

Пальові фундаменти будівель на основі з шарами вапняків

Василь МИТИНСЬКИЙ¹, Тетяна СУШИЦЬКА², Юрій ВИННИКОВ³, Максим ХАРЧЕНКО⁴

^{1,2} Одеська державна академія будівництва і архітектури
40, Дідріхсона, Одеса, Україна, 65029

^{3,4} Національний університет «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка»
24, просп. Першотравневий, м. Полтава, Україна, 36011

¹mitinskiy.v@gmail.com, ORCID: 0000-0003-3976-2531

²staoif17@gmail.com, ORCID: 0000-0001-9916-3699

³vynnykov@ukr.net, <https://orcid.org/0000-0003-2164-9936>

⁴kharchenkomo@ukr.net, <https://orcid.org/0000-0002-1621-2601>

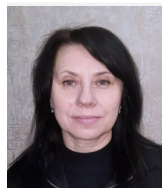
DOI: 10.32347/0475-1132.50.2025.152-162

Анотація. Наведено позитивний досвід улаштування будівель підвищеної поверховості з підземними паркінгами у ґрунтових умовах, що мають в зоні їх взаємодії з пальовими фундаментами прошарок із вапняків.

Встановлено, що інженерно-геологічні умови м. Одеси слід віднести до складних, зокрема через наявність у верхній частині розрізу слабких лесових ґрунтів, а в його нижній – товщі вапняків. У середній частині розрізу є прошарок, що складається з важких суглинків і глин. Підшовою вапняків служать більш стисливі супіски та меотичні глини. Незначна товща середнього прошарку зумовлює необхідність передачі навантаження від будівель палями на вапняки. При їх незначній товщі, наявності тріщин і виробок стає можливим розвиток наднормативного крену будівлі внаслідок нерівномірного (однобічного) продавлювання вапняку, який має природу зцементованої породи. Варіант прорізання шарів вапняків із спиранням паль на підстильні шари глини і суглинків є дуже нерациональним рішенням через ряд факторів: неможливість використання серійних призматичних паль через неможливість їх занурення на проектну позначку; технологічна важкість і відповідно підвищена вартість пробурювання товщі вапняків буровим інструментом; висока вартість технологічних рішень щодо забезпечення суцільності тіла бурових палі при проходженні послаблених зон у вапняках; невисока несуча здатність бурових паль у порівнянні із палями меншої довжини, що спираються на вапняки.



Василь МИТИНСЬКИЙ
Завідувач кафедри основ та фундаментів, к.т.н., доцент



Тетяна СУШИЦЬКА
Асистент кафедри основ та фундаментів



Юрій ВИННИКОВ
Завідувач кафедри буріння та геології, д.т.н., проф.



Максим ХАРЧЕНКО
Доцент кафедри буріння та геології, к.т.н., доцент

Доведено, що для створення надійної основи паль важливим є не лише гідравлічне тампонування виробок, але й закріплення масиву в зоні їх розташування шляхом високонапірного нагнітання розчину ґрунтоцементу з використанням манжетних колон, а також коректне оцінювання механічних характеристик вапняку і, в першу чергу, його параметрів міцності.

Обґрунтовано умови зведення будівель підвищеної поверховості на призматичних палях. Подано результати моніторингу за їх осіданням в процесі будівництва й експлуатації.

Наведено досвід 3D моделювання методом скінчених елементів (МСЕ) спільної роботи пальово-плитного фундаменту будинків з основою, що містить шари вапняків і прошарки більш стисливих глинистих ґрунтів, у зоні підземних виробок.

Ключові слова. Вапняк, підземна виробка, пальовий фундамент, ґрунтоцемент, буроін'єкційна паля посилення, напружено-деформований стан, метод скінчених елементів.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Останнім часом при будівництві житла у м. Одеса пріоритетною стала тенденція до зведення будівель підвищеної поверховості з підземними паркінгами, зокрема і дворівневими. Наявність в інженерно-геологічному розрізі більшої частини майданчиків міської забудови зцементованих шарів, що представлені вапняками, потребує при проектуванні врахування їх стану в масиві залягання, а також коректного визначення величин характеристик підстилаючих цей масив дисперсних нашарувань при оцінюванні їх сумісної роботи з пальовими фундаментами будівель.

Згідно з результатами попередніх досліджень (Mitinskiy et al., 2018) глибина залягання покрівлі товщі вапняку коливається від 12,0 м до 28,0 м, а його товща складає 8,0...11,0 м. З урахуванням того, що верхня частина розрізу до глибин 10,0...15,0 м складена слабкими (сильностисливими) ґрунтами, здебільшого водонасиченими, а також з урахуванням сейсмічних впливів, фундаменти будівель підвищеної поверховості влаштовують пальовими зі спиранням їх на вапняки чи розташовані над ними важкі пилуваті суглинки або глини.

Наявність тріщинуватості, карстових печер, виробок у вапняках, а також сильностисливих прошарків під їх подошвою потребує комплексного врахування цих факторів при прийнятті рішень фундаментів, що повинні забезпечити експлуатаційну придатність будівель на весь термін їх експлуатації (ДБН В.2.1-10:2018, 2018). Тиск, що виникає в рівні подошви пальових фундаментів з незначним розсіюванням, передається на їх покрівлю та створює в їх масиві (з урахуванням

його особливостей) складний напружено-деформований стан (НДС). Нижче розглянуто позитивний досвід улаштування будівель підвищеної поверховості з підземними паркінгами у ґрунтових умовах, що мають в зоні їх взаємодії з пальовими фундаментами прошарок із вапняків.

АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Для надійного, та одночасно економного, геотехнічного проектування будівель підвищеної поверховості за подібних умов, звичайно, необхідна достовірна інформація про фізико-механічні властивості вапнякових порід та їх можливу зміну під час проектного терміну експлуатації. На практиці ці параметри встановлюють лабораторними та польовими дослідженнями окремо для вапняків кожного регіону, але з обов'язковим оцінюванням впливу на них умов замочання. Зокрема, встановлено, що вапняки зазнають зниження міцності на стиск і на розтяг як функції коефіцієнта їх водонасичення. Також для прогнозування геотехнічних параметрів різновидів вапняків набули популярності емпіричні вирази взаємозв'язку їх фізико-механічних властивостей (Dweirj et al., 2017; Mitinskiy et al., 2018; Gemal et al., 2020).

З геотехнічного досвіду за складних інженерно-геологічних умов для будівель підвищеної поверховості найчастіше застосовують різні варіанти пальових фундаментів (Зоценко та ін, 2020; Cheng et al., 2021). Достатньо апробовано використання різних видів паль (забивні, вдавлені, буронабивні та ін.) і для ґрунтових умов за наявності вапняків (Alshenawy et al., 2018; McCullough et al., 2013; Richard et al., 2023; Sharudin et al., 2016), хоча є й приклади застосування штучних основ (закріплення чи ущільнення ґрунтів) (Reul et al., 2005).

При цьому для кожного об'єкту проводились натурні статичні випробування основ палями, моніторинг осідань основ фундаментів будівель і споруд, а також, так званий, зворотний аналіз НДС системи «основа – пальовий фундамент – будівля» 3D моделюванням МСЕ. Виміряні осідання системи не

перевищили прогнози, отримані при 3D скінченно-елементному аналізі.

МЕТА РОБОТИ

Тому за мету роботи прийнято – на прикладі результатів зведення й експлуатації будівель підвищеної поверховості в інженерно-геологічних умовах з наявністю шару вапняку, послабленого виробками, який підстиляється прошарками більш стисливих глинистих ґрунтів, оцінити надійність сумісної роботи пальових фундаментів із призматичних паль з ґрунтами основи з урахуванням особливостей конструктивно-технологічних рішень їх закріплення.

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

Житловий комплекс (ЖК) «Михайлівський», розташований у м. Одеса, вул. Михайлівська, 8, включає вісім 19...21 поверхових житлових будівель, зведення яких виконувалось у дві черги й було завершено відповідно 2019 та 2021 роках. Особливості геотехнічних умов і прийняті конструктивно-технологічні рішення з улаштування фундаментів першої черги будівництва (будівлі №1...№5) (Митинський та ін, 2015) були повною мірою враховані, що підтверджено їх надійною експлуатацією впродовж понад 6 років і даними геодезичних спостережень за їх осіданням.

Умови будівництва другої черги (будівлі №6...№8) є більш складними внаслідок зведення будівель більшої поверховості, значного коефіцієнта підробленості вапняків у межах плями забудови та значно меншою товщею дисперсних нашарувань над масивом вапняків. Так нижче підошви ростверку виділено такі інженерно-геологічні елементи (ІГЕ), залягання яких наведено на Рис. 1.

Показники фізико-механічних властивостей ґрунтів наведено в Таблиці 1. Лесоподібний суглинок ІГЕ-5 просадочний і навіть при природному тиску у разі замокання буде мати просадку. Зокрема, величина сумарного просідання ґрунту від власної ваги при його замоканні, рахуючи від дна котловану, склала 1,70 см.

Гідрогеологічні умови майданчику характеризуються наявністю понтичного водоносного горизонту на підошві вапнякової товщі. Цей рівень залягає на глибині 21,40 м, а сам водоносний горизонт безнапірний. Його сезонні коливання становлять $\pm 0,40$ м.

На майданчику зведення другої черги житлового комплексу у пиляльному різновиді вапняку (ІГЕ-9п) існувала мережа виробок, розташованих в інтервалі глибин 20,30...21,70 м від земної поверхні показано на Рис. 2.

Обстеження виробок включали вивчення документації, огляд їх технічного стану, наявність завалів, обвалів стелі, додаткове буріння розвідувальних свердловин по профілям з відбором кернів, побудова просторової моделі виробок і т. ін. Найбільшу складність становила забутована частина виробок, куди доступ для їх обстеження та кріплення був відсутнім.

На момент проведення обстежень у межах будівельного майданчика було встановлено, що на окремих ділянках з метою запобігання провалів денної поверхні виконано кріплення підземних виробок ще в процесі видобування каміння шляхом улаштування прикладів із некондиційного каменю, а в подальшому – створення бетонних стінок-перемичок, забутовок, засипок, тощо.

Також встановлено наявність зон розуцілення ґрунтів над стелею окремих виробок (Митинський та ін, 2016). На базі аналізу даних обстежень розроблено конструктивно-технологічні рішення закріплення масиву вапняків, послаблених виробками.

