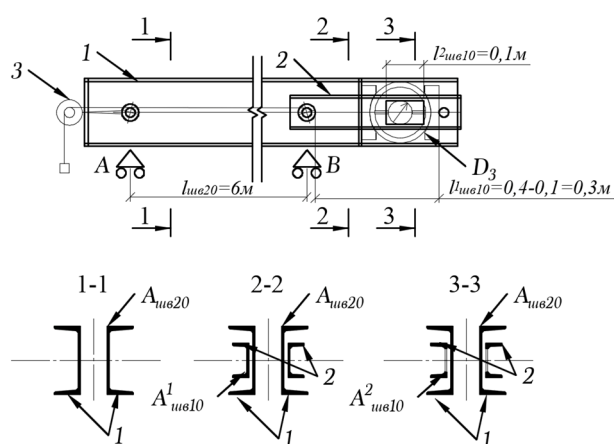


Рис.3. Схема стенду для заміру і обчислення податливості опор.

Fig.3. Scheme of the test bench for measuring and calculating the pliability of supports.

Розрахункове значення податливості опор визначалось як сума деформації елементів установки для випробування від зусилля розпору $H = 1$ кН:

$$v^{theor} = \Delta l_{шв20} + \Delta l_{D3} + \Delta l_{шв10}^1 + \Delta l_{шв10}^2$$

де $\Delta l_{шв20} = \frac{H l_{шв20}}{E A_{шв20}} = \frac{1 \cdot 6}{21 \cdot 10^7 \cdot 2,234 \cdot 10^{-3}} = 6,1 \cdot 10^{-6} \frac{\text{м}}{\text{кН}}$ – зменшення довжини балки стенду 1 (рис. 1) від зусилля розпору $H = 1$ кН;

$\Delta l_{D3} = 10^{-5} \frac{\text{м}}{\text{кН}}$ – деформація кільцевого динамометра D_3 від зусилля розпору $H = 1$ кН;

$\Delta l_{шв10}^1 = \frac{H l_{шв10}^1}{E A_{шв10}^1} = \frac{1 \cdot 0,3}{21 \cdot 10^7 \cdot 2,109 \cdot 10^{-3}} = 6,6 \cdot 10^{-7} \frac{\text{м}}{\text{кН}}$ – збільшення довжини відтяжок 2,

що передавали розпір на динамометр D_3 , в перерізі 2-2 від зусилля розпору $H = 1$ кН;

$\Delta l_{шв10}^2 = \frac{H l_{шв10}^2}{E A_{шв10}^2} = \frac{1 \cdot 0,1}{21 \cdot 10^7 \cdot 2,078 \cdot 10^{-3}} = 3,1 \cdot 10^{-7} \frac{\text{м}}{\text{кН}}$ – збільшення довжини відтяжок 2, що передавали розпір на динамометр D_3 , в перерізі 3-3 від зусилля розпору $H = 1$ кН;

$$v^{theor} = 6,1 \cdot 10^{-6} + 10^{-5} + 6,6 \cdot 10^{-7} + 3,1 \cdot 10^{-7} = 1,71 \cdot 10^{-5} \frac{\text{м}}{\text{кН}}$$

Експериментальні значення податливості опор визначалися як середні значення податливості опор AB по всіх етапах завантаження.

$$v^{exp} = \frac{\sum_{i=1}^n v_i^{exp}}{n}$$

де n – кількість етапів завантаження;

$$v_{1...n}^{exp} = \frac{\Delta AB}{\Delta D_3}$$

де ΔAB , м – зближення опор за один етап завантаження. Визначалось за показами прогиномірів 6ПАО (3) (рис. 3), закріплених на металевому стержні опорного вузла ванти на опорі A . Інша точка була закріплена на металевому стержні опорного вузла ванти на опорі B ;

ΔD_3 , кН – збільшення розпору ванти за один етап завантаження, визначений як різниця показів динамометра D_3 .

Табл.2. Зближення опор A та B

Table 2. Convergence of supports A and B

v^{exp6} , м/кН	6,19E-05
v^{exp8} , м/кН	7,52E-05
v^{exp10} , м/кН	6,37E-05
v^{exp11} , м/кН	6,94E-05
$v^{exp(aver)}$, м/кН	6,75E-05
v^{theor} , м/кН	1,71E-05
$\Delta v = v^{exp(сep)} - v^{teor}$, м/кН	5,04E-05
Стандартне відхилення S , м/кН	0,60E-05
Коефіцієнт варіації C , %	8,89%

$v^{exp6}, v^{exp8}, v^{exp10}, v^{exp11}$ – зближення опор для відповідних випробувань (№6, №8, №10, №11). Як бачимо з даних, наведених в таблиці 2, в усіх випробуваннях експериментальне значення зближення опор було суттєво більшим ніж розрахункове. Проте коефіцієнт варіації значення зближення опор в експериментах $C = 8,89\% < 10\%$, що свідчить про достовірність результатів експериментальних досліджень податливості опор дерев'яних армованих вант. Для подальших розрахунків було прийнято середнє значення експериментального зближення опор A та B :

$$v^{exp(aver)} = 6,75 \cdot 10^{-5}, \text{ м/кН.}$$

Прогин дерев'яної армованої вант в середині прольоту (w) від додаткового навантаження ($p=6\text{кН/м}$) обчислювався згідно методики, описаної в [6].

Перша методика розрахунку прогину. Прогин дерев'яної армованої вант в середині прольоту (w^{teor1}) від додаткового навантаження ($p=6\text{кН/м}$) обчислювався виходячи з величини видовження самої вант [8].

$$w^{teor1} = \Delta L_{пр} \frac{3}{16} \frac{l}{f_0}, \quad (11)$$

$$\Delta L_{пр} = \Delta L + vH + \mu N, \quad (12)$$

$\Delta L = \frac{NL}{EA}$ – видовження вант від навантаження;

$L = l + \frac{8}{3} \cdot \frac{f_0^2}{l} = 6 + \frac{8}{3} \cdot \frac{0,5^2}{6} = 6,1111\text{м}$ – початкова довжина вант;

$N = \sqrt{H^2 + V^2}$ – поздовжнє зусилля, що виникає у ванті від додаткового навантаження (p , кН/м);

$V = \frac{pl}{2} = \frac{6 \cdot 6}{2} = 18, \text{ кН}$ – вертикальна опорна реакція;

$l = 6\text{м}$ – проліт вант;

$f_0 = 0,5\text{м}$ – початкова стріла провису в середині прольоту від постійного навантаження g , що не викликало появи згинального моменту вант;

$v = v_A + v_B = 6,75 \cdot 10^{-5}, \text{ м/кН}$ – експериментальне значення зближення опор A та B від $\Delta H = 1\text{кН}$;

$\mu = 2\mu_S + 4\mu_C$ – податливість з'єднань дерев'яних елементів вант від $\Delta N = 1\text{кН}$;

де $\mu_S = 10^{-6}\text{м/кН}$ – експериментальне значення податливості опорного вузла дерев'яної вант від $\Delta N = 1\text{кН}$;

μ_C – податливість одного з'єднання дерев'яних елементів вант від $\Delta N = 1\text{кН}$, визначена за результатами експериментальних досліджень на розтяг з'єднань дерев'яних елементів на металозубчастих пластинах (МЗП) (рис. 4):

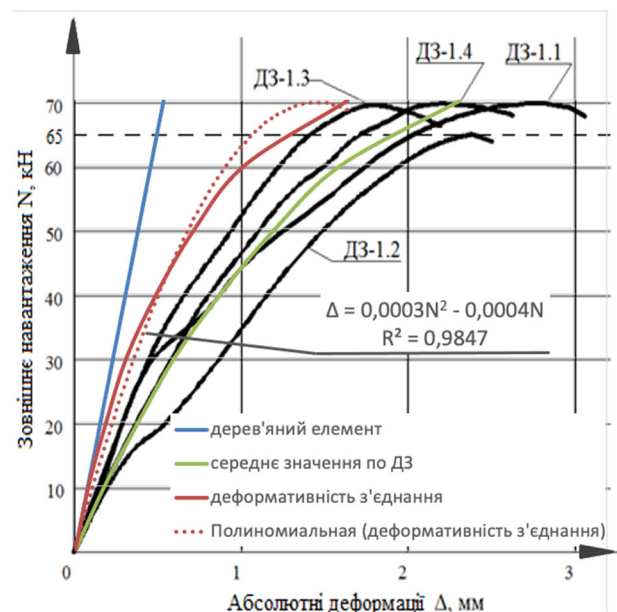


Рис.4. Деформація з'єднання на МЗП.

Fig.4. Deformation of the connection on punched metal plate fasteners.

Абсолютні деформації з'єднання (Δ) визначались за квадратичною залежністю від розтягуючого зусилля N , з графіка деформації дослідних зразків ДЗ-1.1 – ДЗ-1.4. [7].

$$\Delta = 0,0003N^2 - 0,0004N, \text{ мм}$$

Відповідно, податливість з'єднання дерев'яних елементів ванти від $\Delta N = 1 \text{ кН}$ визначалась:

$$\mu_c = \frac{\Delta}{N} = 3 \cdot 10^{-7} \cdot N - 4 \cdot 10^{-7} \text{ м/кН}$$

Для обчислення видовження нитки (ΔL) розраховувався в *першому* наближенні розпір дерев'яної армованої ванти (H), як для гнучкої нитки за рівнянням:

$$H_1 = \frac{pl^2}{8f} = \frac{6 \cdot 6^2}{8 \cdot 0,5} = 54 \text{ кН/м}$$

$$N_1 = \sqrt{H_1^2 + V^2} = \sqrt{54^2 + 18^2} = 56,92 \text{ кН}$$

$$\Delta L_1 = \frac{N_1 L}{EA} = \frac{56,92 \cdot 6,1111}{44272} = 7,86 \cdot 10^{-3} \text{ м}$$

$$\Delta L_{\text{пр1}} = \Delta L_1 + \nu H_1 + \mu N_1 = 7,86 \cdot 10^{-3} + 6,75 \cdot 10^{-5} \cdot 54 + (2 \cdot 10^{-6} + 4 \cdot (3 \cdot 10^{-7} \cdot 56,92 - 4 \cdot 10^{-7})) \cdot 56,92 = 0,0154 \text{ м}$$

$$w_1^{\text{theor1}} = 0,0154 \cdot \frac{3}{16} \cdot \frac{6}{0,5} = 0,0347 \text{ м} \\ = 34,7 \text{ мм};$$

Розпір конструкції в *другому* наближенні обчислювався за рівнянням (8), з врахуванням, що $f = f_0 + w$:

$$H_2 = \frac{pl^2}{8f} - \frac{48Elw}{5l^2f} = \frac{6 \cdot 6^2}{8 \cdot (0,5 + 0,0347)} - \frac{48 \cdot 88,97 \cdot 0,0347}{5 \cdot 6^2 \cdot (0,5 + 0,0347)} = 48,96 \text{ кН/м}$$

$$N_2 = \sqrt{H_2^2 + V^2} = \sqrt{48,96^2 + 18^2} \\ = 52,16 \text{ кН}$$

$$\Delta L_2 = \frac{N_2 L}{EA} = \frac{52,16 \cdot 6,1111}{44272} = 7,20 \cdot 10^{-3} \text{ м}$$

$$\Delta L_{\text{пр2}} = \Delta L_2 + \nu H_2 + \mu N_2 = 7,20 \cdot 10^{-3} + 6,75 \cdot 10^{-5} \cdot 48,96 + (2 \cdot 10^{-6} + 4 \cdot (3 \cdot 10^{-7} \cdot 52,16 - 4 \cdot 10^{-7})) \cdot 52,16 = 0,0138 \text{ м}$$

$$w_2^{\text{theor1}} = 0,0138 \cdot \frac{3}{16} \cdot \frac{6}{0,5} = 0,0310 \text{ м} \\ = 31,0 \text{ мм};$$

Розпір конструкції в *третьому* наближенні:

$$H_3 = \frac{pl^2}{8f} - \frac{48Elw}{5l^2f} = \frac{6 \cdot 6^2}{8 \cdot (0,5 + 0,031)} - \frac{48 \cdot 88,97 \cdot 0,031}{5 \cdot 6^2 \cdot (0,5 + 0,031)} = 49,46 \text{ кН/м}$$

$$N_3 = \sqrt{H_3^2 + V^2} = \sqrt{49,46^2 + 18^2} \\ = 52,63 \text{ кН}$$

$$\Delta L_3 = \frac{N_3 L}{EA} = \frac{52,63 \cdot 6,1111}{44272} = 7,27 \cdot 10^{-3} \text{ м}$$

$$\Delta L_{\text{пр3}} = \Delta L_3 + \nu H_3 + \mu N_3 = 7,27 \cdot 10^{-3} + 6,75 \cdot 10^{-5} \cdot 49,46 + (2 \cdot 10^{-6} + 4 \cdot (3 \cdot 10^{-7} \cdot 52,63 - 4 \cdot 10^{-7})) \cdot 52,63 = 0,0142 \text{ м}$$

$$w_3^{\text{theor1}} = 0,0142 \cdot \frac{3}{16} \cdot \frac{6}{0,5} = 0,0320 \text{ м} \\ = 32,0 \text{ мм};$$

Наведений варіант розрахунку прогину надуже зручний, оскільки знаходився через розпір ванти H , який також був невідомий. Відповідно, необхідно було виконувати обчислення декілька разів.

