

Бікус К. М., к.т.н., доцент
ДВНЗ «Придніпровська державна академія будівництва та архітектури»

ЧИСЛОВЕ МОДЕЛЮВАННЯ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ ОСНОВИ БУРОІН'ЄКЦІЙНОЇ ПАЛІ ПРИ ПОВТОРНИХ СТАТИЧНИХ НАВАНТАЖЕННЯХ

У статті представлено результати польових натурних досліджень впливу повторного статичного навантаження бурюін'єкційної палі великого діаметру на зменшення її осідання. Повторне статичне навантаження палі зафіксувало збільшення максимального навантаження на палю на 27 % і зменшення її осідання при цьому на 12 %. Також наведено результати числового моделювання напружено-деформованого стану багатощарової ґрунтової основи при повторного статичному навантаженні бурюін'єкційної палі у ПК Plaxis 3D, та співставлення з даними натурних випробувань палі. Розбіжність значень осідань складає до 15 %. Удосконалено методику числового моделювання поетапного навантаження і розвантаження бурюін'єкційної палі, яка дозволяє достовірно моделювати повторні цикли «навантаження – розвантаження» палі. Лише за умови задовільної збіжності результатів з випробуваннями, параметри ґрунтової моделі можна використовувати для подальшого моделювання.

Ключові слова: бурюін'єкційна палля, випробування палі, повторні статичні навантаження, пружно-пластична модель зі зміцненням ґрунту

Бікус Е. М., к.т.н., доцент
ГВУЗ «Приднепровская государственная академия строительства и архитектуры»

ЧИСЛЕННОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ НАПРЯЖЕННО- ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ ОСНОВАНИЯ БУРОИНЪЕКЦИОННОЙ СВАИ ПРИ ПОВТОРНЫХ СТАТИЧЕСКИХ НАГРУЖЕНИЯХ

В статье представлены результаты полевых натурных исследований влияния повторного статического нагружения бурюинъекционной сваи большого диаметра на уменьшение ее осадки. Повторное статическое нагружение сваи зафиксировало увеличение максимальной нагрузки на сваю на 27 % и уменьшения ее осадки при этом на 12 %. Также приведены результаты численного моделирования напряженно-деформированного состояния многослойного грунтового основания при повторном статическом нагружении бурюинъекционной сваи в Plaxis 3D, и сопоставления с данными натурных испытаний сваи. Расхождение значений осадок составляет до 15 %. Усовершенствовано методику численного моделирования поэтапного нагружения и разгрузки бурюинъекционной сваи, что позволяет достоверно моделировать повторные циклы «нагружения – разгрузки». Только при условии удовлетворительной сходимости результатов с испытаниями, параметры ґрунтовой модели можно использовать для последующего моделирования.

Ключевые слова: бурюинъекционная свая, испытания сваи, повторные статические нагружения, упругопластическая модель упрочняющегося ґрунта

NUMERIC SIMULATION OF STRESS-STRAIN STATE OF CONTINUOUS FLIGHT AUGER PILE FOOT UNDER REPEATED STATIC LOADING

Taking into account the rapid growth of high structures construction and their requirements, it is important to distinguish significant loads and superstructures. Pile foundations and their combinations are used for such purposes. Complex engineering and geological conditions in the field of construction requires geotechnical grounding of the most appropriate design solution and its implementation technology. Continuous flight auger (CFA) pile technology has become widespread in the field of pile foundation design. CFA piling method allows to make a soil foundation under the pile heel weaker (especially on sandy soils) that causes further settlement, uneven, in particular. Repeated pile preloading static tests can be considered to be an efficient technique of bases deformation reduction that contributes to lower level of settlement and higher load bearing capacity.

The results of engineering and geological findings and field tests determine reliability of pile load-bearing capacity and future soil deformation that make any design solution efficient.

Due to the lack of clear engineering and geological solution, it is recommended to conduct a series of calculations by means of numerical simulation according to Eurocode 7. The application of modern software package significantly simplifies and intensifies this process providing quite accurate results for further design process.

The accuracy of numeric simulation results depends on a selected model of soil ground deformation. Any model is suggested to use ground warp parameters obtained by experimental results.

Comparison of laboratory findings with field tests can be considered as the most reliable method for numerical analysis verification.

Test calculations with a compressive «settlement – loading» curve while conducting field testing help to improve soil model parameters for certain engineering and geological conditions. Only under the conditions of satisfactory results compatibility, soil model parameters can be used for further simulation of bases and foundations behavior, taking into account the influence of superstructures.

The results of numeric simulation of stress-strain state multilayer ground warp under repeated static CFA pile loading in Plaxis 3D software as well as the correlation with field test findings have been presented in this research.

The advantages of nonlinear elastoplastic Hardening Soil Model widespread application have been demonstrated. HSM model parameters considered in the research made it possible to do the most realistic simulation of a single-loaded pile behavior and soil foundation stress and strain conditions.

The methods of numeric simulation of gradual CFA pile loading and unloading in Plaxis 3D software package have been improved. Such methods proved to be quite reliable to simulate repeated «loading – unloading» cycles of CFA piles. The comparison of calculation results with CFA pile static field test data showed that the settlement deviation figure is up to 15%.