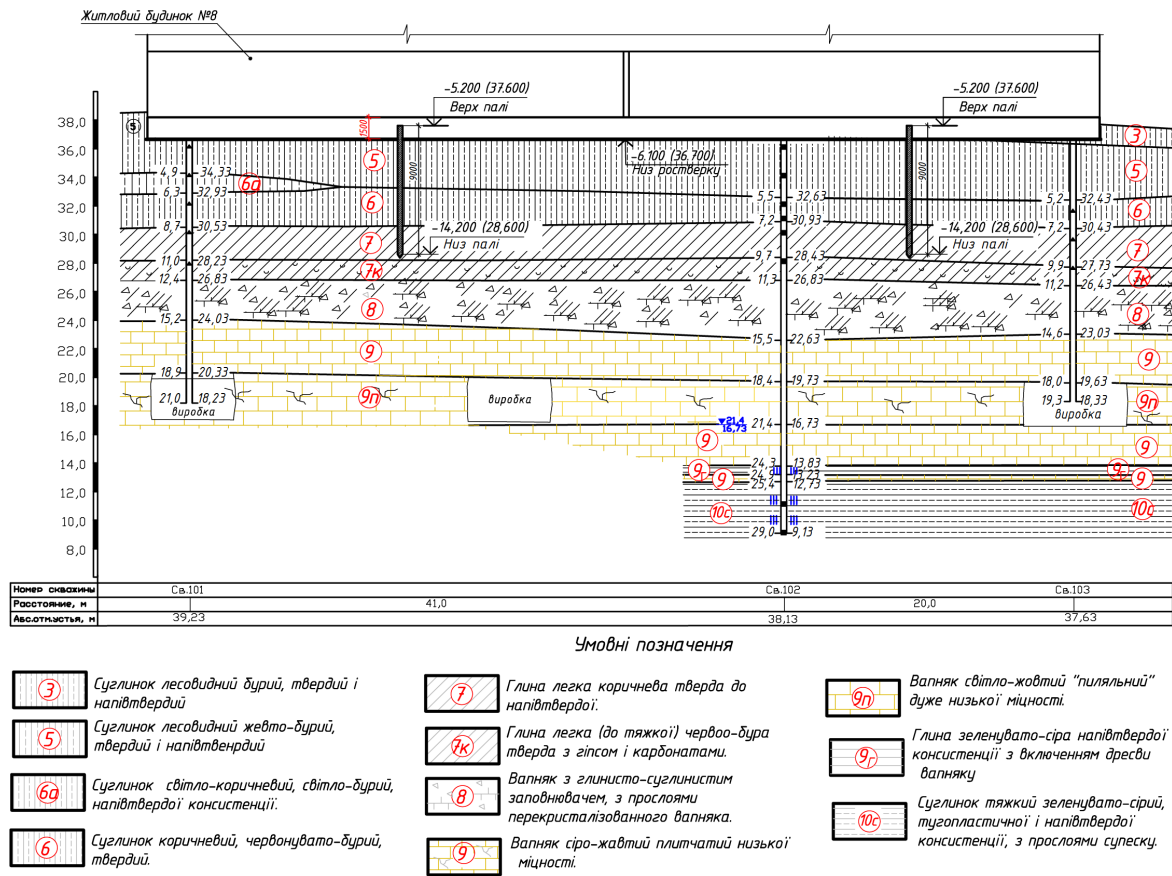


Рис.1. Інженерно-геологічний розріз майданчика будівництва та посадка фундаментів кінцевого варіанту

Fig.1. Engineering-geological section of the construction site and landing of the foundations of the final version

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

№ ІГЕ	Щільність ґрунту, г/см ³	Природна вологість, частка одиниці	Коефіцієнт пористості, частка одиниці	Кут внутрішнього тертя, градуси		Питоме зчеплення, кПа		Модуль деформації, МПа	
				Природної вологості	Водонасичені	Природної вологості	Водонасичені	Природної вологості	Водонасичені
	ρ	W	e	φ_1	φ_2	c_1	c_2	E_1	E_2
3	1,74	0,20	0,876	21	16	24	16	12	6
5	1,82	0,20	0,787	20	16	28	16	13	7
6а	1,87	0,18	0,716	20	16	34	18	15	9
6	1,85	0,27	0,860	21	15	38	18	16	9
7	1,86	0,27	0,871	20		45		16	
7к	1,78	0,31	1,024	17		42		12	
8	1,85	0,20		19	15	28	21	20	
9	Межа міцності на одноосне стискання $R_c = 1,0-3,0$ МПа							120	
9п	Межа міцності на одноосне стискання $R_c = 0,7-1,0$ МПа							55	
9г	1,85	0,28	0,833	20		55		18	
10с	1,85	0,24	0,816	17		20		10	