Друга методика розрахунку прогину. Розрахункові значення прогинів визначались за [8], методика Веденикова Г.С. – Телояна А.Л. із кубічного рівняння:

$$A_n w^3 + B_n w^2 + C_n w + D_n = 0.$$

Для приблизного розрахунку кубічним ($A_n w^3$) і квадратним ($B_n w^2$) членом рівняння нехтувалося. Тоді отримали лінійну формулу для визначення прогину

$$w^{\text{theor2}} = \frac{\Gamma_n}{B_n}, \quad (13)$$

$$\Gamma_n = \frac{1}{80} \frac{pl^4}{EI}, \quad (14)$$

$$B_n = \frac{8}{15} \frac{kA}{ml} f_0^2 + \frac{1}{80} \frac{gl^4}{Elf_0} + 1, \quad (15)$$

де $g=0.024\text{кН/м}$ – погонне навантаження від власної ваги конструкції;

m – коефіцієнт довжини нитки:

$$m = 1 + \frac{\Phi_1}{l} = 1 + \frac{0.2222}{6} = 1.037, \quad (16)$$

де Φ_1 – характеристика початкового обрису нитки:

$$\Phi_1 = \frac{16f_0^2}{3l} = \frac{16 \cdot 0.5^2}{3 \cdot 6} = 0.222\text{м}, \quad (17)$$

$$k = \frac{\cos^3 \beta}{1 \pm \frac{EA}{ml} (v + \mu + \frac{\rho t l}{H - H_0})}; \quad - \text{ коефіцієнт, який}$$

враховує рівень розташування опор деформативність опор, податливість з'єднань дерев'яних елементів і зміну температури;

$\cos^3 \beta = 1$, оскільки опори розташовані на одному рівні;

$v = v_A + v_B = 6,75 \cdot 10^{-5} \text{м/кН}$ - експериментальне значення зближення опор A та B від $\Delta H = 1\text{кН}$;

$\mu = 2\mu_s + 4\mu_c = 2 \cdot 10^{-6} + 12 \cdot 10^{-7}$.
 $N = 16 \cdot 10^{-7} \text{м/кН}$, - податливість з'єднань дерев'яних елементів ванти від $\Delta N = 1\text{кН}$.
 Оскільки деформативність з'єднань дерев'яних елементів ванти має нелінійну залежність від розтягуючого зусилля у ванті, для уникнення повторних розрахунків, значення N , приймалися з попередньої методики розрахунку прогину:

$$\mu = 2 \cdot 10^{-6} + 12 \cdot 10^{-7} \cdot 52,63 - 16 \cdot 10^{-7} = 6,35 \cdot 10^{-5} \text{м/кН};$$

$\rho t l = 0$ – температурні деформації ванти (приймались рівні нулю, оскільки випробування проводились при постійній температурі).

$$k = \frac{1}{1 + \frac{44272}{1,037 \cdot 6} (6,75 \cdot 10^{-5} + 6,35 \cdot 10^{-5})} = 0,518$$

$$B_n = \frac{8}{15} \frac{0,518 \cdot 4,89 \cdot 10^{-3}}{1,037 \cdot 9,83 \cdot 10^{-6}} \cdot 0,5^2 + \frac{1}{80} \cdot \frac{0,024 \cdot 6^4}{88,97 \cdot 0,5} + 1 = 33,94$$

$$\Gamma_n = \frac{1}{80} \cdot \frac{6 \cdot 6^4}{88,97} = 1,093\text{м}$$

$$w^{theor2} = \frac{1,093}{33,94} = 0,0322\text{м} = 32,2\text{мм}$$

Для розуміння важливості врахування податливості опор та деформативності з'єднань дерев'яних елементів, на графік прогинів були нанесені теоретичні значення прогинів дерев'яної ванти при умові, що опори були абсолютно нерухомі $w^{v=0}$, що ванта була виготовлена з цільної деревини, без з'єднань $w^{\mu=0}$, а також з врахуванням цих двох умов одночасно $w^{v,\mu=0}$ (рис. 5).

Для аналізу результатів експериментальних досліджень прогину дерев'яної армованої ванти значення прогинів від рівномірно розподіленого додаткового навантаження $p = 3\text{кН/м}$ та 6кН/м були записані в таблицю 3.

Табл.3. Порівняння розрахункових та експериментальних значень прогинів ванти
 Table 3. Comparison of calculated and experimental values of cable deflections

Навантаження $p = 3\text{кН}$			
Прогин	w^{theor1}	w	Δ
w^{theor2}	14,4	14,3	1,1%
ВД-3.1.0		16,4	-13,7%
ВД-3.1.1		14,5	-0,5%
ВД-3.1.2		14,6	-1,1%
$w^{\nu=0}$		10,5	27,1%
$w^{\mu=0}$		12,4	14,1%
$w^{\nu,\mu=0}$		8,3	42,7%
Навантаження $p = 6\text{кН}$			
w^{theor2}	32,0	32,2	-0,4%
ВД-3.1.0		34,7	-8,3%
ВД-3.1.1		32,2	-0,4%
ВД-3.1.2		29,8	7,1%
$w^{\nu=0}$		24,4	23,9%
$w^{\mu=0}$		24,3	24,3%
$w^{\nu,\mu=0}$		15,8	50,6%

Порівняння прогинів вант виконувалось відносно значення прогинів w^{teor1} розрахованих за першою методикою розрахунку [8]. Прогини обчислені за другою методикою розрахунку w^{teor2} , з точністю до 2% відповідають значенням обчислених по першій методиці. Максимальне відхилення експериментальних прогинів від теоретичних значень було в межах 13,7%, що не перевищувало допустимого значення 15%. Хороша збіжність експериментальних і теоретичних прогинів свідчила про придатність обох методик розрахунку та

введеного коефіцієнту податливості з'єднань дерев'яних елементів вант. Прогини вант, при розрахунку яких не враховувались зближення опор та/або деформації з'єднань дерев'яних елементів, суттєво відрізнялися від прогинів визначених в ході експериментальних випробувань та теоретичних значень, обчислених по наведених методиках. Розбіжність складала до 50,6%. Що свідчило про необхідність врахування податливості опор та з'єднань дерев'яних елементів вант.

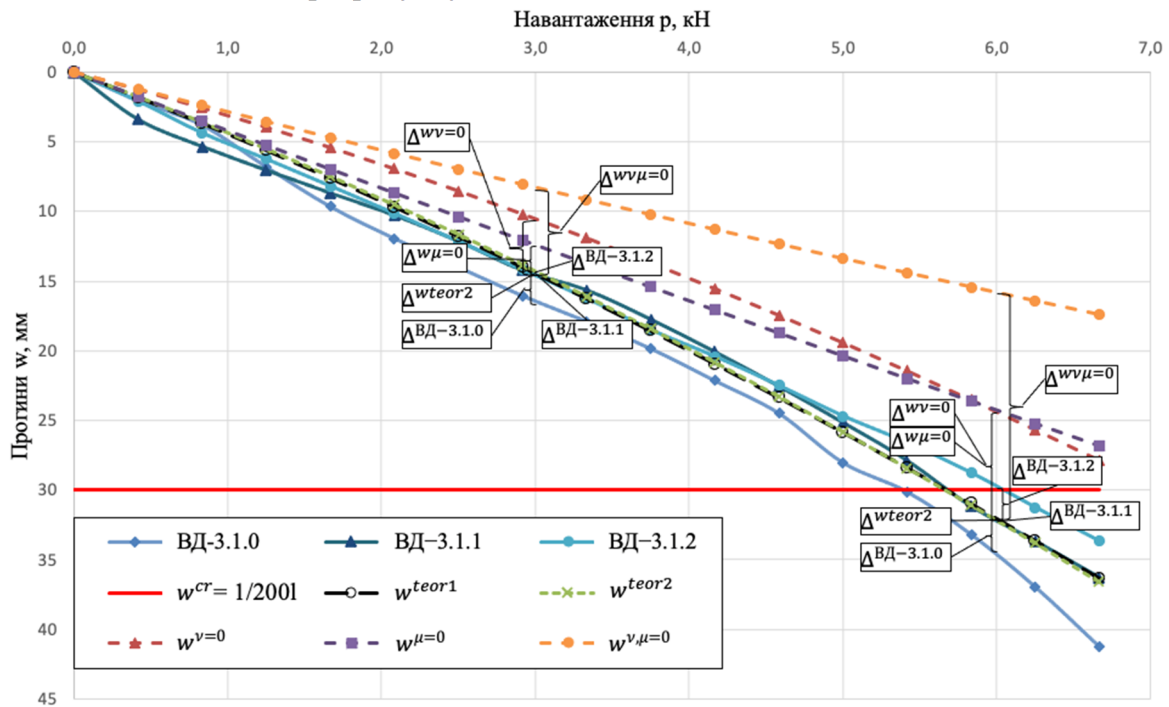


Рис. 5. Графік наростання прогинів вант в середині прольоту від додаткового навантаження p .
Fig. 5. Graph of increasing cable deflections in the middle of the span from additional load p .

Підставивши значення прогину і розпору обчислювалися згинальні і розтягуючі напруження в поперечному перерізі ванти:

$$\sigma_m = \frac{48}{10} \cdot \frac{0,905 \cdot 10^7 \cdot 0,145 \cdot 0,032}{6^2} = 5598 \text{ кН/м}^2$$

$$\sigma_t = \frac{49,46}{4,89 \cdot 10^{-3}} = 10115 \text{ кН/м}^2$$

$$\varphi = \frac{\sigma_m}{\sigma_t} = \frac{5598}{10115} \cdot 100\% = 55,35\% > \alpha = 5\%$$

Отже, досліджувану дерев'яну ванту вважали жорсткою ниткою. Подальший розрахунок ванти проводили як для жорсткої нитки.

Використовуючи теорію розрахунку жорстких ниток, був визначений розпір (H^{theor}) в дерев'яній армованій ванті від рівномірно розподіленого додаткового навантаження $p = 3 \text{ кН/м}$ та 6 кН/м (табл.4).

$$H^{theor} = \frac{pl^2}{8f} - \frac{48Elw}{5l^2f},$$

Розрахункове значення вертикальної опорної реакції (V^{theor}) було обчислено за формулою:

$$V^{theor} = \frac{pl}{2}$$

Табл. 4. Розрахункові та експериментальні значення опорних реакцій ванти
Table 4. Calculated and experimental values of the support reactions of the cable

Розпір (горизонтальна реакція)			
p , кН	H^{theor} , кН	H^{exp} , кН	ΔH , %
3	25,69	25,04	2,6
6	50,15	49,88	0,6

Вертикальні реакції					
p , кН	V^{theor} , кН	V_A^{exp} , кН	V_B^{exp} , кН	ΔV_A , %	ΔV_B , %
3	9,00	8,66	9,04	3,9	-0,4
6	18,00	17,58	18,22	2,4	-1,2

Експериментальні значення реакцій опор для ванти марки ВД-3.1.2 були визначені за показами встановлених на опорах динамометрів D_1 , D_2 (вертикальні реакції V_A^{exp} , V_B^{exp}) та D_3 (розпір конструкції H^{exp}) (рис.6).

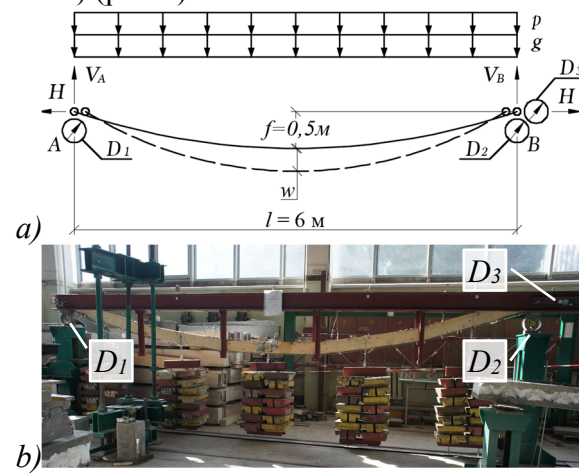


Рис. 6. Розташування динамометрів на стенді для випробувань.

a) схема b) вигляд підчас експерименту

Fig. 6. Location of dynamometers on the test bench.

a) scheme b) view during the experiment

Аналізуючи розрахункові (H^{theor}) та експериментальні дані значення розпору (H^{exp}) досліджуваної дерев'яної ванти (табл. 4.) (рис. 7) був зроблений висновок про високу збіжність розрахункових та експериментальних результатів (до 3,9%), а це засвідчило про придатність вказаної методики розрахунку жорстких ниток для досліджуваних дерев'яних армованих вант.