Key words: *continuous flight auger pile (CFA pile), static soil tests, repeated static loading, Hardening Soil Model (HSM)*

Вступ. Для потреб висотного будівництва, яке стрімко зростає останнім часом, необхідно розподіляти значні навантаження від надземних конструкцій. Для цього використовують пальові фундаменти та їх комбінації. Будівництво на територіях зі складними інженерно-геологічними умовами зумовлює розроблення геотехнічного обґрунтування для вибору оптимального проектного рішення пальового фундаменту і технології його реалізації. За рахунок високої продуктивності широкого розповсюдження у сфері пальових фундаментів набула бурюін'єкційна технологія (CFA) виготовлення паль [4, 6, 10, 14]. CFA-технологія здатна створювати послаблення ґрунтової основи під нижнім торцем паль (особливо в піщаних ґрунтах), що збільшує їх осідання в подальшому, зокрема нерівномірні [1, 6].

Аналіз результатів натурних випробувань паль, викладених у [1], що виявив значну кількість дослідних паль, які мають недоліки, пов'язані з неякісним спіранням їх п'яти з ґрунтом основи, що в подальшому сприяє підвищеній деформативності та нерівномірним осіданням. Зниження деформативності основ та підвищення несучої здатності паль можна додатково досягти повторним навантаженням паль, якими фактично є статичні випробування [1, 11].

Ефективність проектних рішень звичайно залежить від достовірності визначення несучої здатності паль і майбутньої деформативності ґрунтів їх основи, на що у першу чергу впливають результати інженерно-геологічних вишукувань та натурних випробувань паль. У даному випадку першочергового значення набувають механічні властивості ґрунтів основи, які характеризують здатність даного ґрунту сприймати і розподіляти в своєму об'ємі напруження від зовнішнього впливу [13].

Аналіз останніх джерел досліджень і публікацій. Заслугує уваги аналіз інженерно-геологічних вишукувань, який проведено проф. В. А. Барвашовим, Г. Г. Болдиревим та В. І. Каширським, для країн СНГ. Інженерно-геологічні вишукування є невід'ємним і найбільш важливим етапом процесу будівництва, проте їх вартість і тривалість складає відносно малу частку, порівняно з такими етапами будівництва як проектування, зведення об'єкту чи експлуатація. З іншого боку вартість і тривалість інженерно-геологічних вишукувань виправдані, бо вони досліджують відносно малий об'єм ґрунту, що складає мільйонну частку від загального об'єму ґрунтового масиву майбутньої будівлі [12].

Інженерно-геологічні вишукування в Україні трактують «обережно» (обираючи, зазвичай, менші значення) що майже завжди занижує механічних характеристик ґрунтів. При проектуванні інженери, суб'єктивно, екстраполюють ці характеристики на весь масив, що штучно погіршує геологічні умови, і тішать себе збільшенням запасів несучої здатності та рівня надійності майбутньої основи [звичайно неконтрольованим]. Хоча у такому випадку, цей процес більше нагадує ворожіння з чашкою кави...

З урахуванням невизначеності інженерно-геологічних вишукувань Єврокод 7 рекомендує виконувати не один, а серію розрахунків, шляхом числового моделювання. Використання сучасних програмних комплексів (ПК) значно спрощує і пришвидшує цей процес, надавши достатньо точні результати для потреб проектування [3, 4, 9, 10].

Числове моделювання роботи основ паль, є складною геотехнічною задачею, так як існує багато параметрів, які ускладнюють розрахунок. Сьогодні в геотехнічному проектуванні використовують методи, засновані на введенні спрощених передумов, зокрема, метод скінченних елементів (МСЕ) [3, 10]. Точність результатів залежить від вибору моделі деформування ґрунтового середовища. Будь-яка модель передбачає використання параметрів ґрунтової основи, що отримуються експериментальним шляхом. Отриманню коректних параметрів з подальшим їх врахуванням у ґрунтовій моделі присвячені роботи І. П. Бойка, М. Л. Зоценка, Ю. Л. Винникова, Ю. К. Зарецького, А. С. Моргун, В. Л. Седіна, В. М. Улицького та ін. [2, 3, 5, 6, 8, 10].

Виділення не розв'язаних раніше частин загальної проблеми. Найбільш надійним способом для перевірки адекватності числового розрахунку є порівняння з результатами лабораторних і натурних випробувань. Маючи компресійну криву чи графік «осідання – навантаження» при натурних випробувань, можна за допомогою тестових розрахунків скорегувати параметри ґрунтової моделі для конкретних інженерно-геологічних умов [4, 5, 8-10, 13].

Виконання взаємообернених операцій «значення за даними інженерно-геологічних вишукувань – їх коригування для моделювання» призводить до того, що розрахункові осідання будівель значно різняться із результатами моніторингу, причому цікаво, що в обидві сторони. Осідання пальових фундаментів набагато менші за допустимі значення, нажаль, підтверджують використання при проектуванні невиправдано завищених коефіцієнтів запасу (несучої здатності), що призводить до значних перевитрат ресурсів на зведення фундаментів та загальних економічних перевитрат на зведення будівель.