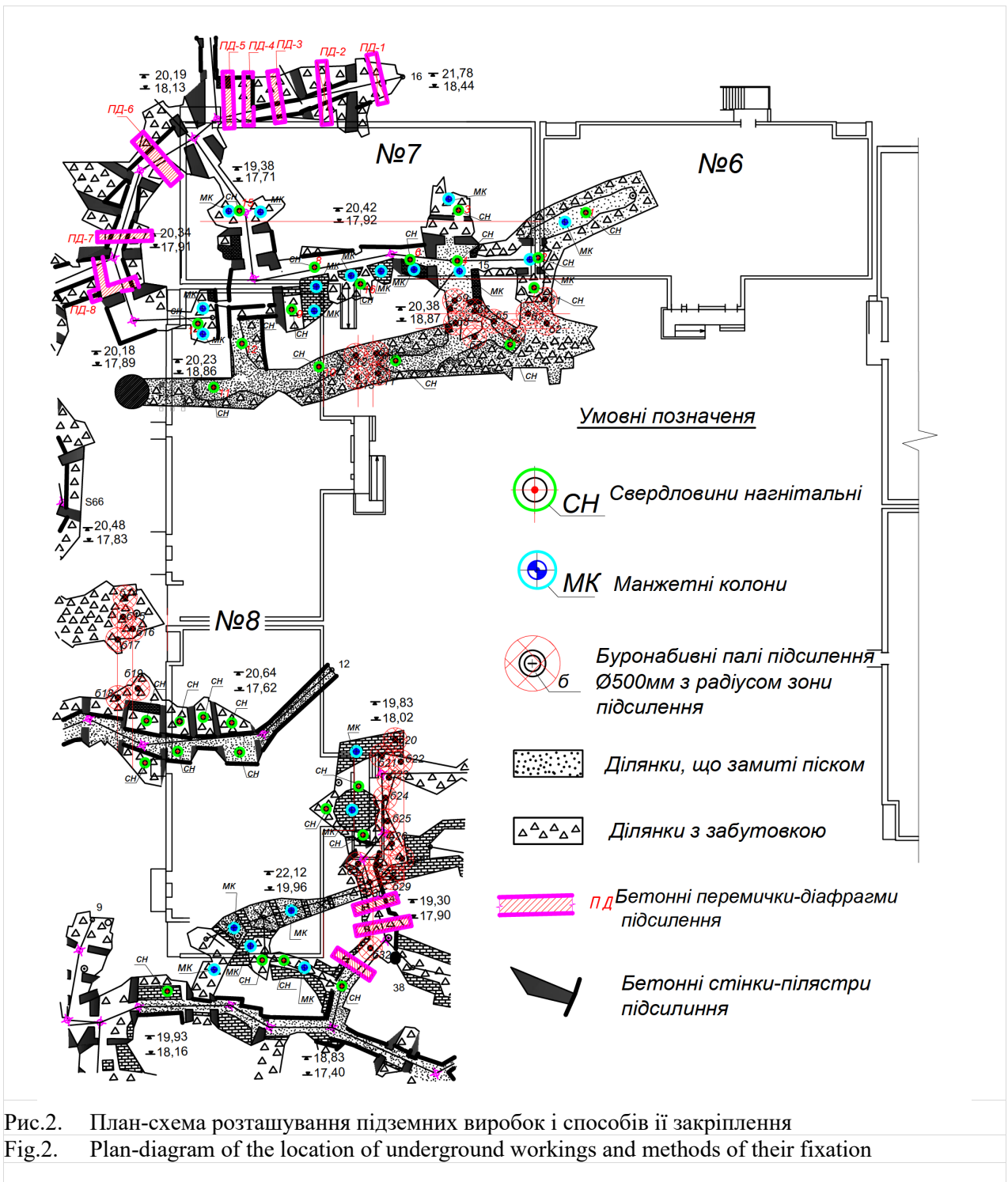


Рис.2. План-схема розташування підземних виробок і способів її закріплення
 Fig.2. Plan-diagram of the location of underground workings and methods of their fixation

Закріплення порожнин виробок виконувалось двома способами.

На ділянках розташування житлових будинків №7 і №8, де вже існували бетонні стіни, підсилення було ще доповнено влаштуванням нових бетонних стінок-шпонок, що розміщались навхрест протяжності виробок.

У подальшому порожнина, що залишилась між влаштованими й вже існуючими

стінками, закріплювалась шляхом нагнітання під покрівлю цементно-піщаного розчину.

На інших ділянках порожнини виробок заповнювались піском шляхом замиву водно-піщаної пульпи, нагнітанням між піском і стелею цементно-піщаного розчину з подальшим закріпленням як намитого піску, так і послабленого над покрівлею виробки

масиву високонапірним нагнітанням розчину цементу з використанням манжетних колон.

При цьому апробовано такий склад цементного розчину (на 1 м³): цемент – 1206 кг; вода – 606 л; пластифікатор – 6,1 кг.

Описаним методом також проведено закріплення масиву на ділянках, де попередньо виконано заповнення виробок бутом, відходами пиляння, піском, тощо. В підсумку, утворені в процесі видобування каміння пустоти у виробках і послаблені над ними зони в межах плями забудови (з додатковим урахуванням безпекової берми шириною до 6,0 м), до початку влаштування фундаментів було ліквідовано.

Результатом зміцнення основи стало створення квазіоднорідного за стисливістю масиву в кожному з виділених ПГЕ.

За результатами аналізу інженерно-геологічних умов, з урахуванням діючих навантажень від будівель і рівня додаткового напруження на покрівлю вапняків, а також наявності в масиві вапняку попередньо влаштованих бетонних стін, було визначено доцільність застосування пальового фундаменту з призматичних паль довжиною 9 м із зупинкою їх нижніх кінців в ПГЕ-7 та з об'єднанням цих паль плитним ростверком.

Допустиме навантаження на палі з урахуванням замочання ґрунтів основи прийнято 1200 кН для будинків №6, №7 і 1000 кН – для будинку №8, що було підтверджено результатами їх випробувань статичними навантаженнями.

Дослідні палі розміщувались як над прямою закріплених виробок, так і за їх межами – над непорушеним масивом.

Аналіз умов роботи пальово-плитного фундаменту, що характеризуються наявністю під нашаруваннями вапняку більш слабого підстиляючого шару (ПГЕ-10с), показав, що існує небезпека зрізання при продавлюванні товщі вапняків (ПГЕ-9 та ПГЕ-9п), а в першу чергу на ділянках, послаблених виробками.

З умов продавлювання товща вапняку, що розташована під нижніми кінцями паль,

розглядалась як тверде однорідне тіло. Виключення можливості продавлювання чи зрізу шарів вапняків забезпечувалось за рахунок обмеження додаткового навантаження на їхню покрівлю в межах величин, за яких дотичні напруження в товщі вапняків не досягали б граничних значень.

За даними експериментальних досліджень при випробуванні вапняків на зріз штампом, встановленим над виробкою, отримано розрахунковий опір зрізу $R_{cp1} = 0,28$ МПа.

При цьому виявлено, що формування руйнування проходило за площиною, яка нахилена під кутом 33° до вертикалі.