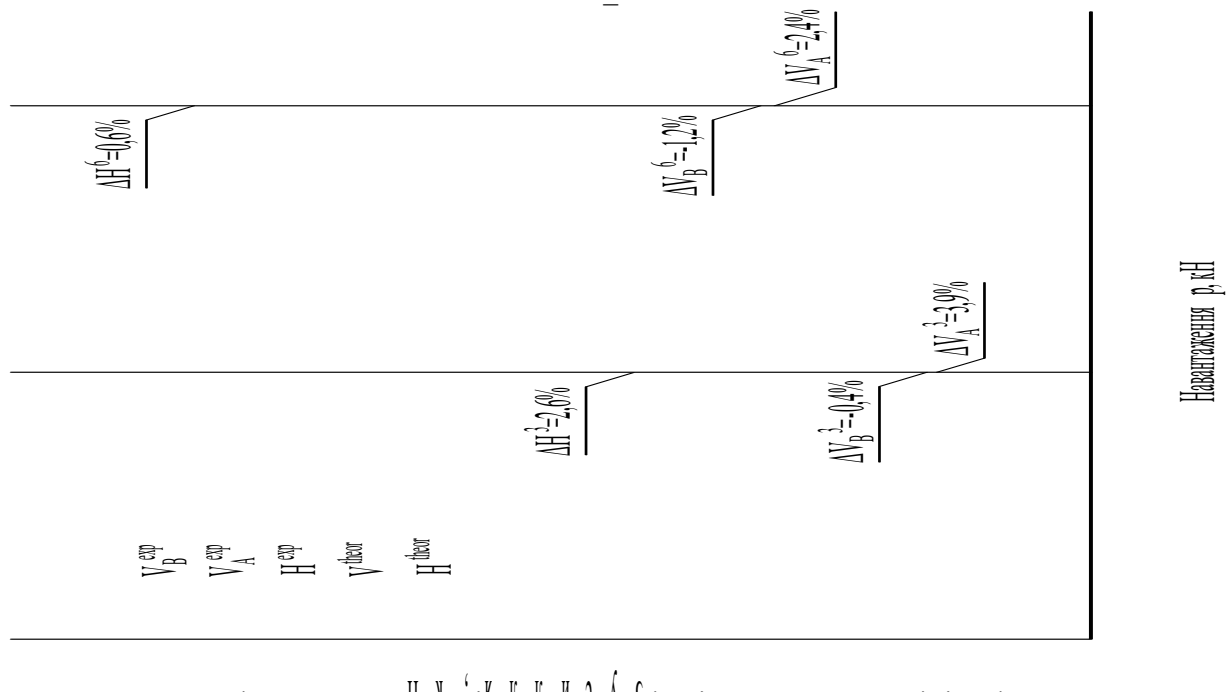


Рис. 7. Розрахункові та експериментальні значення опорних реакцій.
Fig. 7. Calculated and experimental values of the support reactions.

ВИСНОВКИ ТА РЕКОМЕНДАЦІЇ

1) Для розрахунку досліджуваних дерев'яних армованих вант можна використувати критерій жорсткості $\varphi = 55,35\%$, за яким вони відносяться до жорстких ниток. Тому їх розрахунок необхідно проводити за теорією розрахунку жорстких ниток.

2) Висока збіжність розрахункових і експериментальних значень опорних реакцій свідчить про придатність методики розрахунку дерев'яної армованої ванти, як жорсткої нитки.

3) Застосування в тілі вант дерев'яних елементів для забезпечення жорсткості вант є доцільним.

4) Обидві методики розрахунку прогинів, що розглядалися в роботі є придатними для розрахунку прогинів дерев'яних армованих вант.

5) На роботу жорстких ниток, якими є досліджувані дерев'яні армовані вант сильно впливають податливість опор та з'єднань елементів дерев'яних вант.

ЛІТЕРАТУРА

1. Krishna, P. (2015). *Cable-suspended roofs, second edition*. McGraw-Hill Education LLC.
2. Chen, Wai-Fah / Duan, Lian (1999): *Bridge Engineering Handbook*. CRC Press, Boca Raton (USA).
3. Hofverberg, S. (2016). *Long-span tensile timber roof structures* (Master's thesis, Chalmers University of Technology, Division of Structural Engineering).
4. Кравз А.Р. Методика експериментальних досліджень дерев'яних вант армованих сталевим канатом зі з'єднанням окремих дерев'яних елементів металозубчастими пластинами / А.Р. Кравз // Перспективні напрями інноваційного розвитку будівництва та підготовки інженерних кадрів: Збірник наукових статей XIX Міжнародного науково-методичного семінара; Брест, 23-25 жовтня 2014 року. - Брест: БрГТУ, 2014. - Ч.1. - С.100-106.
5. Кравз А.Р. Методика експериментальних досліджень дерев'яних вант армованих сталевим канатом зі з'єднанням окремих дерев'яних елементів вклеєними стержнями [Текст] / А.Р. Кравз, Б.Г. Демчина // Збірник наукових праць НУК №2 2013. - С. 38-42.
6. Кравз А.Р. Експериментальне дослідження дерев'яних вант армованих сталевим

канатом зі з'єднанням на вклеєних стержнях [Текст] / А.Р. Кравз, Б.Г. Демчина // Науково-технічні проблеми сучасного залізобетону. Впуск 78. Книга 2. К. ДП НДІБК 2013. – С. 235-242.

7. Демчина Б.Г. Дослідження на розтяг з'єднань дерев'яних елементів на металозубчастих пластинах (МЗП). с. 34-40 [Текст] / Демчина Б.Г., Кравз А.Р., Шидловський Я. Яремко І. // Вісник Львівського національного аграрного університету. Серія : Архітектура і сільськогосподарське будівництво. - 2014. - № 15.
8. Качурин В. К. Теория висячих систем / В. К. Качурин – М. : Госстройиздат, 1962. - 224 с.
9. Писаренко Г.С. та ін. Опір матеріалів: Підручник / Г.С. Писаренко, О.Л. Квітка, Е.С. Уманський; За ред. Г.С. Писаренка. – 2-ге вид., допов. і переробл. – К.: Вища шк., 2004. – 655 с.:іл.
10. Ведеников Г. С. Нелинейный метод расчета изгибно-жестких вант / Г. С. Ведеников, А. Л. Телоян. // Строительная механика и расчет сооружений. – 1977. - №6 – С. 47–50.

REFERENCES

1. Krishna, P. (2015). *Cable-suspended roofs, second edition*. McGraw-Hill Education LLC.
2. Chen, Wai-Fah / Duan, Lian (1999): *Bridge Engineering Handbook*. CRC Press, Boca Raton (USA).
3. Hofverberg, S. (2016). *Long-span tensile timber roof structures* (Master's thesis, Chalmers University of Technology, Division of Structural Engineering).
4. Kravz A.R. (2014). *Metodyka eksperymental'nykh doslidzhen' derev'yanykh vant armovanykh stalevym kanatom zi z'yednannyam okremykh derev'yanykh elementiv metalorozdrukiv plastykamy* [Methods of experimental research of wooden stress ribbon structures reinforced with steel rope with the connection of individual wooden elements with punched metal plate]. *Perspektivnyye napravleniya innovatsionnogo razvitiya stroitel'stva i podgotovki inzhenernykh kadrov: Sbornik nauchnykh statey XIX Mezhdunarodnogo nauchno-metodicheskogo seminaru; Brest 23-25.10.2014. - Brest: BrSTU, 2014. - Part 1. 100-106. (in Ukrainian).*
5. Kravz A.R., Demchyna B.G. (2013).

Metodyka eksperymental'nykh doslidzhen' derev'yanykh vant armovanykh stal'nym kanatom zi z'yednannyam okremykh derev'yanykh elementiv vkleyenymy sterzhnyamy [Methods of experimental research of wooden stress ribbon structures reinforced with steel rope with the connection of individual wooden elements with glued rods]. *Zbirnyk naukovykh prats' NUK 2*, 38-42 (in Ukrainian).

6. Kravz A.R., Demchyna B.G. (2013). *Ekspyrymental'ne doslidzhennya derev'yanykh vant armovanykh stal'nym kanatom zi z'yednannyam na vkleyenykh sterzhnyakh* [Experimental research of wooden stress ribbon structures reinforced with steel rope with connection on glued rods]. *Naukovo-tekhnichni problemy suchasnoho zalizobetonu. Vpusk 78. Knyha 2. K. DP NDIBK*, 235-242 (in Ukrainian).
7. Demchyna B.G., Kravz A.R., Shidlovsky J., Yaremko I. (2014). *Doslidzhennya na roztyah z'yednan' derev'yanykh elementiv na metalozubchastykh plastynakh (MZP)* [Tensile tests of joints of wooden elements on punched metal plate]. *Visnyk L'vivs'koho natsional'noho ahrarnoho universytetu. Seriya : Arkhitektura i sil's'kohospodars'ke budivnytstvo. - 15. 34-40 (in Ukrainian).*
8. Kachurin V.K. (1962). *Teoriya vysyachykh system* [Theory of hanging systems]. Moskva: Strojizdat, 224 (in Russian).
9. Pysarenko H.S., Kvitka O.L., Umans'kyi E.S. (2004) *Opir materialiv: Pidruchnyk* [Resistance of materials: Textbook]. Kyiv: Vyshcha shkola, 655 (in Ukrainian).
10. Vedenikov G.S., Teloyan A. L. (1977). *Nelineyny metod rascheta izgibno-zhestkikh vant* [Nonlinear method for calculating bending-rigid cables]. *Stroitel'naya mekhanika i raschet sooruzheniy. 6*, 47–50 (in Russian).

Approaches to taking into account horizontal movements of foundations in the work of wooden reinforced cables

Bohdan Demchyna,
Andriy Kravz

Summary. The behavior of a wooden stress ribbon structures reinforced with steel rope under the action of a load evenly distributed along the entire length of the cable was investigated. The analysis of the results of static tests of the wooden

reinforced cable of the VD-3.1 series is given. A criterion is proposed according to which a wooden stress ribbon structures reinforced with steel rope can be considered according to the theory of rigid threads.

To ensure the stability and geometric invariance of the structures formed by rigid threads, an important role is played by taking into account the pliability of the supports that perceive the horizontal support reactions (spacing of the cable). Deformation of the supports of rigid cables causes the appearance of significant bending moments in the body of the cable, and also leads to an increase in the deflection of the structure. Therefore, special attention was paid to the study of the pliability of supports during the tests of wooden stress ribbon structures reinforced with steel rope to the action of a load evenly distributed along the length of the cable.

The pliability of supports during experimental tests of wooden stress ribbon structures reinforced with steel rope was investigated. The obtained results are compared with the calculated value of the pliability of the supports, calculated based on the deformability of the installation for testing cable structures.

The methods of calculating the deflections of the cables, which take into account the pliability of the supports, were tested. The influence of the

pliability of the supports on the deflection of the cable is determined.

At the level of the pliability of the supports, the deformability of the cable was influenced by the pliability of the nodal joints of the wooden elements of the cable. Based on this, the deformability of the joints of the wooden elements of the cable on the punched metal plate fasteners and its effect on the deflection of the cable were investigated. The coefficient of deformability of joints was suggested, which took into account the nonlinear dependence of the deformation of joints of wooden elements of the cable on the applied load.

Due to the need to take into account the joint work of the wooden body of the cable and the steel rope, the calculated characteristics of the reduced cross section of the wooden cable reinforced with steel rope were calculated.

A static calculation of a wooden stress ribbon structures reinforced with steel rope according to the theory of rigid threads is performed and the results of calculations are compared with experimental data.

Keywords: Suspension roof, wooden structures, rigid threads, stress ribbon, pliability of supports, static calculation, load, punched metal plate fasteners, connection of wooden elements.

Випробування сталезалізобетонних прогонових будов мосту через р. Сухий Торець в м. Барвінкове

Валерій Шмуклер¹, Роман Каплін², Юрій Круль³

Харківський національний університет міського господарства імені О.М. Бекетова
вул. Маршала Бажанова, 17, м. Харків, 61002, Україна;

¹ Valerii.Shmukler@kname.edu.ua, orcid.org/0000-0002-8670-0731;

² e-mail: cc33cc22@ukr.net, orcid.org/0000-0002-4895-2321;

³ e-mail: krul.yuriy@gmail.com, orcid.org/0000-0002-0069-4191.