За даними результатів натурних випробувань, отриманих проф. Бойком І. П. сьогодні в Україні існують багато будівельних об'єктів з пальових фундаментів (складених переважно з буроін'єкційних паль) несуча здатність яких використовується нерационально, палі працюють тільки по бічній поверхні, а п'ята залишається взагалі ненавантажена [2].

Дослідження буроін'єкційних паль і технології їх влаштування широко опубліковані, проте досі залишається значна кількість невирішених питань, пов'язаних з проектуванням буроін'єкційних паль, якістю їх виконання та числовим моделюванням технології, зокрема у складних інженерно-геологічних умовах. Оскільки у м. Дніпропетровськ важко знайти майданчик природної будови з «простими» інженерно-геологічними умовами, несучу здатність буроін'єкційних паль необхідно приймати виключно на основі їх натурних випробувань. Також натурні випробування дозволяють приймати раціональні проектні рішення, оскільки діючі норми розглядають буроін'єкційні палі, практично, як і буронабивні, що призводить до зниження їх розрахункової несучої здатності, збільшення геометричних розмірів та кількості [6].

Лише за умови задовільної збіжності результатів числового моделювання з даними випробувань параметри ґрунтової моделі можна використовувати для подальшого моделювання поведінки основи та фундаменту з урахуванням впливу надземних конструкцій.

Постановка завдання. Тому дану роботу присвячено числовому моделюванню НДС багатопалової ґрунтової основи при повторного статичному навантаженні буроін'єкційної палі у ПК Plaxis 3D, та співставленню результатів з даними, отриманими на основі натурних випробувань палі.

Основний матеріал і результати. Виконано числове моделювання двох циклів поетапного «навантаження – розвантаження» буроін'єкційної палі діаметром 520 мм, довжиною 15,7 м. Для оцінки достовірності одержаних результатів чисельного моделювання вихідні дані (геометричні показники паль і ґрунтового масиву, фізико-механічні показники ґрунтів, технологія виготовлення паль) були обрані за результатами натурних випробувань.

Натурні статичні випробування буроін'єкційної палі великого діаметру (згідно ДБН В.Б-10-2009 палями великого діаметру вважаються палі діаметром більше 300 мм) проведено на будівельному майданчику багатоповерхового житлового-офісного комплексу у м. Дніпропетровськ.

Геологічну будову на даному майданчику розвідано до глибини 36 м за допомогою буріння свердловин та статичного зондування. Майданчик має багатопалову будову: ПГЕ-1 – насипні ґрунти, ПГЕ-2 – ґрунтово-рослинний шар, ПГЕ-3 –

супіски лесові, тверді, просідаючі, ІГЕ-4 – суглинки лесові, тверді та напівтверді, просідаючі, ІГЕ-5 – супіски лесові, пластичні, ІГЕ-6 – суглинки лесові, м'якопластичні, ІГЕ-7 – супіски лесові, пластичні. Несучим шаром паль є піски пилюваті, щільні, водонасичені (ІГЕ-8), які підстеляються пісками різнозернистими, щільними, водонасиченими (ІГЕ-9), каолінами (ІГЕ-10) та плагіогранітами (ІГЕ-11), детальне розташування яких наведено на інженерно-геологічному перерізі (рис. 1). Значення фізико-механічних властивостей ґрунтів наведено у табл. 1, і представлено у [1].