При випробуванні зразків вапняку на зріз у лабораторних умовах отримано розрахунковий опір зрізу $R'_{cp2} = 0,22$ МПа. Для забезпечення необхідного рівня надійності ґрунтової основи із шарів вапняку на зріз при продавлюванні введено коефіцієнт надійності $\gamma_n = 1,2$ (отримано статистичним шляхом і при аналізі нормативного підходу).

Таким чином, розрахунковий опір зрізу вапняків складає $R_{cp} = R'_{cp2}/\gamma_n = 0,22/1,2 = 0,183$ МПа.

У результаті розрахунків встановлено, що для забезпечення несучої здатності ґрунтової основи на зріз при продавлюванні додатковий тиск необхідно обмежити шляхом збільшення фундаменту (ростверку і відповідно пальового поля) на 1,2 м.

Водночас передбачено нижні кінці паль максимально не доводити до покрівлі вапняків, щоб за рахунок розсіювання напружень у масиві глинистих ґрунтів знизити додатковий тиск на покрівлю вапняків.

Розрахунками встановлено, що при прийнятому варіанті фундаментів дотичні напруження в товщі вапняків не досягнуть граничних значень показано на Рис. 3.

При цьому розглядалося формування для вапняків піраміди продавлювання під кутами до вертикалі 30° та 45°. Зокрема, найнебезпечнішим виявилася розрахункова ситуація із кутом 45°.

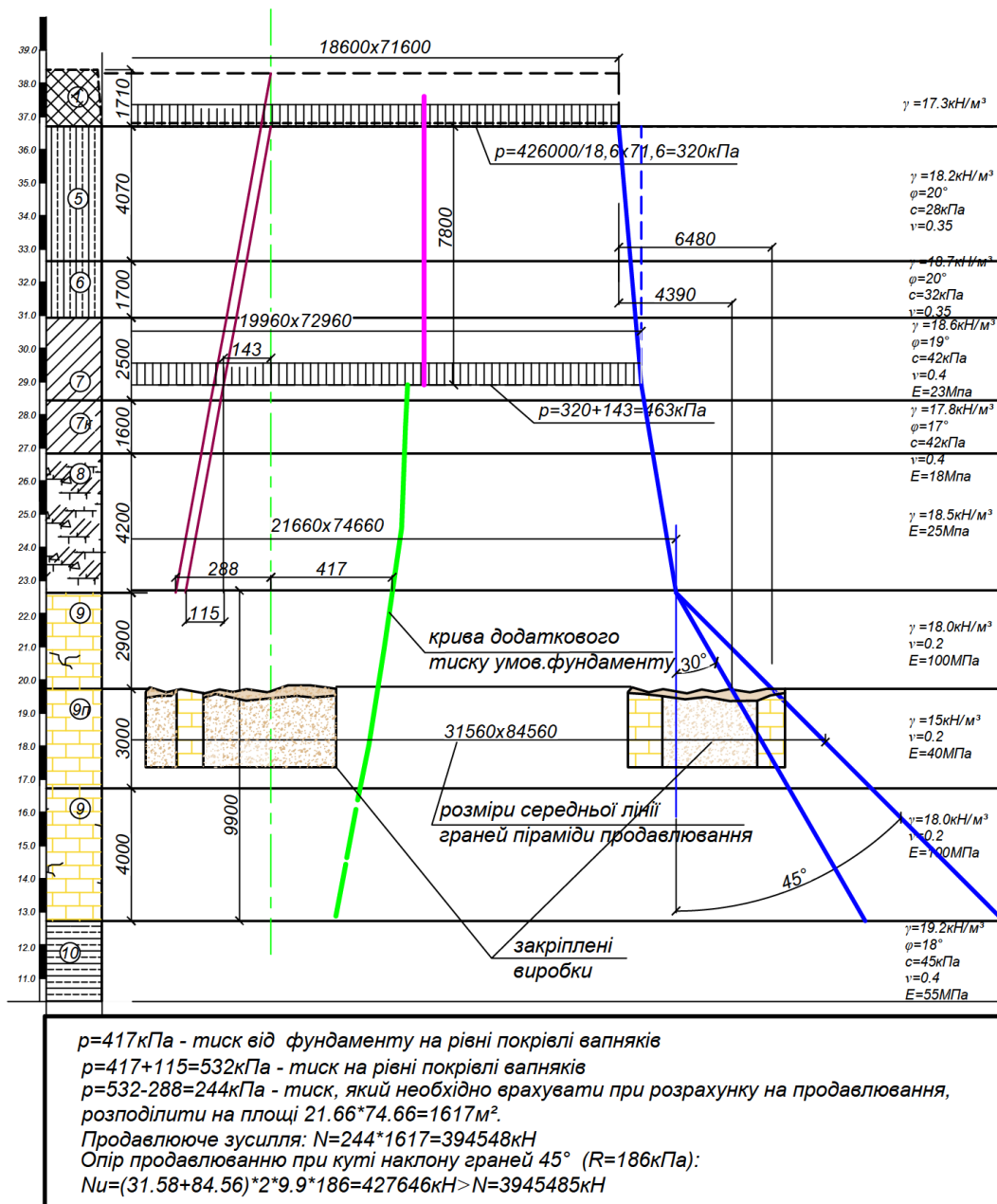


Рис.3. Розрахункова схема спільної роботи пальово-плитного фундаменту будинків з основою, що містить шари вапняків і прошарки більш стисливіх глинистих ґрунтів, у зоні підземних виробок

Fig.3. Calculation scheme of the joint operation of the pile-slab foundation of houses with a base containing layers of limestone and layers of more compressible clay soils in the area of underground workings

У зонах, де піраміда продавлювання пересікала виробки чи послаблення у вапняках, передбачалося розміщення в цих зонах додаткових посилюючих елементів у вигляді буроін'єкційних паль посилення. Такі елементи влаштовували як під плямою секцій, так і на певній розрахунковій відстані за межами цієї плями показано на Рис. 2.