DOI: 10.32347/0475-1132.40.2020.104-111

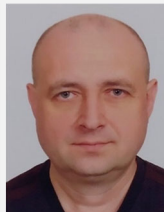
Анотація. У статті розглянуто капітальний ремонт залізобетонного мосту в м. Барвінкове Харківської обл. з повною заміною прогонових будов. Прогонові будови встановлювалися на існуючі опори, відстань між осями яких складає 14,06м (нестандартний прогон). Таким чином, нові балки необхідно виконувати за особливим (індивідуальним) проектом. Також не менш важливим є питання зменшення власної ваги конструкції, що позитивно впливатиме на існуючі фундаменти, зменшуючи тиск на ґрунт та, за можливості, розвантажуватиме фундаментну частину споруди. В якості нової прогонової будови представлено ефективну конструкцію сталезалізобетонної прогонової будови, з використанням перфорованих металевих елементів коробчастого перерізу та ефективної залізобетонної плити проїзної частини.

При проектуванні металевих блоків використовувався прямий метод формування параметрів конструктиву, заснований на енергетичних критеріях, а саме: мінімізація потенційної енергії деформації та рівномірне розподілення щільності потенційної енергії деформації. В якості параметрів приймалися розміри отворів в перфорованих елементах при постійному їх кроці та кути нахилу похилих ліній різь балок. Таким чином, була отримана раціональна конструкція блоків, що відповідала найменшому значенню потенційної енергії, яка, в свою чергу, відповідає найменшій витраті матеріалу, та більш рівномірному розподіленню щільності потенційної енергії зі зменшенням концентрації напружень в кутах отворів.



Валерій Шмуклер

д.т.н., проф.
завідувач кафедри
будівельних конструкцій ХНУМГ
ім. О.М. Бекетова



Роман Каплін

завідувач сектору лабораторії
будівельно-технічних досліджень
ННЦ «Інститут судових експертиз
ім. Засл. проф. М. С. Бокаріуса»,
здобувач кафедри будівельних
конструкцій ХНУМГ ім.
О.М. Бекетова



Юрій Круль

к.т.н., старший викладач кафедри
будівельних конструкцій ХНУМГ
ім. О.М. Бекетова

По завершенню виконання всіх робіт були проведені наукові та приймальні випробування споруди. Програмою випробувань передбачено проведення статичних і динамічних випробувань мосту. Метою дослідження була оцінка напружено-деформованого стану металевих блоків сталезалізобетонної прогонової будови. В ході випробування були отримані прогини конструкції, виявлено дійсний розподіл деформацій і напружень, отримані частоти, періоди та амплітуди власних та вимушених коливань споруди.

Була побудована теоретична модель прогонової будови, на базі якої отримані

компоненти напружено-деформованого стану (НДС) та виконано їх порівняння з отриманими в ході випробування результатами.

Ключові слова: сталезалізобетон, прогонова будова, перфорована балка, дискретно-континуальні зв'язки, незнімна опалубка.

ВСТУП

Міст через р. Сухий Торець розташований в м. Барвінкове по вул. Леніна, маршрут «центр – з/д вокзал». Будівництво моста виконано в 1955р. Міст zaprojektований як 4-х прогонна балкова, розрізна залізобетонна споруда з прольотами 14,10м між осями опор. Повна довжина мосту – 56,4м. Розмір мосту – 6,65м. Тротуари – 1,5м. Головні балки прогонових будов – типові, зі звичайного залізобетону. Опори мосту – масивні, бетонні. Проектне навантаження – Н-13, НГ-60. Загальний вигляд мосту показаний на рис. 1.

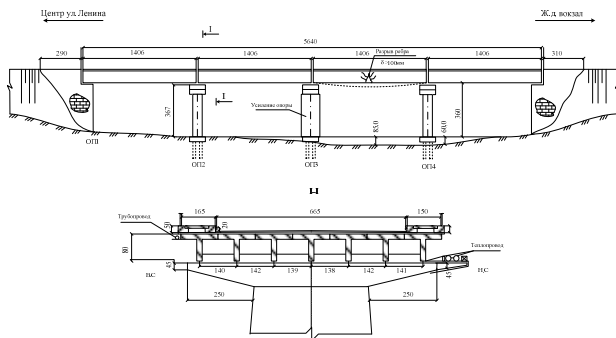


Рис.1. Загальний вид споруди

Fig.1. General view of the building

За 60 років експлуатації споруда застаріла і не відповідає вимогам нині діючих нормативних документів, як за габаритами, так і за вантажопідйомністю. Також, в результаті руху по мосту важкої військової техніки, на головних балках прольотної будови з'явилися тріщини з шириною розкриття більше 10мм. Конструкція дала прогин до 15 см, але не зруйнувалася. У зв'язку з цим споруду було віднесено до 5-го експлуатаційного стану, який оцінює міст як непрацездатний і для подальшої його експлуатації необхідний капітальний ремонт з заміною всіх балок прогонових будов. Так як відстань між

осями існуючих опор являє собою нестандартний прогон, балки необхідно виконувати за особливим (індивідуальним) проектом. Також не менш важливим є питання зменшення власної ваги конструкції, що позитивно впливатиме на існуючі фундаменти, зменшуючи тиск на ґрунт та, по можливості, розвантажуючи фундаментну частину споруди. В якості нової прогонової будови представлено ефективну конструкцію сталезалізобетонної прогонової будови, з використанням перфорованих металевих елементів коробчастого перерізу та ефективної залізобетонної плити проїзної частини.

У зв'язку з вищесказаним в якості нової конструкції було запропоновано використовувати сталезалізобетонну прогонову будову, виконання якої можливо за індивідуальними розмірами без додаткових вкладень і працевитрат. Конструкція представлена у вигляді двохкомпонентної системи, що складається з металевих перфорованих блоків коробчастого перетину і залізобетонної плити проїзної частини [1, 2]. На відміну від прототипу в поперечному перерізі прогону було встановлено чотири блоки з кроком 2,4 м.

Робочий проект конструкції був розроблений кафедрою «Будівельних конструкцій» Харківського національного університету міського господарства ім. О.М. Бекетова під керівництвом д.наук з держ. упр., проф. Бабаєва В.М. Головний архітектор проекту Гетта Н.А. Головний інженер проекту Хайнсон Ю.А. Всі будівельні роботи виконувалися ТОВ «Стальконструкція».

ОПИС КОНСТРУКЦІЇ

Статична схема – 4-х прогонна балкова, розрізна сталезалізобетонна споруда з прольотами 14,10м між осями опор. Повна довжина мосту – 56,4м. Ширина мосту – 7м. Тротуари – 1,5м. Головні балки прогонових будов – металеві перфоровані блоки коробчастого перетину. Опори існуючі.

Проектне навантаження – АК-15, НК-100. Схема мосту представлена на рис. 2.

Мостове полотно включає в себе дві смуги проїзної частини, два тротуари, поручневу огорожу, бортове огородження (рис. 3). Розмір проїзної частини між внутрішніми гранями бортового огородження – 7м.

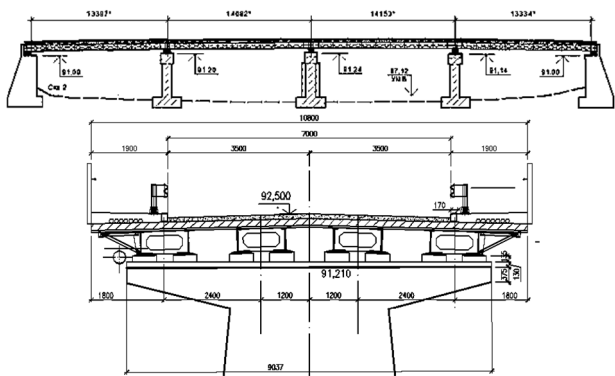


Рис.2. Загальний вид запропонованої конструкції

Fig.2. General view of the proposed design

Верхній шар проїзної частини – асфальтобетон. Загальна товщина дорожнього одягу – 31,5см. Водовідвід зовнішній, передбачений за рахунок ухилів і системи водовідвідних трубок. Бар'єрна огорожа – металева. Перильні огорожі – лита металева решітка. Тротуари складаються з монолітних поперечних консолей і поздовжніх балок, на яких розташовані монолітні плити.

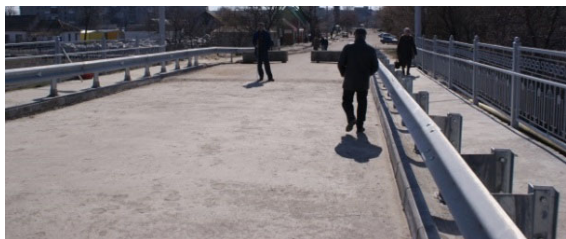


Рис.3. Загальний вигляд проїзної частини і тротуарів (вид зверху).

Fig.3. General view of the carriageway and sidewalks (top view)

Головні балки прогонових будов – металеві перфоровані блоки коробчастого перетину з діафрагмами (рис. 4). Стінки блоку виконані з металевого листа товщиною 10мм. Нижня полиця з

металевого листа товщиною 30мм. Діафрагми і верхні полиці – 12мм. Крок діафрагм 1м. Об'єднання блоків виконано по залізобетонній плиті проїзної частини. Товщина залізобетонної плити їздового полотна – 200мм. Для забезпечення спільної роботи металевих блоків і залізобетонної плити проїзної частини по верхньому поясу блоку приварені упори, виконані з відрізків прямокутної труби і похилих арматурних стрижнів. Об'єднання всіх елементів в готовий блок виконувалося в заводських умовах. Перед бетонуванням на верхні полиці блоку укладався профільований сталевий лист, який виконував роль незнімної опалубки (рис. 5).

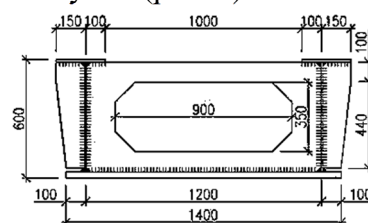


Рис.4. Поперечний переріз металевих блоку

Fig.4. Cross section of a metal block



Рис.5. Загальний вигляд прогонової будови (вид знизу).

Fig.5. General view of the girder structure (bottom view).

При проектуванні металевих блоків використовувався прямий метод формування параметрів конструктиву, оснований на енергетичних принципах, а саме: мінімізація потенційної енергії деформації та рівномірне розподілення щільності потенційної енергії деформації [8, 9]. В якості параметрів приймалися розміри отворів в перфорованих елементах при постійному кроці отворів та кути нахилу похилих ліній різки балок. Таким чином, була отримана раціональна конструкція блоків, що відповідала найменшому значенню

потенційної енергії та більш рівномірному розподіленню щільності потенційної енергії зі зменшенням концентрації напружень в кутах отворів.

Берегові опори – масивні, бетонні зі зворотними стінками довжиною 2,9м (лівобережна) та 3,1м (правобережна). Проміжні опори: масивні, з монолітного бетону, виконані відповідно до типового проекту вип. 72 Союздорпроект. Тип фундаментів опор – пальовий. Опорні частини – тангенціальні.

Підходи прямолінійні виконані з насипом до $h = 5\text{м}$. Русло річки нерівномірне, покрите чагарниками очерету.

ВИПРОБУВАННЯ МОСТУ

Силами кафедри Будівельних конструкцій Харківського національного університету міського господарства ім. О.М. Бекетова були проведені наукові та приймальні випробування. Програмою випробувань передбачено проведення статичних і динамічних випробувань мосту.

Метою дослідження була оцінка напружено-деформованого стану металевих блоку сталезалізобетонної прогонової будови. Для дослідження було обрано крайній блок першого прольоту. Для досягнення поставлених цілей вирішувалися наступні завдання:

1. Визначення величини фактичних прогинів в досліджуваних перетинах блоку;
2. Виявлення дійсного розподілу деформацій і напружень в досліджуваних перетинах блоку;
3. Порівняння фактичних і теоретичних значень компонентів НДС в досліджуваних перетинах блоку;
4. Замір спектрів частот власних і вимушених коливань в досліджуваних перетинах блоку.

Перед проведенням випробувань були виконані теоретичні розрахунки споруди на тимчасове навантаження. Розрахунок просторової моделі прогонової будови виконаний в програмному комплексі SCAD-Office. Сформована скінченно-елемента модель показана на рис. 6.

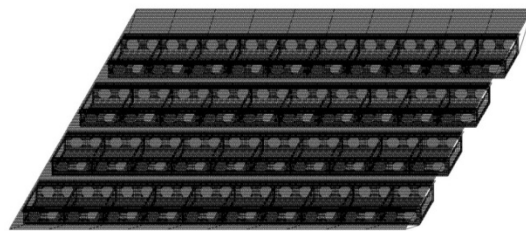


Рис.6. Розрахункова модель запропонованої конструкції

Fig.6. Estimated model of the proposed design

Система навантаження. В якості навантаження були прийняті 2 автосамоскиди КАМАЗ-6520, з нормативною масою одного автомобіля $Q = 19,2\text{т}$. Було передбачено 4 схеми розташування автомобілів:

схема 1 - установка одного автомобіля КАМАЗ-6520 задньою віссю в середині прольоту біля правого бар'єрного огородження;

схема 2 - установка двох автомобілів задніми бортами один до одного, біля правого бар'єрного огородження;

схема 3 - установка двох автомобілів задніми бортами один до одного, по осі моста;

схема 4 - розташування двох автомобілів, встановлених задніми бортами один до одного біля лівого бар'єрного огородження.