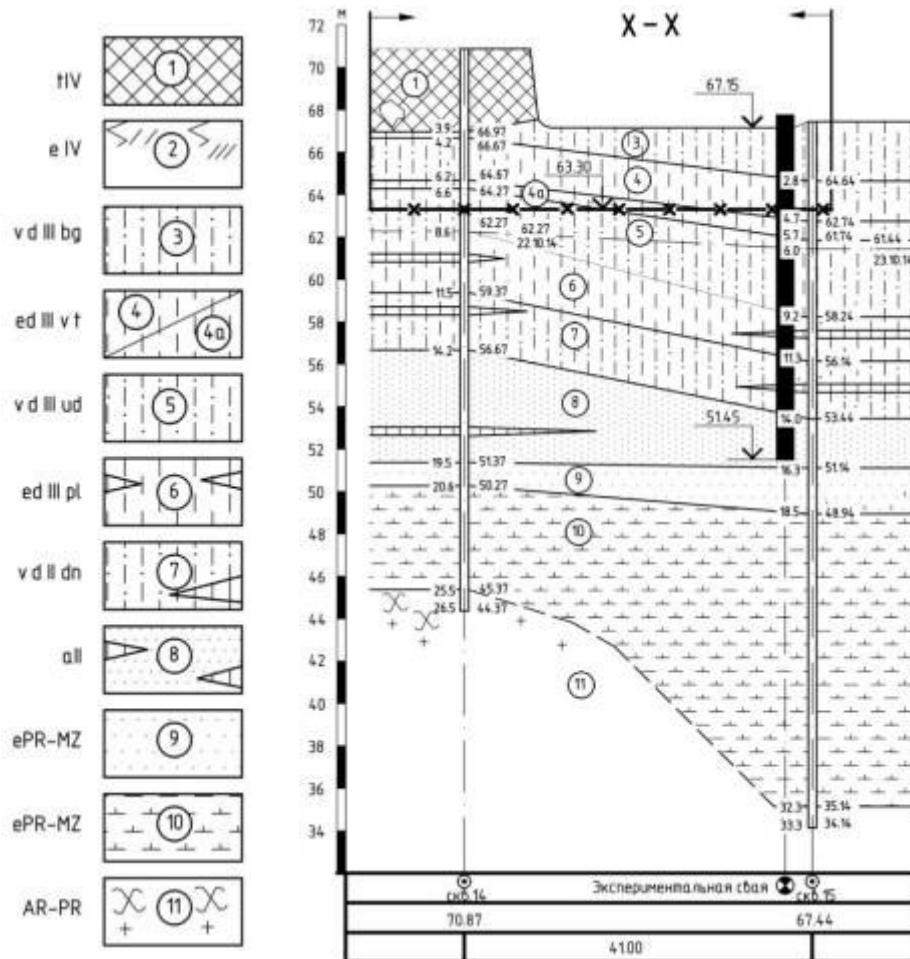


Рисунок 1 – Інженерно-геологічний переріз майданчику зі схемою розташування дослідної експериментальної палі

З негативних фізико-геологічних явищ необхідно відмітити наявність лесових маловологих ґрунтів (ІГЕ-3, ІГЕ-4), здатних проявляти властивості просідання при замочуванні від власної ваги і додаткового навантаження.

Враховуючи наявність шарів лесових просідаючих супісків та суглинків, сумарною потужністю 3,85 м, випробування проводилось із замочуванням ґрунтів зазначених шарів. Перед випробуванням були пробурені навкруги дослідної палі чотири дренажні свердловини діаметром 150 мм, глибиною 3,9 м з подальшим засипанням їх щебенем фракції 25...40 мм. Подача води відбувалась через дренажні свердловини безпосередньо перед, та під час проведення випробування палі (рис. 2,б).

На будівельному майданчику виконано два цикли «навантаження – розвантаження» експериментальної буроін'єкційної палі. Дослідна буроін'єкційна паля діаметром 520 мм, довжиною 15,7 м (схема розташування наведена на рис. 1.) була виготовлена

буровою установкою Soilmes CM-70 за технологією CFA (нижня частина шнеку багаторазового використання).

До початку випробування та після його завершення проводився контроль за геометричними параметрами палі (довжина, суцільність стовбура за глибиною) неруйнівним методом – ехолокацією.

Випробування палі проводилося з рівня дна котловану (рис. 1). Перше випробування відбувалось після «відпочинку» 28 діб (I цикл «навантаження – розвантаження»). Повторне навантаження палі – після «відпочинку» 26 діб (II цикл «навантаження – розвантаження»).



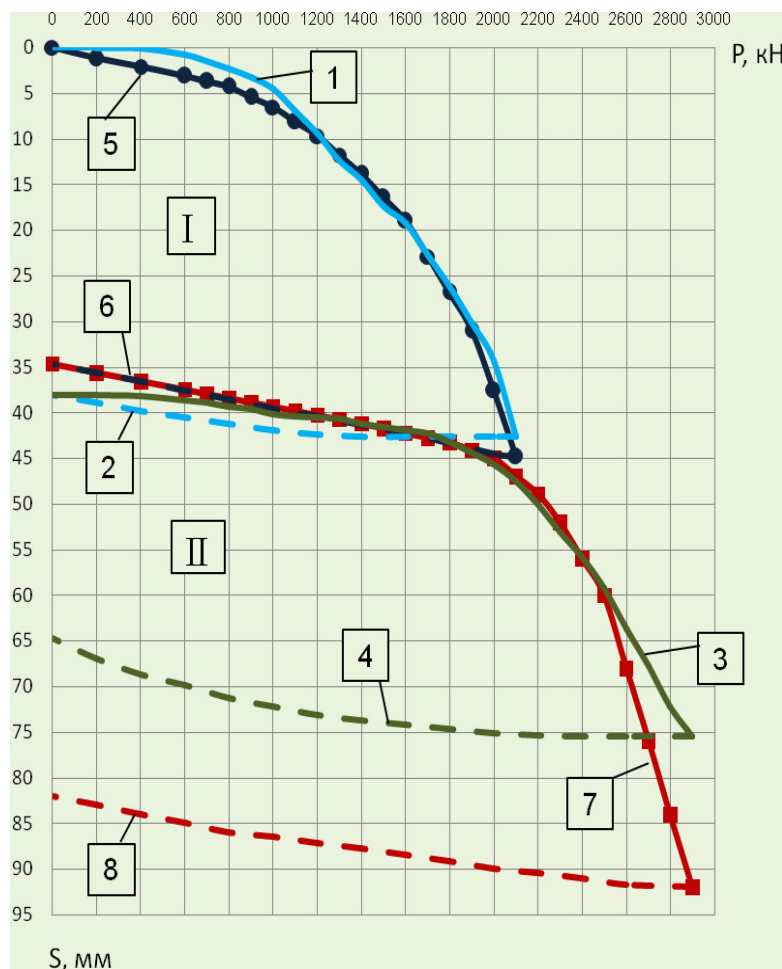
**Рисунок 2 – Анкерний стенд для випробування одиночної палі:
а – загальний вигляд стенду, б – подача води для замочування ґрунту та передача навантаження на палю від двох домкратів, в – прогиномір БПАО.**