Основна функція буроін'єкційних паль посилення – це сприйняття розтягуючих зусиль, що виникають від дотичних напружень за умовними межами зрізу, та передача зусиль на масив ґрунту вище і нижче виробок за рахунок роботи паль за бічною поверхнею.

У розрахунковій схемі опір піску, яким тампоновані вироби, не враховувався через можливе утворення після цього процесу направлених поверхонь ковзання у забутованих частинах виробок і в, так званих, прикладах.

Крім того, підшва виробок на товщину до 30 см покрита штибом (відходами пиляння), щільність складання якого становить 1,35-1,45 г/см³.

При цьому довжина анкерування, крок, діаметр і армування палей посилення прийняті з розрахунку, що рівнодіюче нормальне напруження від додаткових навантажень, що припадають на певну площу ділянки з виробками в плані, повністю сприймають перерізи палей підсилення, розташованих на даній ділянці.

Тобто, ці параметри визначались, виходячи з умови рівномірності при розтягванні неослаблених виробками похилих перерізів, що підсилюють палі.

Вироби, що потрапили до зони піраміди продавлювання для зовнішньої стіни житлового будинку №7, посилювали шляхом зведення в них бетонних діафрагм, зароблених шляхом улаштування шпонок по обидва боки у стіни виробки.

Для оцінювання запропонованих аналітичних рішень додатково виконувалося 3D чисельне моделювання МСЕ.

При цьому створювалася розрахункова область із відповідними ІГЕ у вигляді окремих кластерів, для яких назначалися відповідні моделі поведінки (пружно-пластична модель Кулона-Мора) з відповідними фізико-механічними властивостями, що наведено в Табл. 1. Залізобетонні елементи (палі і ростверки) моделювалися пружними моделями.

Для необхідності врахування тертя між бічною поверхнею робочих палей фундаментів будівлі та палей підсилення виробок і послаблень масивів вапняків (тобто між матеріалами із пружною поведінкою та матеріалами із пружно-пластичною поведінкою) введено відповідні інтерфейсні елементи.

Для оцінювання НДС масиву ґрунтової основи, послабленої виробкою, сумісно із

паями посилення передбачено виконати тестову задачу. Розмір розрахункової області складає 16×23×20 м (b×h×L), розмір штамп – 13×17 м, розмір катакомби – 4×3×20 м (b×h×L).

Глибина прикладення навантажень від штамп відповідає позначки низу палей секцій будівлі. Палі розставлено рівномірно по площі катакомб в шаховому порядку з кроком 3,0 м. При цьому бурінекційні палі влаштовано таким чином, щоб їх верх був на 2-3 м вище покрівлі катакомби і на 1,5 м нижче їх низу. Розрахункову модель тестової задачі наведено на Рис. 4.

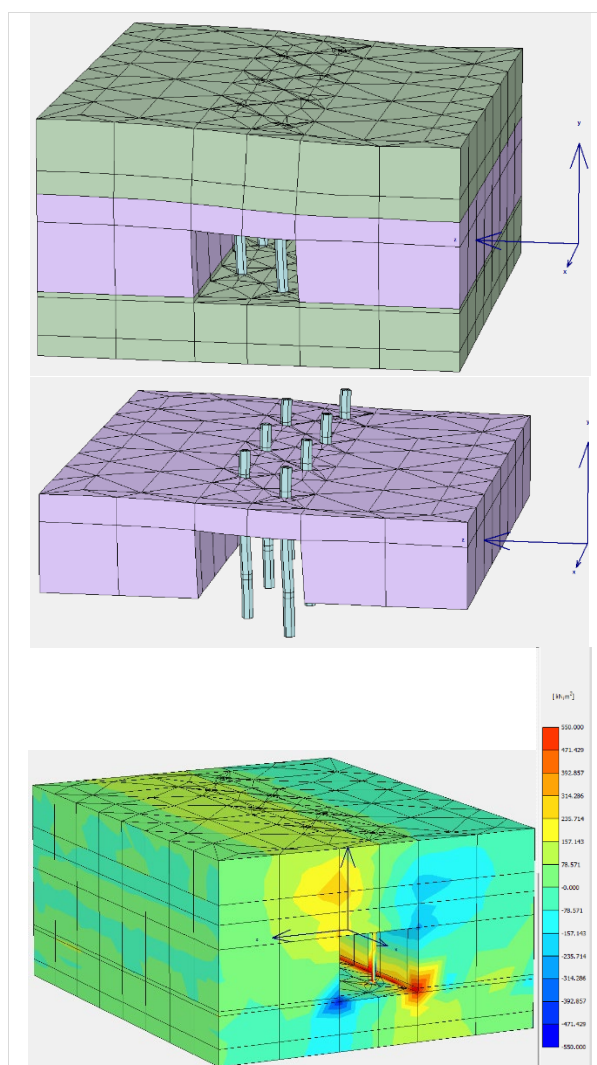


Рис.4. Розрахункова модель тестової задачі підсилення катакомб бурінекційними паями та результати моделювання

Fig.4. Design model of the test problem of strengthening catacombs with CFA piles and simulation results

Основна мета тестового моделювання оцінити характер НДС масиву вапняку, що ослаблений катакомбами, а також оцінити перерозподіл напружень за рахунок підсилення катакомб палями.

В результаті 3D моделювання МСЕ, зокрема, встановлено, що палі підсилення сприймають на себе як вертикальні, так і дотичні напруження.