Демонстрація позначених процедур випробувань реалізована на рис. 7.



Рис.7. Установка автомобілів за схемами 1-4

Fig.7. Installation of cars according to schemes 1-4

При динамічному дослідженні для визначення частот і форм власних коливань, на проїзну частину, з висоти 1м, скидався

залізобетонний фундаментний блок розміром 85х48х55см масою 600кг. Для визначення характеристик вимушених коливань на мосту проводяться такі заходи:

- рух колони з двох автомобілів КАМАЗ-6520 з інтервалом 2сек. зі швидкістю 30 км/год;

- рух одиночного автомобіля КАМАЗ-6520 по покриттю з перешкодою (дерев'яний брус шириною 20 см, товщиною 4 см і довжиною 3,5 м), встановленим в середині прольоту;

- рух одиночного автомобіля КАМАЗ-6520 зі швидкістю 30 км/год і різке гальмування в середині прольоту.

Під час випробування, за всіма схемами завантаження фіксувалося стан мосту для встановлення змін, які відбувалися без навантаження, з навантаженням і подальшим розвантаженням. Останні заміри знімалися для визначення залишкових деформацій. Крім того, при розстановці автомобілів, учасники випробувань суворо стежили за показаннями приладів, щоб в разі необхідності (екстремальний випадок) зупинити завантаження.

Система вимірювань. Фіксація вертикальних переміщень (прогинів) конструкції здійснювалася за допомогою 8 механічних прогиномірів Максимова (ПМ). Прилади кріпилися до конструкції за допомогою з'єднувальних ланцюгів, зібраних з вантажів і ниток. Для виключення впливу на значення прогинів зовнішніх показників, таких як вітер, з'єднувальні ланцюги підтримувалися в постійному натягу і перевірялися перед кожним зняттям відліків. Датчики встановлювалися по два в чвертях і середині прольоту і по одному в опорних частинах, за допомогою штативів та струбцин, на заздалегідь підготовлених майданчиках. Схема розташування та загальний вигляд датчиків представлені на рис. 8.

Для фіксації деформацій і виявлення напружень навколо отворів блоку було встановлено 8 механічних тензометрів. Прилади були встановлені в опорній частині

і в середині прольоту. Схема розташування тензометрів показана на рис. 9

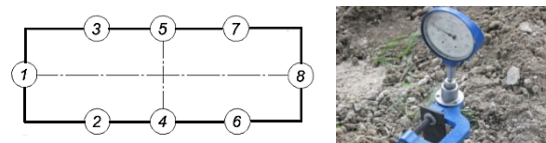


Рис.8. Схема розташування та загальний вигляд датчиків

Fig.8. Location scheme and general view of sensors

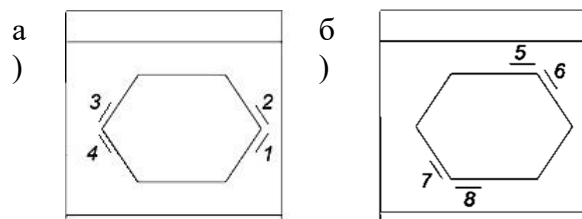


Рис.9. Схема розташування тензометрів: а) в опорній частині, б) в прогоні

Fig.9. The layout of strain gauges: a) in the support part, b) in the span

Для визначення частот і форм власних і вимушених коливань елементів прогонової будови в вертикальному напрямку в середині прольоту встановлювався вібровимірювальний прилад «Агат-М».

РЕЗУЛЬТАТИ ВИПРОБУВАНЬ

Результати статичних випробувань.

За даними обробки значень вимірів прогиномірів побудовані лінії прогинів крайнього металевго блоку в прольоті №1, в середині і чвертях прольоту по всім 4-м схемами завантаження (рис. 10-13). Максимальний прогин крайнього металевго блоку прольоту №1 отриманий за 2-ою схемою навантаження і склав 2,9мм. Теоретичний прогин крайнього блоку прольоті №1 склав 2,94мм. При зіставленні теоретичних і експериментальних значень похибка склала 1,3%. Залишкові деформації після кожного розвантаження на кожному етапі навантаження не перевищили 10%. За даними обробки значень вимірів деформацій, отриманих з механічних тензометрів, і лабораторних випробувань по визначенню механічних характеристик сталі були обчислені значення фактичних

напружень, що виникають по периметру отворів в стінках металевих балок. Максимальні значення відносних деформацій склали $15 \cdot 10^{-6}$ мм, що, в свою чергу, відповідає значенням напруження – 25 МПа.

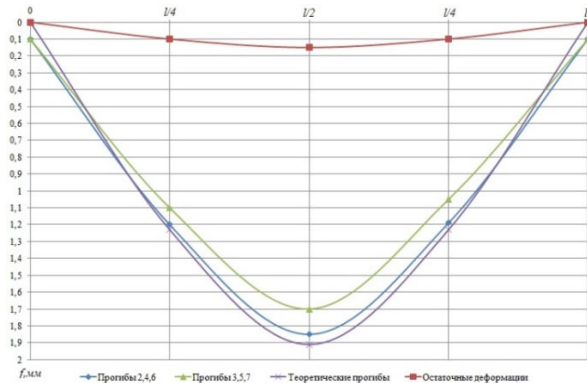


Рис.10. Прогини балок за першою схемою статичних випробувань

Fig.10. Deflections of beams according to the first scheme of static tests

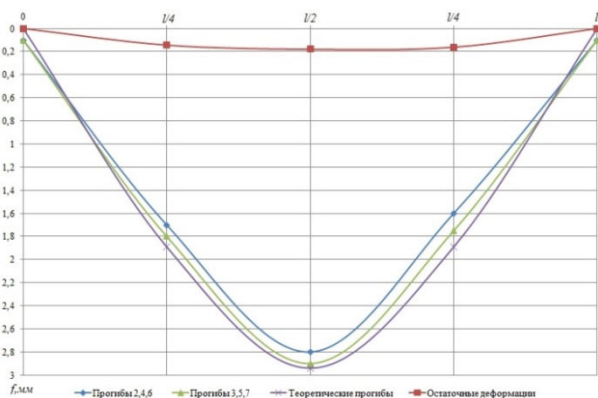


Рис.11. Прогини балок за другою схемою статичних випробувань

Fig.11. Deflections of beams according to the second scheme of static tests

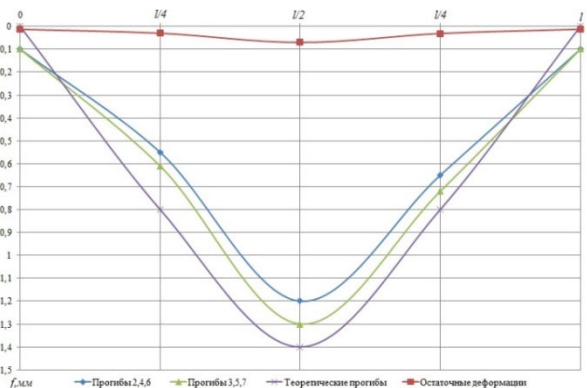


Рис.12. Прогини балок за третьою схемою статичних випробувань

Fig.12. Deflections of beams according to the third scheme of static tests

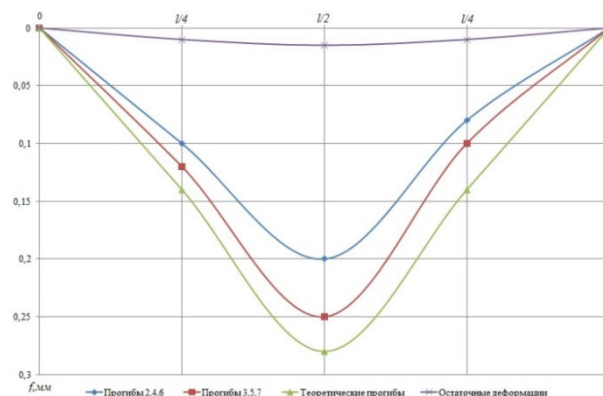


Рис.13. Прогини балок за четвертою схемою статичних випробувань

Fig.13. Deflections of beams according to the fourth scheme of static tests

Результати динамічних випробувань.

За даними обробки показань приладу при динамічних випробуваннях отримані частоти, періоди та амплітуда власних і вимушених коливань. Частота власних коливань (середнє за 3-ма вимірами) дорівнює 8Гц, при амплітуді 190мкм. Також проявляється друга власна частота рівна 14Гц, при амплітуді 225мкм. Частота вимушених коливань при русі колони з двох автомобілів склала 12,5Гц при амплітуді 66мкм. Частота вимушених коливань при русі автомобіля по покритті з перешкодою склала 5Гц при амплітуді 78мкм. Частота вимушених коливань при різкому гальмуванні автомобіля в середині прольоту склала 8Гц при амплітуді 49мкм.

ВИСНОВКИ

1. Визначено величини фактичних прогинів конструкції сталезалізобетонної прогонової будови в чвертях і середині випробовуваного прольоту. Максимальний прогин крайнього металевого блоку прольоту №1 отриманий при 2-ій схемі навантаження і склав 2,9мм. Залишкові деформації після кожної розвантаження на кожному етапі навантаження не перевищили 10%.

2. Виявлено дійсний розподіл деформацій і напружень в заданих перетинах конструкції сталезалізобетонної прогонової будови. За даними обробки значень вимірів деформацій, отриманих з

механічних тензометрів, і лабораторних випробувань по визначенню механічних характеристик сталі були обчислені значення фактичних напружень, що виникають по периметру отворів в стінках металевих балок. Максимальні значення відносних деформацій склали $15 \cdot 10^{-6}$ мм, що, в свою чергу, відповідає значенням напруг – 25 МПа.

3. Виконано зіставлення фактичних і теоретичних значень компонентів НДС в досліджуваних перетинах конструкції сталезалізобетонних прогонової будови. Теоретичний прогин крайнього блоку прольоту №1 склав 2,94мм. При зіставленні теоретичних і експериментальних значень похибка склала 1,3%

4. Максимальні частоти власних коливань склали 8Гц і 14Гц, при амплітуді 190мкм і 225мкм. Тоді як частоти вимушених коливань склали 8Гц і 12,5Гц при амплітуді коливань 49мкм і 66мкм відповідно. Частота порушуваних коливань при другій схемі динамічного навантаження склала 5Гц, амплітуда коливань – 78мкм.

ЛІТЕРАТУРА

1. Пат. 74599 Україна, МПК (2012.01) E01D 1/00. Прогонових будова мосту / Шмуклер В.С., Шуткін М.Б., Шуткін Б.М., Круль Ю.М.; заявник и патентовласник Шмуклер В.С.; - № 201201611; заявл. 14.02.2012; опубл. 12.11.2012, Бюл. №21.
2. Круль Ю.Н. Про формування раціональної конструкції пролітної будови автомобільно-шляхового мосту / Ю.М. Круль // Коммунальное хозяйство городов: Научно-технический сборник / Вип. 101, 2011. - с.31-40.
3. Метали. Методи випробувань на розтяг: ГОСТ 1497-84. (ISO 6892-84, СТ РЕВ 471-88). - [Дата введення 1986-01-01]. - М.: ИПК Видавництво стандартів, 1984. - 36с.
4. Метали. Методи випробувань на розтяг тонких листів і стрічок: ГОСТ 11701-84.- [Дата введення 1986-01-01]. - М.: «Знак Пошани» Видавництво Стандартів, 1984. - 18с.
5. ДБН В2.3-6-2002. Мости та труби. Обстеження и випробовування. - К.: Держбуд України, 2002. - 29с.
6. ДБН В.2.3-14-2006. Мости та труби. Правила проектування. - К.: Міністерство буд-ва, архітектури и житлового комунального гос-ва, 2006. - 329с.
7. ВБН В3.1.-218-174-2002. Мости та труби. Оцінка технічного стану автодорожніх мостів, що експлуатуються.-К.: Держслужба а / д України, 2002 27с.
8. Шмуклер В.С. Каркасні системи полегшеного типу / В.С. Шмуклер, Ю.А. Клімов, Н.П. Бурак - Харків: Золоті сторінки, 2008. - 336с.
9. Rational Design of Structural Building Systems. V. Babaev, I. Ievzerov, S. Evel, A. Lantoukh-Liashchenko, V. Shevetovsky, O. Shimanovskyi, V. Shmukler M. Sukhonos / ISBN 978-3-86922-733-7./ 2019 by DOM publishers, Berlin/Germany. www.dom-publishers.com. 384 p.