Навантаження палі здійснювалось статичним осьовим навантаженням ступенями по 100 кН (окрім перших трьох ступенів, по 200 кН) за допомогою двох гідравлічних домкратів ДГО-200 (рис. 2, б), сумарною площею поршнів $1\,000\text{ см}^2$ ($2 \times 500\text{ см}^2$), які встановлювались на палю і спирались у систему упорних балок металевого анкерного стенду з набором гвинтових металевих анкерних паль (рис. 2, а). Навантаження на палю визначалось по манометрам, з ціною поділки 5 кгс/см^2). Кожний ступінь навантаження витримувався до умовної стабілізації осідання палі: 0,1 мм деформації за останню годину спостереження відповідно. Відліки знімалися одразу після прикладення ступені навантаження, а потім чотири відліки з інтервалом 30 хв., інші –

через годину до настання умовної стабілізації. Вертикальні переміщення палі фіксувались двома прогиномірами 6ПАО, встановленими на реперних пристроях, з точністю 0,01 мм (рис. 2, в). Усі прилади вимірювань, що підлягають метрологічній повірці, своєчасно повірені і атестовані (права належать ТОВ «Гідробудпроект»).

За фактичне значення деформації палі приймалося середнє арифметичне по поділках двох приладів. Розвантаження палі здійснювалося ступенями, що рівні подвійній величині завантажувальної ступені. Зміна деформацій фіксувалася одразу після зняття навантаження і через 15 хв. очікування.

За даними журналу статичних випробувань експериментальної буроін'єкційної палі побудовані графіки залежності осідання від навантаження $S=f(P)$, параметри якого наведені на рис. 3.



**Рисунок – 3 Графік «навантаження – осідання» буроін'єкційної палі:
I, II – перший та другий цикли «навантаження – розвантаження» відповідно;
1, 3 – навантаження I та II циклів при натурних випробуваннях,
2, 4 – розвантаження; 5, 7 – навантаження I та II циклів при чисельному моделюванні, 6, 8 – розвантаження**

З аналізу графіку (рис. 3) видно, що осідання голови палі від максимального навантаження при першому навантаженні $P_{max}=2100,0$ кН склало 42,65 мм (лінія 1, рис. 3). Після розвантаження палі, яке відбувалось ступенями по 200 кН, відбувся її підйом на 4,15 мм по лінії 2 (I цикл «навантаження – розвантаження»). При повторному навантаженні від $P_{max}=2900,0$ кН осідання склало 37,5 мм (лінія 3, рис. 3), підйом палі після її розвантаження – 11 мм по лінії 4 (II цикл «навантаження – розвантаження»).

Майже будь-який матеріал (окрім ідеально пружних) при повторних навантаженнях демонструє більший опір, і ґрунт не є виключенням. Загальні деформації ґрунту мають дві складові: пружна і пластична. При першому навантаженні палі ($P_{max}=2\ 100,0$ кН) максимально проявляються пластичні деформації. Деформації ґрунту при повторному навантаженні палі показують практично лінійну залежність до навантаження $P=1\ 800,0$ кН. При навантаженні $P=2\ 100,0$ кН (що відповідає P_{max} при I циклі, рис. 3) осідання складо 9 мм, що складає 1/5 частину від осідання при I навантаженні. При багаторазовому прикладанні навантаження до палі загальні деформації ґрунту основи наближаються до деякої межі, пластичні деформації з кожним навантаженням палі мають тенденцію до зменшення. При великій кількості циклів «навантаження – розвантаження» проявляються лише пружні деформації (тобто ґрунт набуває пружно-ущільненого стану) має практичне значення для приведення осідань палей до однакових значень, що особливо необхідно при зведенні будівель підвищеної поверховості.

Числове моделювання напружено-деформованого стану основи буріон'єкційної палі при повторних статичних навантаженнях. Числове розв'язання поставленої задачі вирішувалось з використанням МСЕ у програмному комплексі ПК Plaxis 3D, у нелінійній постановці, із застосуванням пружно-пластичної моделі роботи зі зміцненням ґрунту – Hardening Soil Model (HSM) [7, 8], яка є більш складною, коректно описує залежність жорсткості від напружень та враховує різниці жорсткостей при первинному навантаженні та розвантаженні з подальшим навантаженням.

Відомо, що зона впливу палі на оточуючий масив обмежена як по радіусу, так і по глибині [9]. Відповідно, в якості розрахункової можна розглядати модель масиву обмежених розмірів. У ПК Plaxis 3D в якості розрахункової розглядалась модель масиву багатосарової будови обмежених розмірів $15\times 15\times 25$ м. У розрахункову область були включені масив ґрунту, складений з дев'яти ІГЕ, буріон'єкційна дослідна паля і навантаження, що прикладене до неї (рис. 4). Показники фізико-механічних властивостей ґрунтів для моделювання у ПК Plaxis 3D наведено у табл. 1.