Тестова задача дозволила спростити побудову реальної просторової моделі та отримати фактичні розрахункові значення напружень в рівні катакомб, що підсилено буроін'єкційними палями, та зусиль у цих палях.

Аналогічні підходи використано при моделюванні несучої здатності масивів вапняків, що підстеляються більш стисливими ґрунтами, на зріз при продавлюванні під плитно-пальовим фундаментом.

Зокрема, при всіх розрахункових ситуаціях моделюванням МСЕ отримано фактичні дотичні напруження в масивах вапняків $\tau_m=120$ кПа дещо менші, ніж при аналітичних розрахунках $\tau_p=180$ кПа.

ВИСНОВКИ ТА РЕКОМЕНДАЦІЇ

Таким чином, за результатами проведених досліджень зроблено такі основні висновки.

1. Для інженерно-геологічних умов майданчиків в м. Одеса характерна наявність у верхній частині просадочних масивів, а в нижній – прошарків вапняку з ослабленнями у вигляді розущільнення, печерами, розломами, техногенними порожнинами і т. ін., які в свою чергу підстиляються більш стисливими шарами (супісками і глинами). Тому такі інженерно-геологічні умови згідно з нормами відносяться до складних.

2. При зведенні будівель підвищеної поверховості в таких складних інженерно-геологічних умовах слід використовувати пальово-плитні фундаменти, що прорізають просадочний масив. При цьому раціональним є спірання вістря паль на покрівлю вапняків або навіть трохи вище залежно від фактичної їх товщі.

3. Прошарки вапняку, які ослаблені і є основою пальово-плитних фундаментів будівель, при завантаженні можуть зрізатися як по послабленим зонам, так і в результаті продавлювання за рахунок більш стисливих підстильних шарів і відносно невеликої товщі послаблених вапняків, що призведе до понаднормованих кренів. Тому для надійної експлуатації будівель підвищеної поверховості в таких умовах слід передбачати закріплення послаблених зон вапняків і підбирати такі розміри фундаментів, щоб забезпечити несучу здатність на зріз при продавлюванні шарів вапняку.

4. Апробованою методикою підсилення послаблених зон у вапняках є гідравлічне тампонування виробок піском з наступним закріпленням масиву високонапірним нагнітанням розчину ґрунтоцементу з використанням манжетних колон. Таким чином є змога створити квазіоднорідну за стисливістю основу, поведінку якої можливо змоделювати сучасними програмними комплексами при оцінюванні НДС товщі вапняків із закріпленими зонами їх послаблень.

5. У разі необхідності додаткового підсилення послаблених пустотами зон після їх гідравлічного тампонування піском і високонапірного нагнітання розчину ґрунтоцементу слід влаштовувати палі підсилення, які будуть сприймати зусилля зрізання та розтягу в разі недостатньої міцності вапняків у зонах послаблень. Результати чисельного моделювання підтверджують ефективність такого рішення. При цьому слід передбачати, щоб верх паль підсилення був на 2-3 м вище стелі пустот і на 1,5 м нижче їх підшови для повноцінного забезпечення сприйняття розтягувальних зусиль.

6. Для визначення несучої здатності основи фундаментів, в т.ч. на зріз при продавлюванні, слід проводити коректне оцінювання механічних характеристик вапняку і, в першу чергу, його параметрів міцності. Рекомендується виконувати польові штампіві та лабораторні випробування з визначенням розрахункового опору зрізу вапняків.

Виходячи із цих висновків, можливе узагальнення, що при виборі параметрів фундаментів будівель підвищеної поверховості за

таких умов основним критерієм є не забезпечення несучої здатності паль чи нормативних осідань основи фундаментів класичними методами, а забезпечення несучої здатності вапняків на зріз за послабленими зонами та при продавлюванні. Це досягається шляхом підсилення послаблених зон, коректним оцінюванням фактичної міцності вапняків, комплексом аналітичних і чисельних методів оцінювання НДС системи «основа – пальові фундаменти» та геотехнічним моніторингом при зведенні будівель.