REFERENCES

1. Pat. 74599 Ukraine, MPK (2012.01) E01D 1/00. Progonovih budova mostu. [patent. Girders structure of the bridge] SHmukler V.S., SHutkin M.B., SHutkin B.M., Krul' YU.M.; zayavnik i patentovlasnik SHmukler V.S.; №201201611; zayavl. 14.02.2012; opubl. 12.11.2012, Byul. №21. (in Ukrainian).
2. Krul' YU.N. (2011) Pro formuvannya racional'noï konstrukcii prolitnoï budovi avtomobil'no-shlyahovogo mostu [About formation of a rational design of a span structure of a road bridge]. YU.M. Krul'. *Kommunal'noe hozyajstvo gorodov: Naukovo-tehnichnij zbirnik*. Vip. 101., 31-40. (in Ukrainian).
3. Metali. Metodi viprobuvan' na roztyag: GOST 1497-84. (ISO 6892-84, ST REV 471-88). (1984). [Data vvedennya 1986-01-01]. - M.: IPK Vidavnictvo standartiv., 36. (in Ukrainian).
4. Metali. Metodi viprobuvan' na roztyag tonkih listiv i strichok: GOST 11701-84. (1984). [Data vvedennya 1986-01-01]. M.: «Znak Poshani» Vidavnictvo Standartiv. 18. (in Ukrainian).
5. DBN V2.3-6-2002. Mosti ta trubi. Obstezhennya i viprobuvuvannya. (2002). K.: Derzhbud Ukraïni. 29. (in Ukrainian).
6. DBN V.2.3-14-2006. Mosti ta trubi. Pravila proektuvannya. (2006). K.: Ministerstvo bud-va, arhitekturi i zhitlovogo komunal'nogo gos-va. 329. (in Ukrainian).
7. VBN V3.1.-218-174-2002. Mosti ta trubi. Ocinka tekhnichnogo stanu avtodorozhnih mostiv, chto ekspluatuyut'sya. (2002). K.: Derzhsluzhba a / d Ukraïni, 27. (in Ukrainian).

8. SHmukler V.S. (2008). Karkasni sistemi polegshenogo tipu [Lightweight frame systems]. V.S.SHmukler, YU.A.Klimov, N.P.Burak. Harkiv: Zoloti storinki. 336. (in Ukrainian).
9. Rational Design of Structural Building Systems. V.Babaev, I.Ievzerov, S.Evel, A.Lantoukh-Liashchenko, V.Shevetovsky, O.Shimanovskiy, V. Shmukler M. Sukhonos. ISBN 978-3-86922-733-7. 2019 by DOM publishers, Berlin. Germany. www.dom-publishers.com. 384.

Tests of reinforced concrete flight structure of the bridge through the r.Suhoy Torec in Barvenkovo

*Valerii Shmukler,
Roman Kaplin,
Yurii Krul*

Summary. The article considers the overhaul of the reinforced concrete bridge in Barvinkove with the complete replacement of the girder structures. Beam structures were installed on existing supports, the distance between the axes of which is 14.06 m (non-standard beam). Thus, new beams must be performed on a special (individual) project. Equally important is the issue of reducing the weight of the structure, which will have a positive effect on existing foundations, reducing the pressure on the ground and, if possible, unloading the foundation of the structure. As a new girder structure, an effective construction of a reinforced concrete girder structure is presented, using perforated metal elements of box section and an effective reinforced concrete slab of the carriageway.

When designing metal blocks, a direct method of forming the parameters of the structure based on energy principles was used, namely: minimization of potential deformation energy and density distribution of potential deformation energy.

The parameters of the holes in the perforated elements at a constant pitch and the angles of inclination of the inclined lines of the beams were taken as parameters. Thus, a rational design of the blocks was obtained, which corresponded to the lowest value of potential energy, which, in turn, corresponds to the lowest material consumption, and a more uniform distribution of potential energy density with decreasing stress concentration in the corners of the holes.

Upon completion of all works, scientific and acceptance tests of the building were carried out. The test program provides for static and dynamic tests of the bridge. The aim of the study was to

assess the stress-strain state metal block of reinforced concrete girder structure. During the test, the deflections of the structure were obtained, the actual distribution of deformations and stresses was revealed, the frequencies, periods and amplitudes of the natural and forced oscillations of the structure were obtained.

A theoretical model of the girder structure was built, on the basis of which the VAT components were obtained and compared with the results obtained during the test.

Key words. Reinforced concrete, girder structure, perforated beam, discrete-continuous connections, fixed formwork.

Топологічна оптимізація пластини

Валерій Шмуклер¹, Олена Лугченко², Алі Нажем³

Харківський національний університет міського господарства імені О.М. Бекетова

17, вул. Маршала Бажанова, Харків, Україна, 61002

¹v_shmukler@hotmail.com, orcid.org/0000-0002-8670-0731²elenalugchenko@gmail.com, orcid.org/0000-0001-5397-355X³ali.h.najem@hotmail.com, orcid.org/0000-0001-7247-4457

DOI: 10.32347/0475-1132.40.2020.112-119

Анотація. У статті викладена процедура прямого (раціонального) проектування плит. Наведений біоніко-енергетичний метод є ефективним інструментарієм формування образу конструкцій, що відрізняє його від згаданих вище результатів і, насамперед, за рахунок його фізичної прозорості. Важливим також є факт використання запропонованих технологій у робочому проектуванні й зведенні конструкцій, геометрія, а при необхідності й фізичні характеристики яких, знайдені розрахунковим, а не інтуїтивним шляхом.

У його основі лежать нові енергетичні принципи й алгоритми послідовної побудови геометричного й/або фізико-механічного «образу» конструкції. На прикладі формування енергетично рівномірних пластин показана послідовність обчислювальних операцій методу.

Рішення будується аналітично з метою показу нюансів необхідних операцій. Одночасно, на наведених прикладах, показано, що введені критерії оптимізації зумовлюють, в тому числі, мінімальний обсяг конструктивів, а також їх мінімальні прогини.

Принциповим елементом підходу є використання нового критерію граничного стану, що забезпечує оцінку напруженості елемента. При цьому, враховуються властивості матеріалу й вид напружено-деформованого стану.

Отримані аналітичні рішення використані як контрольні тести для загальної обчислювальної процедури методу. У зв'язку із чим, у статті наведені результати аналітичного й чисельного розв'язку. Ефективність обчислювальної процедури підтверджена швидкістю її збіжності і мінімальним розходженням геометричних параметрів (топології) конструкції з тест-

прикладми. Технологічна послідовність обчислювальних операцій методу завершена побудовою елементів (плит) із простою зовнішньою й складною внутрішньою геометрією, що володіють цілим набором позитивних властивостей, таких як мінімальна витрата матеріалу при фіксованій жорсткості (несуча здатність), або максимальна жорсткість при фіксованій витраті матеріалу.

**Валерій Шмуклер**завідувач кафедри будівельних конструкцій
д. т. н., проф.**Олена Лугченко**доцент кафедри будівельних конструкцій
к. т. н., доц.**Алі Нажем**

аспірант кафедри будівельних конструкцій

дового елементів (плит) із простою зовнішньою й складною внутрішньою геометрією, що володіють цілим набором позитивних властивостей, таких як мінімальна витрата матеріалу при фіксованій жорсткості (несуча здатність), або максимальна жорсткість при фіксованій витраті матеріалу.

Ключові слова: раціональність, щільність потенційної енергії деформації, енергетичний баланс, біоніко-енергетичний метод, рівномірність.

ВСТУП

Розглядається завдання побудови внутрішньої геометрії залізобетонної прямокутної пластини мінімальної ваги (Рис.1).

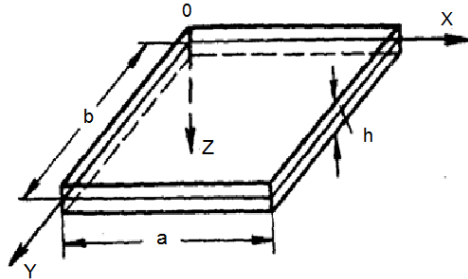


Рис.1. Прямокутна пластина.
Fig.1. Rectangular plate.

Алгоритм використовує ідеологію формування енергетично рівномірного елемента відповідно до методу, запропонованого в [1,2].

Гіпотези й допущення:

1. Основні атрибути пластини (геометричні й фізико-механічні) задовольняють обмеженням теорії тонких пластин;
2. Крайові умови ухвалюються 4-х типів: шарнірне обпирання по контуру; дві протилежні сторони пластини шарнірно обперті, а дві інші затиснені; вигин пластини моментами, прикладеними до двом протилежним сторонам; чистий вигин пластини.
3. Рационально вважається пластина, у кожній точці поверхні якої щільність потенційної енергії деформацій (ЩПЕД) постійна й рівна нормованій;
4. Геометрія пластини формується у вигляді елемента зі східчасто змінною товщиною;
5. Навантаження – рівномірно розподілене.

Слід зазначити, що гіпотези 2 і 5 не зменшують область використання отриманих рішень, тому що вони (рішення) легко узагальнюються на випадок інших умов обпирання й навантаження.

МЕТА ТА ЗАВДАННЯ ДОСЛІДЖЕННЯ

Метою роботи є одержання аналітичного й чисельного розв'язків завдання прямого

проектування згинаних елементів (пластин), результат яких представлений у вигляді геометричного «образу» конструкцій. Тут, у відмінності від традиційного перевірочного підходу, постулюється варіант постановки й розв'язку завдання топологічної оптимізації. Відмінність використовуваної процедури полягає в прийнятті нових критеріїв раціоналізації, що носять енергетичний характер. Крім того, вирішено завдання надання конструкції вигляду порожнистого елемента з простою зовнішньою та складною (розрахунковою) внутрішньою геометрією.

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

Наближене рішення будується в чисельно – аналітичній формі. На першому кроці алгоритму виконується скінцевоелементне моделювання пластини. При цьому, вважається припустимим ототожнення величини енергії деформацій у нескінченно малому елементі з енергією деформацій у скінцевому елементі (СЕ). Дане допущення базується на ідеології чисельного інтегрування (квадратурних формул Котеса). Потенційна енергія деформацій (ПЕД) у нескінченно малому пластинчастому елементі рівна [3]:

$$dV = \frac{1}{2} D \left[\left(\frac{d^2 w}{dx^2} + \frac{d^2 w}{dy^2} \right)^2 - 2(1-\nu) \cdot \left[\frac{d^2 w}{dx^2} \cdot \frac{d^2 w}{dy^2} - \left(\frac{d^2 w}{dxdy} \right)^2 \right] \right] dx dy \quad (1)$$

де V – потенційна енергія деформацій (ПЕД); $w = w(x, y)$ – прогин;

$D = \frac{Eh^3}{12(1-\nu^2)}$ – циліндрична жорсткість пластини; E – модуль деформацій 1-го роду; h – товщина пластини; ν – коефіцієнт поперечної деформації.

Відповідно до прийнятого положення величина ПЕД у СЕ приблизно представляється у вигляді:

$$\Delta V_i = \frac{1}{2} D_i \left[\left(\frac{d^2 w}{dx^2} + \frac{d^2 w}{dy^2} \right)^2 - 2(1 - \nu_i) \left[\frac{d^2 w}{dx^2} \cdot \frac{d^2 w}{dy^2} - \left(\frac{d^2 w}{dxdy} \right)^2 \right] \right] \lambda_{xi} \lambda_{yi}, \quad (2)$$

$\lambda_{xi}, \lambda_{yi}$ – жорсткісні атрибути i – го скінцевого елемента; D_i, ν_i – розміри i – го кінцевого елемента в напрямку осей координат декартової системи X и Y відповідно; $i \in (1, N)$ – номер СЕ, N – кількість СЕ відповідно до сітки розбивки.

Плита, оберта шарнірно по контуру.

Запишемо рішення Нав'є для рівняння вигину пластин (рівняння Софі Жермен [3], Рис. 2):

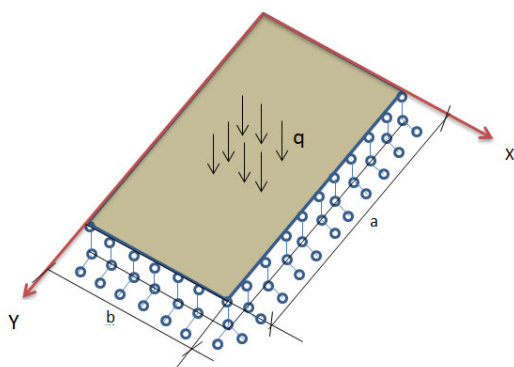


Рис. 2. Прямокутна пластина, шарнірно оберта по контуру.

Fig. 2. Rectangular plate, hinged along the contour.

$$w(x, y) = \frac{16q_0}{\pi^6 D} \sum_{m=1}^{\infty} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{\sin \frac{m \cdot \pi \cdot x}{a} \sin \frac{n \cdot \pi \cdot y}{b}}{mn \left(\frac{m^2}{a^2} + \frac{n^2}{b^2} \right)} \quad (3)$$

де q_0 – рівномірно розподілене по площі пластини навантаження.