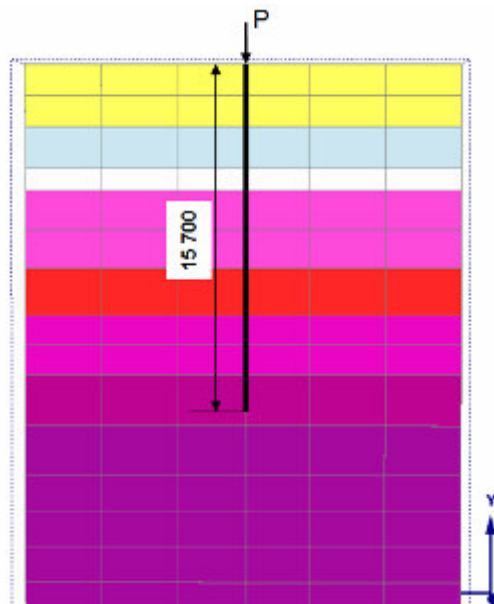


Рисунок 4 – Розрахункова схема моделювання буріон'єкційної палі в ПК Plaxis 3D: P – навантаження на палю

Таблиця 1 – Показники фізико-механічних властивостей ґрунтів

Параметр	Позначення	Інженерно-геологічний елемент (ІГЕ)									Од. вим.
		3	4	4а	5	6	7	8	9	10	
Тип поведінки матеріалу	<i>Type</i>	Дренований (Drained)									
Питома вага ґрунту вище РГВ	$\gamma_{un\ sat}$	17,9	17,1	18,5	19,3	19,2	19,7	20,3	20,3	19,5	кН/м ³
Питома вага ґрунту нижче РГВ	γ_{sat}	19,0	18,8	19,4	19,3	19,2	19,7	20,3	20,3	19,5	кН/м ³
Січний модуль деформації при 50% руйнуючого девіаторного напруження	E_{50}^{ref}	5,85	6,3	7,2	7,2	5,4	6,3	21,6	29,7	26,1	кН/м ²
Дотичний модуль деформації при компресійних випробуваннях	E_{oed}^{ref}	11,7	12,5	14,4	14,4	10,8	12,6	21,6	29,7	26,1	кН/м ²
Модуль деформації при розвантаженні / повторному навантаженні	E_{ur}^{ref}	29,25	31,5	36	36	27	31,5	64,8	89,1	78,3	кН/м ²
Ступінь жорсткості, для гіперболічної залежності від напружень	<i>m</i>	0,6	0,6	0,6	0,7	0,7	0,7	0,6	0,81	0,81	-
Зчеплення	c_{ref}	8	12	12	9	12	10	5	41	42	кН/м ²
Кут внутр. тертя	ϕ	26	25	25	24	23	24	31	32	21	°
Кут дилатансії	ψ	0	0	0	0	0	0	1	2	0	°
Коеф. Пуассона при повторному навантаженні	ν_{ur}	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35	0,3	0,3	0,3	0,3	-
Коеф. бічного тиску	K_0	0,6	0,8	0,8	0,8	0,7	0,8	0,7	0,7	0,6	-

На початковому етапі (Initial phase) при моделюванні ґрунтового масиву був обраний тип розрахунку з використанням K_0 -procedure, що дозволило генерувати вертикальні напруження в стані рівноваги з власною вагою ґрунту. При використанні K_0 -procedure необхідно, щоб усі шари ґрунту були паралельні, так як повна рівновага досягається тільки для горизонтальної поверхні ґрунту, коли всі шари паралельні цій поверхні [7].

Також, було враховувати коефіцієнт бічного тиску K_0 , оскільки при неправильному використанні в розрахунках його значень можливе виникнення точок чи областей пластичних деформацій на стадії формування початкового напруженого стану. На практиці значення K_0 для нормально ущільненого ґрунту часто допускається визначати за емпіричною формулою: $K_0=1 - \sin\phi$. У переущільненому ґрунті K_0 більше, ніж значення, отримане за цією формулою [7]. Якщо кут внутрішнього тертя менше 30°, то значення дилатансії у ПК Plaxis 3D приймають рівним 0.

На наступному етапі моделювалась бурюін'єкційна паля довжиною 15,7 м, характеристики якої наведено у табл. 2.

Таблиця 2 – Характеристики палі та властивості матеріалу

Параметр	Позначення	Паля	Од. вим.
Товщина / Діаметр	d	0,52	м
Об'ємна вага	γ	24,525	кН/м ³
Тип поведінки	$Type$	Лінійне, ізотропне	–
Модуль Юнга	E_1	30018600	кН/м ²
Коефіцієнт Пуассона	ν	0,2	–

При розв'язанні даної задачі, була приділена увага вибору інструмента для моделювання бурюін'єкційної палі. Паля моделювалась за допомогою інструмента стрижнева палі (Embedded pile) в центрі СЕ-сітки. Стрижнева палі представляє собою стрижень, зіставлений із балочних елементів, що може бути розташований у довільному напрямку в ґрунтовому масиві і взаємодіє з ґрунтом за допомогою спеціальної оболонки елементів на поверхні контакту «паля – ґрунт» (Outside interface). Взаємодія може включати опір по бічній поверхні, а також опір під нижнім торцем палі. Для цього в межах кожного ПЕ на поверхні контакту з палею створюється окрема «віртуальна товщина» оболонки, розмір якої використовується для визначення властивостей жорсткості на поверхні контакту, що дозволяє максимально реалістично моделювати поетапне навантаження при випробуваннях.

Шорсткість поверхні контакту моделюється шляхом підбору прийнятної величини коефіцієнту зниження міцності (R_{inter}). Цей коефіцієнт пов'язує міцність оболонки елементів на поверхні контакту «паля – ґрунт» (тертя на поверхні палі і адгезію) із міцністю ґрунту (кутом тертя і зчеплення). R_{inter} може бути жорстким (Rigid, $R_{inter}=1,0$) і податливим (змінюється від 0 до 1,0) [7]. Якщо R_{inter} буде жорстким, то при навантаженні і деформаціях паля буде затягувати ґрунт за собою (що не відповідає реальній поведінці). Вибір коефіцієнту $R_{inter}=0,6-0,8$ дозволив змоделювати проковзування палі й не допустити її фіксації з ґрунтом. Розмір оболонки елементів базується на діаметрі палі, відповідає набору даних по матеріалу палі. Це робить стрижневу палею максимально схожою за поведінкою на об'ємну (Massive circular pile) і відповідно на реальну палею. У процесі роботи було визначено, що об'ємна паля завищує несучу здатність, через завищений опір під нижнім торцем палі.

Несуча здатність стрижневої палі визначалась за допомогою трапецеїдального розподілення тертя по бічній поверхні, задавалась за допомогою еквівалентного опору по бічній поверхні і в точці $T_{bot, max}$, $T_{top, max}$, а також лобового опору палі F_{max} . Мобілізація напружень по бічній поверхні і опір під п'ятою палі практично співпадає з реальною поведінкою.

Процес випробування палі моделювався поетапно, і був зведений у до розрахунку системи «основа – одиночна паля». Результати кожного етапу ставали початковими умовами для наступного. Поетапне навантаження палі моделювалось збільшенням прикладеного зосередженого навантаження до верхньої точки палі 200 кН на кожному ступені (як при натурних випробуваннях). Розрахунок вівся до вичерпання несучої здатності палі, яке відбулось під час першого циклу навантаження при $P_{max}=2\ 100$ кН, під час другого циклу навантаження при $P_{max}=2\ 900$ кН.

Щоб максимально наблизити числове моделювання НДС основи палі до натурних випробувань, необхідно враховувати інтервал часу (Time interval), за допомогою якого контролюється період прикладання навантаження. Значення змінних параметрів часу є

загальним інтервалом часу діючої фази розрахунків. Для розрахунку було обрано інтервал в 1 час. Однак необхідно звертати увагу на часові кроки, менші від рекомендованого мінімального кроку. Ця опція застосовується, коли необхідно проаналізувати процес розвитку і розсіювання надлишкового порового тиску в водонасичених глинистих ґрунтах як функцію від часу. Проведені розрахунки дозволили встановити, що функція інтервал часу необхідна на етапі моделювання повторного циклу навантаження.

Коректність числового моделювання оцінювалась шляхом співставлення результатів з даними натурних випробувань. На рис. 3 представлено їх графічне порівняння. Основними параметрами для оцінювання розрахунку є навантаження P і осідання S . З аналізу графіку (рис. 3) видно, що результати моделювання та натурних статичних випробувань по I циклу навантаження демонструють задовільну збіжність, різниця осідань 45,0 мм і 42,65 мм (при натурних випробуваннях) не перевищує 5%. Результати моделювання по II циклу показують дещо завищені параметри осідань 56,5 мм від $P_{max}=2\ 900$ кН, що перевищує значення, отримане за даними натурних випробувань (37,5 мм) до 15%.

Запропоновано числові рішення для оцінювання НДС багат шарових основ паль при їх статичному навантаженні у ПК Plaxis 3D [1]. Для порівняння і перевірки адекватності числових розрахунків, та тестування ПК Plaxis 3D на основі МСЕ необхідно застосовувати прості наближені аналітичні підходи, зокрема асимптотичний метод. Перспективним напрямком є виконання розрахунків в математичних пакетах, таких як MathCAD, в яких видно хід розрахунку. Аналітичні рішення спрощеної задачі можна знаходити шляхом інтегральних перетворень у ПС Maple [1].

Висновки. У даній роботі наведено результати польових натурних досліджень впливу повторного статичного навантаження буроін'єкційної палі великого діаметру на зменшення її осідання. При I циклі максимально проявляються пластичні деформації. При II циклі – залежність осідання від навантаження демонструє практично лінійну залежність до певного показника, при навантаженні що відповідає P_{max} при I циклі, осідання складає 1/5 частину від загального при I циклі. Повторне статичне навантаження палі зафіксувало збільшення максимального навантаження на палю на 27% і зменшення її осідання при цьому на 12%.

Повторне статичне навантаження паль дозволяє виявити максимальний потенціал їх несучої здатності у заданих інженерно-геологічних умовах. А також виключити послаблений ґрунт під подошвою паль, викликаний технологічною особливістю CFA-технології.

Виконано числове моделювання НДС багат шарової ґрунтової основи при повторного статичному навантаженні буроін'єкційної палі у ПК Plaxis 3D, та співставлення з даними, отриманими на основі натурних випробувань палі. Виявлено, що для числового моделювання статичних випробувань необхідно використовувати інструмент «стрижнева паля», що дозволяє отримати дані, максимально наближені до реальної поведінки палі в ґрунті при натурних випробуваннях.