Продиференціював двічі (3) і підставляючи отримані результати в (2) одержимо:

$$\Delta V_i = \frac{1536 \cdot q_0^2 \cdot a^4 (1 - \nu_i^2)}{\pi^6 E_i h_i^3} \cdot Q_i, \quad (4)$$

де

$$Q_i = (-K_{li} - \alpha^2 K_{2i})^2 - (K_{li} \alpha^2 K_{2i}) \cdot 2(1 - \nu_i) + (2 \cdot (1 - \gamma_i) \cdot \alpha K_{3i})^2;$$

$$K_1 = \sum_{m=1}^{m=100} \sum_{n=1}^{n=100} \frac{m \cdot \sin \frac{m \cdot \pi \cdot x}{a} \sin \frac{n \cdot \pi \cdot y}{b}}{n(m^2 + \alpha^2 n^2)^2};$$

$$K_2 = \sum_{m=1}^{m=100} \sum_{n=1}^{n=100} \frac{n \cdot \sin \frac{m \cdot \pi \cdot x}{a} \sin \frac{n \cdot \pi \cdot y}{b}}{m(m^2 + \alpha^2 n^2)^2};$$

$$K_3 = \sum_{m=1}^{m=100} \sum_{n=1}^{n=100} \frac{\cos \frac{m \cdot \pi \cdot x}{a} \cos \frac{n \cdot \pi \cdot y}{b}}{(m^2 + \alpha^2 n^2)^2};$$

$$\alpha = \frac{a}{b}.$$

Вважаючи, що щільність потенційної енергії деформації (ЩПЕД) зберігає в СЕ постійне значення, розділивши (2) на величину обсягу СЕ, рівного $\gamma_i = h \cdot \lambda_{xi} \cdot \lambda_{yi}$, з (4) одержимо:

$$e_i = \frac{1536 \cdot q_0^2 \cdot a^4 (1 - \nu_i)}{\pi^2 E_i h_i^4} \cdot \bar{Q}_{li} \quad (5)$$

де e_i – ЩПЕД в i – ом СЕ.

З обліком прийнятої третьої гіпотези

$$e_i = e_{ni} \quad (6)$$

де $e_{ni} = \gamma \cdot e_{ui}$; e_{ni} – нормоване значення ЩПЕД; e_{ui} – граничне значення ЩПЕД; $\gamma \in (0; 1)$ – статистично обґрунтований коефіцієнт надійності.

Якщо мова йде про формування просторової конструкції, шляхом обґрунтованого призначення коефіцієнта надійності, можна передбачити послідовність виходу з ладу різних елементів системи. При цьому величина e_{ui} ухвалюється відповідно до критерію [1]:

$$e_u = 0,5\chi_\varepsilon^2[(\chi_\varepsilon + 1)e_{uc} + (\chi_\varepsilon - 1)e_{ut}] + (1 - \chi_\varepsilon^2)e_{ush}, \quad (7)$$

де $\chi_\varepsilon = \frac{2\varepsilon_2 - \varepsilon_1 - \varepsilon_3}{\varepsilon_1 - \varepsilon_3}$, $\varepsilon_1 \geq \varepsilon_2 \geq \varepsilon_3$ – параметр

Лоде – Надаї; $\varepsilon_1 \geq \varepsilon_2 \geq \varepsilon_3$ – головні лінійні деформації; $e_{uc}; e_{ut}; e_{ush}$ – парціальні (частки) значення ЩПЕД для деформацій стиску, розтягу й зрушення.

При нелінійному (фізично) деформуванні, величини парціальних ЩПЕД можна визначати безпосередньо за результатами відповідних експериментів, ухвалюючи для E_i в (5) концепцію січного модуля. Дорівнюючи (5) і (7) визначаємо товщину hi СЕ:

$$h(x, y) = \frac{4a}{\pi^2} \sqrt[4]{\frac{6(1-\nu^2) \cdot q_0^2 \cdot Q_{li}}{E_i \cdot e_{ni}}} \quad (8)$$

Застосовуючи (8) для кожного СЕ одержуємо топологію пластини зі східчасто змінною товщиною.

У випадку фізично нелінійного деформування товщина hi в (8) визначається ітераційно шляхом послідовного уточнення E_i й e_{ni} . Для інших, застережених вище (гіпотеза 2) крайових умов, наведений підхід зберігає силу. При цьому, рішення, що входять в (4) і (8) запозичені з [3].

Розрахунки плити, шарнірно обпертої по контуру, виконані у середовищі ПК «Ліра-10.6», яка містить у собі блок енергетичних розрахунків і демонструються графічною інформацією, наведеною на Рис. 3.

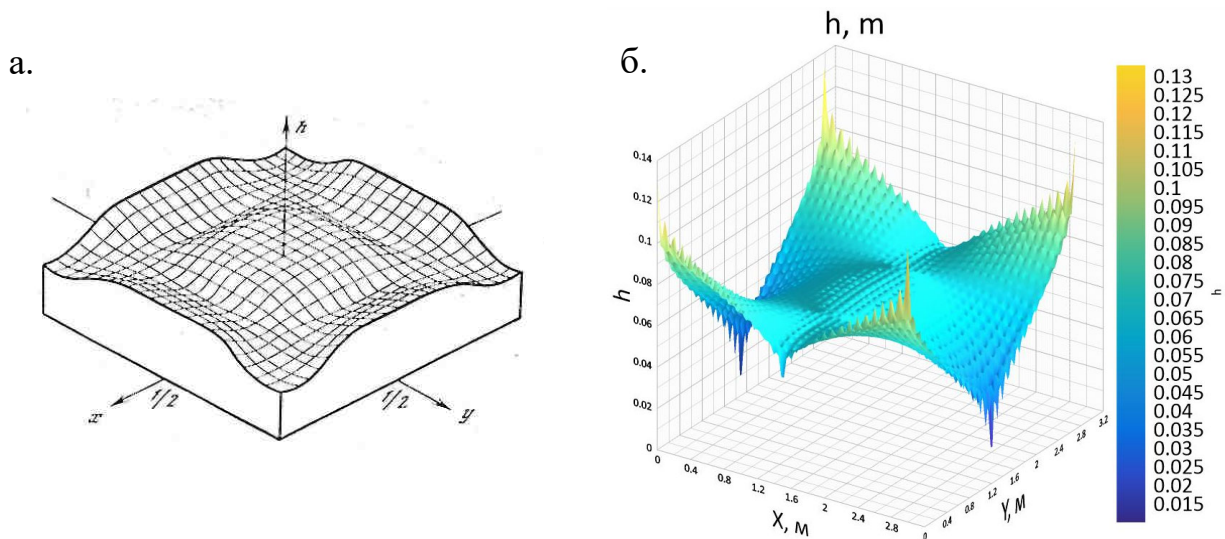


Рис. 3. Рациональная поверхность пластины, шарнірно обпертої по контуру: а – отримана по [4]; б – отримана по (8).

Fig. 3. Rational surface of the plate hinged along the contour: a - obtained by [4]; b - obtained by (8).

Вигин пластини моментами, прикладеними до двох протилежних сторін (Рис.4).

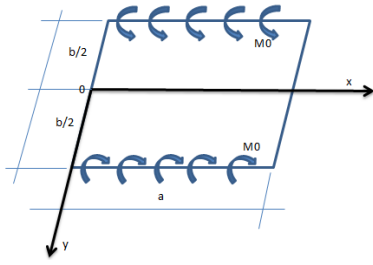


Рис. 4. Прямокутна пластина, вигнута моментами, прикладеними до двох протилежних сторонам, $M_0 = \text{const}$.

Fig. 4. A rectangular plate curved by moments applied to two opposite sides, $M_0 = \text{const}$.

$$K_1 = \sum_{m=1,3,5}^{\infty} \frac{1}{m \operatorname{ch} \alpha_m} \left(\frac{\alpha_m \operatorname{th} \alpha_m \operatorname{ch} \frac{m\pi y}{a}}{-\frac{m\pi y}{a} \operatorname{sh} \frac{m\pi y}{a}} - \right) \cdot \sin \frac{m\pi x}{a};$$

$$K_2 = \sum_{m=1,3,5}^{\infty} \frac{1}{m \operatorname{ch} \alpha_m} \left(\frac{\alpha_m \operatorname{th} \alpha_m \operatorname{ch} \frac{m\pi y}{a}}{-2 \operatorname{ch} \frac{m\pi y}{a}} - \frac{m\pi y}{a} \operatorname{sh} \frac{m\pi y}{a} \right) \sin \frac{m\pi x}{a};$$

$$K_3 = \sum_{m=1,3,5}^{\infty} \frac{1}{m \operatorname{ch} \alpha_m} \left(\frac{\alpha_m \operatorname{th} \alpha_m \operatorname{sh} \frac{m\pi y}{a}}{-\operatorname{sh} \frac{m\pi y}{a}} - \frac{m\pi y}{a} \operatorname{ch} \frac{m\pi y}{a} \right) \cos \frac{m\pi x}{a};$$

$$\alpha_m = \frac{m\pi b}{2a};$$

$$Q_{2i} = \left[\frac{(-K_1 - \alpha^2 K_2)^2 - (K_1 \alpha^2 K_2) \cdot 2(1-\nu) + (2 \cdot (1-\nu) \cdot \alpha K_3^2)}{\pi^2 E \cdot e_n} \right];$$

$$h_i = \sqrt[4]{\frac{24 M_0^2 (1-\nu^2) \cdot Q_{2i}}{\pi^2 E \cdot e_n}} \quad (9)$$

Чистий вигин пластини (Рис. 5).

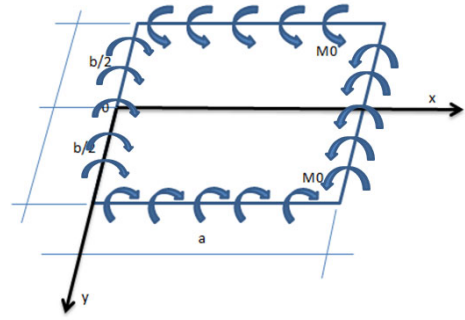


Рис. 5. Чистий вигин пластини: $M_0 = \text{const}$; a, b – геометричні розміри пластини.

Fig. 5. Clean bending of the plate: $M_0 = \text{const}$; a, b – geometric dimensions of the plate.

Як бачимо з (1), з обліком того, що [3]:

$$W = \frac{M_0 (x^2 + y^2)}{2D(1+\nu)}$$

$$h_i = \sqrt[4]{\frac{12 M_0 (1-\nu)}{E \cdot e_n}} = \text{const} \quad (10)$$

Чисельний розрахунок пластини, демонструється графічною інформацією, представленою на Рис. 7.

Дві протилежні сторони пластини шарнірно оперті, а дві інші затиснені (Рис.6).

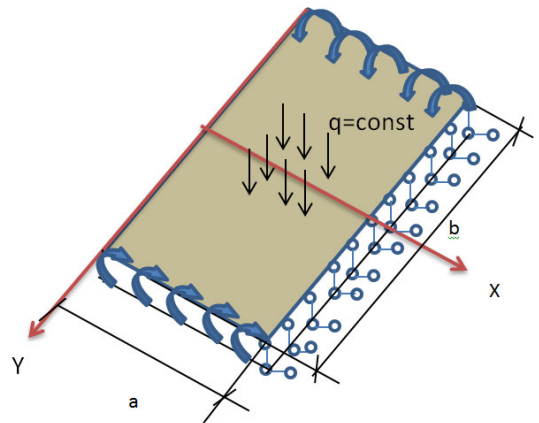
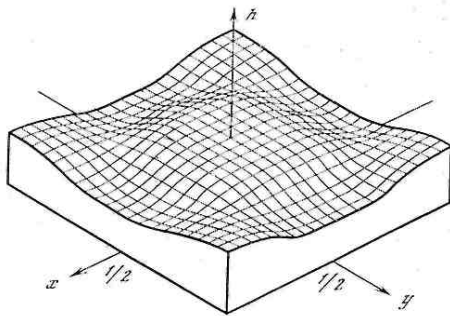


Рис. 6. Дві протилежні сторони пластини шарнірно оперті, а дві інші затиснені: q – рівномірно розподілене по площі пластини навантаження; a, b – геометричні розміри пластини.

Fig. 6. Two opposite sides of the plate are hinged, and the other two are clamped; a, b – geometric dimensions of the plate.

а.



б.