Виявлено переваги застосування нелінійної пружно-пластичної моделі зі зміцненням ґрунту (HSM). Викладені параметри моделі HSM дають можливість максимально реалістичного моделювати поведінку палі під навантаженням та НДС ґрунтового масиву.

Удосконалено методику числового моделювання поетапного навантаження і розвантаження буроін'єкційної палі в ПК Plaxis 3D, яка дозволяє достовірно моделювати повторні цикли «навантаження – розвантаження» палі. Порівняння з даними натурних випробувань, дозволяє стверджувати, що розбіжність розрахункових і експериментальних значень осідань складає до 15%.

Література

1. Бікус К. М. Вплив попереднього навантаження паль на зниження їх осідань: дис. ... канд. техн. наук : спец. 05.23.02 "основи і фундаменти" / Бікус Катерина Михайлівна ; ДВНЗ ПДАБА – Дн-к, 2015. – 210 с.
2. Бойко І. П. Польові методи випробування паль статичними навантаженнями / І. П. Бойко // Основи і фундаменти : міжвідом. наук.-техн. зб. / за заг. ред. І. П. Бойка ; Київ. нац. ун-т буд-ва і архітектури. – К., 2015. – Вип. 36. – С. 3 – 8.
3. Винников Ю. Л. Математичне моделювання влаштування та роботи буроін'єкційних паль / Ю. Л. Винников, В. П. Левченко, А. М. Пащенко // Будівельні конструкції. Вип. 75 : Механіка ґрунтів, геотехніка та фундаментобудування : міжвід. наук.-техн. зб. наук. пр. / НДІБК. – К., 2011. – Кн. 2. – С. 140 – 149.
4. Готман Н. З. Опыт усиления свайных фундаментов с использованием буроинъекционных свай (БИС) / Н. З. Готман, Д. А. Давлетьяров, М. З. Каюмов // Вестник Пермского национального исследовательского политехнического университета. Строительство и архитектура. – 2014. – № 3. – С. 158 – 166.
5. Зарецкий Ю. К. Расчетная оценка взаимодействия экспериментальных свай с основанием и сравнение с результатами испытаний / Ю. К. Зарецкий, М. И. Карабаев // Вестник Московского гос. строит. ун-та. – М., 2006. – № 1. – С. 93 – 99.
6. Зоценко М. Л. До проектування і виготовлення буроін'єкційних паль / М. Л. Зоценко, В. П. Левченко, В. В. Мірошніченко // Строительство, материаловедение, машиностроение: сб. научн. трудов. – Дн-к : ГВУЗ ПГАСА, 2011. – Вып. 61. – С. 195 – 206.
7. Руководство пользователя PLAXIS 3D Foundation. Версия 2 : пер. с англ. / R.V.J. Brinkgreve, W.M. Swolf [и др.]. – С-Пб. : НИИ-Информатика, 2007.
8. Седин В. Л. Применение модели упрочняющегося грунта в численном моделировании буроинъекционной сваи большого диаметра / В. Л. Седин, Е. М. Бикус, В. В. Ковба // Геотехника. – 2014. – № 4. – С. 32 – 40.
9. Тер-Мартirosян З. Г. Взаимодействие сваи с двухслойным основанием при статическом и циклическом воздействии с учетом нелинейных свойств / З. Г. Тер-Мартirosян, Е. С. Соболев, А. З. Тер-Мартirosян // Инженерная геология. – 2014. – № 4. – С. 56 – 62.
10. Улицкий В. М. Гид по геотехнике (путеводитель по основаниям, фундаментам и подземным сооружениям) / В. М. Улицкий, А. Г. Шашкин, К. Г. Шашкин. – С-Пб. : Геореконструкция, 2012. – 288 с.
11. Brandl H. Cyclic preloading of piles and box-shaped deep foundations / H. Brandl // Geotechnical Challenges in Megacities : Proc. of the Intern. Conference on Geotechnical Engineering, [Moscow, 7-10 June 2010] / ISSMGE, Russian Society for Soil Mechanics, Geotechnics and Foundation. – Moscow, 2010. – Vol.1. – P. 3 – 28.
12. Clayton C.R.I. Urban site investigation / Clayton C.R.I. // Engineering Geology for Tomorrow's Cities / Geological Society Engineering Geology Special Publication. – London, 2010. – Vol. 22. – P. 125 – 127.
13. Šiša T. Static load test analysis for 600 mm bored pile in stiff soil / T. Šiša. // Proc. of the 23rd European Young Geotechnical Engineers Conf.. – Barcelona, 2014. – P. 51 – 54.
14. Zhussupbekov A. Zh. Piling Foundations on Challenging Ground Conditions in Kazakhstan / A. Zh. Zhussupbekov, Ye. B. Utegov, I. O. Morev // Proc. of XV Danube-European Conf. on Geotechnical Engineering H. Brandl, D. Adam, 9-11 Sept. 2014, Vienna, Austria / Vienna University of Technology. – Vol. 1&2. – Paper No. 211. – P. 825 – 830.

Бікус К.М.

Надійшла до редакції 25.12.2015