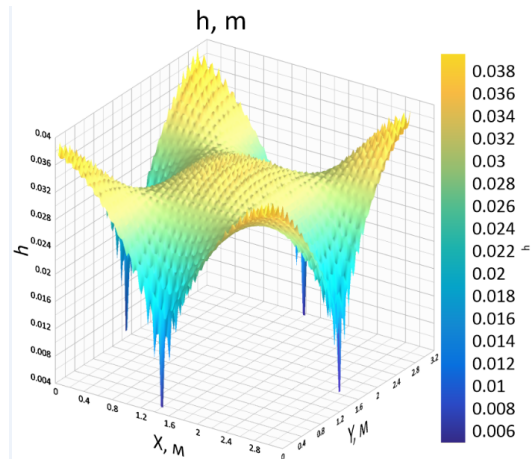


Рис. 7. Рациональна поверхня жорстко затисненої пластини: а – отримана по [4] ; б – отримана по (10).
 Fig. 7. Rational surface of the rigidly clamped plate: a - obtained by [4]; b - obtained by (10).

$$\alpha_m = \frac{m\pi b}{2a};$$

$$w = -\frac{2q_0 \cdot a^4}{\pi^5 D} \sum_{m=1,3,5}^{\infty} \frac{\sin \frac{m\pi x}{a}}{m^5 \operatorname{ch} \alpha_m}.$$

$$\frac{\alpha_m - \operatorname{th} \alpha_m (1 + \alpha_m \operatorname{th} \alpha_m)}{\alpha_m - \operatorname{th} \alpha_m (\alpha_m \operatorname{th} \alpha_m - 1)} \cdot \left(\frac{m\pi y}{a} \operatorname{sh} \frac{m\pi y}{a} - \alpha_m \operatorname{th} \alpha_m \operatorname{ch} \frac{m\pi y}{a} \right);$$

Вводимо позначення

$$\varphi_{1m} = \frac{1}{m^5 \operatorname{ch} \alpha_m};$$

$$\varphi_{2m} = \frac{\alpha_m - \operatorname{th} \alpha_m (1 + \alpha_m \operatorname{th} \alpha_m)}{\alpha_m - \operatorname{th} \alpha_m (\alpha_m \operatorname{th} \alpha_m - 1)};$$

$$w = -\frac{2q_0 \cdot a^4}{\pi^5 5D} \sum_{m=1,3,5}^{\infty} \varphi_{1m} \cdot \sin \frac{m\pi x}{a} \cdot \varphi_{2m} \cdot \left(\frac{m\pi y}{a} \operatorname{sh} \frac{m\pi y}{a} - \alpha_m \operatorname{th} \alpha_m \operatorname{ch} \frac{m\pi y}{a} \right);$$

$$\varphi_m = \varphi_{1m} \cdot \varphi_{2m};$$

$$K_{1i} = - \sum_{m=1,3,5}^{\infty} \varphi_m \cdot m^2 \cdot \sin \frac{m\pi x}{a} \cdot \left(\frac{m\pi y}{a} \operatorname{sh} \frac{m\pi y}{a} - \alpha_m \operatorname{th} \alpha_m \operatorname{ch} \frac{m\pi y}{a} \right);$$

$$K_{2i} = \sum_{m=1,3,5}^{\infty} \varphi_m \cdot m^2 \cdot \sin \frac{m\pi x}{a} \cdot \left[(2 - \alpha_m \operatorname{th} \alpha_m) \operatorname{ch} \frac{m\pi y}{a} + \frac{m\pi y}{a} \operatorname{sh} \frac{m\pi y}{a} \right];$$

$$K_{3i} = \sum_{m=1,3,5}^{\infty} \varphi_m \cdot m^2 \cdot \cos \frac{m\pi x}{a} \cdot \left[(1 - \alpha_m \operatorname{th} \alpha_m) \operatorname{sh} \frac{m\pi y}{a} + \frac{m\pi y}{a} \operatorname{ch} \frac{m\pi y}{a} \right];$$

$$Q_{3i} = \left[(-K_{1i} + K_{2i})^2 + 2(1 - \nu_i) K_{1i} K_{2i} + (2 \cdot (1 - \nu_i) \cdot \alpha K_{3i}) \right];$$

$$e_i = \frac{24 \cdot q_0^2 \cdot a^4 (1 - \nu_i^2)}{\pi^6 E_i h_i^4} \cdot Q_{3i};$$

$$h_i = \frac{a}{\pi} \sqrt[4]{\frac{24 q_0^2 (1 - \nu_i^2) \cdot Q_{3i}}{\pi^2 E_i \cdot e_{ni}}} \quad (11)$$

Чисельний розрахунки пластини, демонструється графічною інформацією, наведеною на Рис. 8.

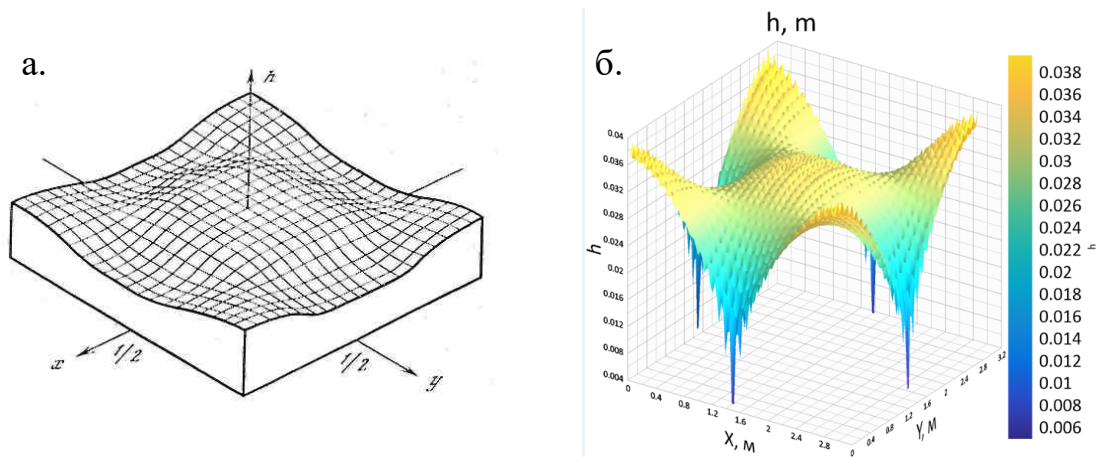


Рис. 8. Рациональна поверхня пластини дві протилежні сторони якої шарнірно обперті, а дві інші затиснені: а – отримана по [4]; б – отримана по (11)

Fig. 8. Rational surface of the plate, two opposite sides of which are hinged, and the other two are clamped: a - obtained by [4]; b - obtained by (11)

Зіставлення отриманих рішень з рішеннями, наведеними в [4], які відповідають пластинам імаксимальної жорсткості, демонструє їх якісну погодженість.

Знаючи поля розподілу товщини пластин (еталонне рішення) та при умові застосування конструктивної ідеології системи «Монофант», з'являється можливість ство-

рення пластин з простою або заданою зовнішньою геометрією й розрахунковою складною внутрішньою (Рис. 9) [5].

Далі слід здійснити перевірку виконання всіх обмежень завдання (остаточне рішення) і у випадку невиконання жодного з них, скорегувати рішення, використовуючи викладений тут підхід.

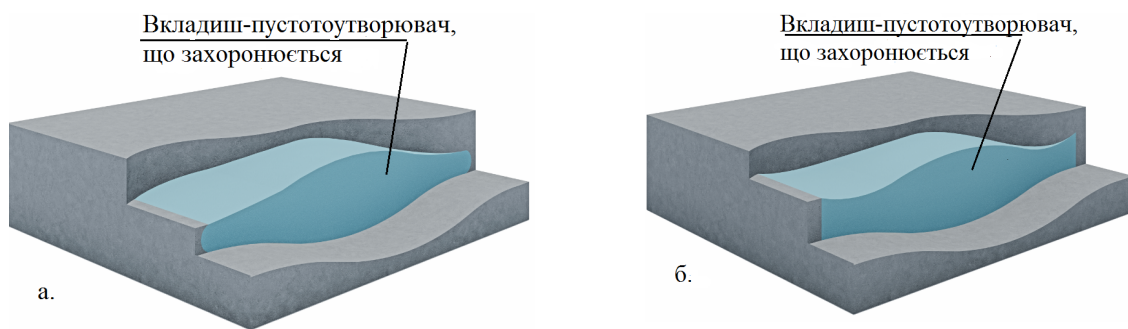


Рис. 9. Пластина з простою зовнішньою й розрахунковою складною внутрішньою геометрією: а – випадок вільного спирання; б – випадок змішаного спирання

Fig. 9. Plate with a simple external and calculated complex internal geometry: a - the case of free support; b - the case of mixed support.

ВИСНОВКИ ТА РЕКОМЕНДАЦІЇ

Біоніко-енергетичний метод [2] є ефективним інструментарієм формування образу конструкцій (форма й зміст), що володіють цілим набором позитивних властивос-

тей, таких як мінімальна витрата матеріалу при фіксованій жорсткості (несуча здатність), або максимальна жорсткість при фіксованій витраті матеріалу. Викладений підхід в повній мірі може бути застосовано при визначенні конструктивних параметрів фундаментних плит.

ЛІТЕРАТУРА

1. Васильков Г.В. Еволюційна теорія життєвого циклу механічних систем. Теорія споруджень: навч. посіб. Москва: Видавництво ЛКИ, 2008. 320 с.
2. Шмуклер В.С. Біоніко-Енергетична раціоналізація будівельних систем. *Тренди та тенденції розвитку будівельної галузі: тези доп. міжнар. наук.-практ. конф.*, м. Харків, 18-19 лист. 2020р. Харків: ХНУМГ ім. О.М. Бекетова, 2020. С.12-13.
3. Тимошенко С.П., Войновський-Кригер С. Пластинки й оболонки: пер. з англ. Москва, 1966. 636 с.
4. Банічук Н.В. Оптимізація форм пружних тіл: навч. посіб. Москва: Наука, 1980. 256 с.
5. V. Babaev, I. Ievzerov, S. Evel, A. Lantoukh-Liashchenko, V. Shevetovsky, O. Shimanovskyi, V. Shmukler, M. Sukhonos. Rational Design of Structural Building Systems: Monografiya. Berlin/Germany, 2019. 384 p.

REFERENCES

1. Vasilkov G.V. (2008). Evolyucijna teoriya zhittyevogo ciklu mehanichnih sistem. Teoriya sporudzen [Evolutionary theory of the life cycle of mechanical systems. Theory of constructions]. Moskva: Vidavnictvo LKI, 320 (in Russian).
2. Shmukler V. (2020). Bioniko-Enerhetichna ratsionalizatsiya budivelnikh system. Trendy ta tendentsiyi rozvytku budivelnoyi haluzi [Bionic-Energy rationalization of building systems. Trends and trends in the construction industry]. Tezy dop. mizh-nar. nauk.-prakt. konf., Kharkiv: KHNUMH im. O.M. Beketova, (in Ukrainian).
3. Tymoshenko S.P., Voynovskyy-Kryher S. (1966). Plastynky y obolonky [Plates and shells]. per. z anhl. Moskva: Nauka, 636 (in Russian).
4. Banichuk N.V. (1980). Optyimizatsiya form pruzhnykh tel [Optimization of forms of elastic bodies]. navch. posib. Moskva: Nauka, 256 (in Russian).
5. V. Babaev, I. Ievzerov, S. Evel, A. Lantoukh-Liashchenko, V. Shevetovsky, O. Shimanovskyi, V. Shmukler, M. Sukhonos (2019). Rational Design of Structural Building

Systems: Monografiya. Berlin / Germany: DOM publishers, 384 (in English).

Topological optimization of the plate

Valery Shmukler,
Olena Lugchenko,
Ali Nazhem

Summary. The paper provides the procedure of forward-engineering (intelligent) plate design. This technology is an exclusive modification of topological (bionic) optimization. It is based on the new energy principles and the algorithms for successive construction of geometric and/or physical-mechanical “pattern” of a structure.

The sequence of computational operations of the method in question is illustrated on example of forming plate of energetically uniform strength.

The solution is built analytically to show the nuances of the operations required. The decision of the future analytically helps to show the nuances of the necessary operations. At the same time, on the given supports, it is shown that the introduced optimization criteria determine, at the same time together, the minimum volume of constructs, and also their minimum deflections.

A fundamental element of the given approach is the use of a new criterion for the limit state, which provides an estimate of the element's stress. In this case, the properties of the material and the type of the stress and strain state are taken into account.

The analytical solution obtained was used as a checkup test for the general computational procedure of the method in question. In this connection, the paper features the results of analytical and numerical solutions. The efficiency of the computational procedure is confirmed by the rate of its convergence and the minimal variation of geometrical construction parameters (topology) with test cases. The technological sequence of computational operations of the method in question is completed by the construction of elements (plate) with basic external and complex internal geometry, which provides a holistic set of positive power structures, such as minimum consumables in a fixed brutal state, or maximum weight in a fixed organization.

Key words: rationality, density of potential deformation energy, energy balance, bionic-energy method, equivalence.

ДЛЯ НОТАТОК

ДЛЯ НОТАТОК

ДЛЯ КОТАТОК

Наукове видання

ОСНОВИ ТА ФУНДАМЕНТИ

Науково-технічний збірник

ВИПУСК 40

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
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 04.06.2020. 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 39

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
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 04.06.2020. 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