ЛІТЕРАТУРА

- Mitinskiy, V., Novskiy, O., & Novskiy, V. (2018). Experience of using Odessa region limestones as foundation base. *Academic Journal Series Industrial Machine Building Civil Engineering*, 2(51), 85-90. doi: 10.26906/znp.2018.51.1297
- Основи та фундаменти споруд. Основні положення: ДБНВ.2.1–10:2018. (2018) [Чинний від 2019.01.01]. К.: Мінрегіон України.
- Dweirj, M., Fraige, F., Alnawafleh, H., & Titi, A. (2017). Geotechnical Characterization of Jordanian Limestone. *Geomaterials*, 7, 1-12. doi: 10.4236/gm.2017.71001
- Mitinskiy, V., Chepelev, V., Vynnykov, Yu., Lartseva, I., & Aniskin, A. (2018). Overall stabilization of underground workings in limestone-shells *Academic Journal. Series: Industrial Machine Building, Civil Engineering*, 2 (51)', 79-84. doi: 10.26906/znp.2018.51.1296
- Gem ail, K.S., Shebl, S., Attwa, M., Soliman, S.A., Azab, A., & Farag, M.H. (2020). Geotechnical assessment of fractured limestone bedrock using DC resistivity method: a case study at New Minia City, Egypt. *NRIAG Journal of Astronomy and Geophysics*, 9, 1, 272-279. doi: 0.1080/20909977.2020.1734999
- Зоценко, М.Л., & Винников, Ю.Л. (2019). *Фундаменти, що споруджуються без виймання ґрунту: Монографія*. Полтава: ПолтНТУ імені Юрія Кондратюка.
- Cheng, Y.M., Law, C.W., & Liu, L (2021) *Analysis, Design and Construction of Foundations*. London: CRC Press, 610. doi: 10.1201/9780429293450
- Alshenawy, A., Hamid, W., & Alnuaim, A. (2018). Skin friction behavior of pile fully embedded in limestone. *Arabian Journal of Geosciences*, 11(2). doi: 10.1007/s12517-018-3386-9
- McCullough, N.J., & Dorang, C. (2013). Foundation Design in Weathered Limestone - Where Will the Piles End? *Ports: Success through Diversification*. doi: 10.1061/9780784413067.132
- Richard, C., Stone, Jr., Farhangi, V., Farhangi, V., Fatahi, B., & Karakouzian, M. (2023). A novel short pile foundation system bonded to highly cemented layers for settlement control. *Canadian Geotechnical Journal*, 60. doi: 0.1139/cgj-2020-0710
- Sharudin, E.S., Mohd yunus, N.Z., Marto, A., & Hezmi, M.A. (2016). Rock bearing resistance of bored piles socketed into rock. *Jurnal Teknologi*, 78(8), 45-51. doi: 10.11113/jt.v78.9638
- Reul, O., & Ripper, P. (2005). Foundation of a tall building in cavernous limestone. *Proc. of the 16th Intern. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (Osaka)*. Millpress Science Publishers/IOS Press. doi: 10.3233/978-1-61499-656-9-1555
- Митинський, В.М., Черкез, Е.А., Пронін, К.К., & Чепелев, В.Т. (2015). Будівництво на майданчику за умов наявності підземних виробок (катакомб). *Основи та фундаменти: Міжвід. наук.-техн. збірник*, 37, 218-227.
- Митинський, В.М. (2016). Цементация зон розуцільнення ґрунтів з використанням манжетних колон. *Будівельні конструкції: Міжвід. наук.-техн. збірник*, 83, Кн. 2, 657-663.

REFERENCES

- Mitinskiy, V., Novskiy, O., & Novskiy, V. (2018). Experience of using Odessa region limestones as foundation base. *Academic Journal Series Industrial Machine Building Civil Engineering*, 2(51), 85-90. doi:10.26906/znp.2018.51.1297
- Osnovy ta fundamenty sporud. Osnovni polozhennia: DBNV.2.1–10:2018. (2018) – [Chynnyi vid 2019.01.01]. – К.: Minrehion Ukrainy, 36 (in Ukrainian).
- Dweirj, M., Fraige, F., Alnawafleh, H., & Titi, A. (2017). Geotechnical Characterization of Jordanian Limestone. *Geomaterials*, 7, 1-12. doi: 10.4236/gm.2017.71001
- Mitinskiy, V., Chepelev, V., Vynnykov, Yu., Lartseva, I., & Aniskin, A. (2018). Overall stabilization of underground workings in limestone-shells *Academic Journal. Series: Industrial Machine Building, Civil Engineering*, 2 (51)', 79-84. doi: 10.26906/znp.2018.51.1296

5. Gem ail, K.S., Shebl, S., Attwa, M., Soliman, S.A., Azab, A., & Farag, M.H. (2020). Geotechnical assessment of fractured limestone bedrock using DC resistivity method: a case study at New Minia City, Egypt. *NRIAG Journal of Astronomy and Geophysics*, 9, 1, 272-279. doi: 0.1080/20909977.2020.1734999
6. Zotsenko, M.L., & Vynnykov, Yu. (2019). *Fundamenti, shcho sporudzhuut'sya bez vyumannya gruntu: Monohrafiya*. Poltava: PoltNTU imeni Yuriya Kondratyuka, 346 s. (in Ukrainian).
7. Cheng, Y.M., Law, C.W., & Liu, L. (2021) Analysis, Design and Construction of Foundations. London: CRC Press, 610. doi: 10.1201/9780429293450
8. Alshenawy, A., Hamid, W., & Alnuaim, A. (2018). Skin friction behavior of pile fully embedded in limestone. *Arabian Journal of Geosciences*, 11(2). doi: 10.1007/s12517-018-3386-9
9. McCullough, N.J., & Dorang, C. (2013). Foundation Design in Weathered Limestone - Where Will the Piles End? *Ports: Success through Diversification*. doi: 10.1061/9780784413067.132
10. Richard, C., Stone, Jr., Farhangi, V., Farhangi, V., Fatahi, B., & Karakouzian, M. (2023). A novel short pile foundation system bonded to highly cemented layers for settlement control. *Canadian Geotechnical Journal*, 60. doi: 0.1139/cgj-2020-0710
11. Sharudin, E.S., Mohd yunus, N.Z., Marto, A., & Hezmi, M.A. (2016). Rock bearing resistance of bored piles socketed into rock. *Jurnal Teknologi*, 78(8), 45-51. doi: 10.11113/jt.v78.9638
12. Reul, O., & Ripper, P. (2005). Foundation of a tall building in cavernous limestone. *Proc. of the 16th Intern. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (Osaka)*. Millpress Science Publishers/IOS Press. doi: 10.3233/978-1-61499-656-9-1555
13. Mitinsky, V.M., Cherkez, E.A., Pronin, K.K., & Chepelyev, V.T. (2018). Budivnytstvo na maydanchyku za uslov nayavnosti pidzemnykh vyrabok (katakomb). *Mizhvid. nauk.-tekhn. zbirnyk KNUBA "Osnovy ta fundamenti"*, 37, 218-227. (in Ukrainian).
14. Mitinsky, V.M. (2016). Tsementatsiya zon rozushchil'nennya hruntiv z vykorystanniam manzhetykh kolon. *Mizhvid. nauk.-tekhn. zbirnyk "Budivel'ni konstruktsiyi"*, 83, 2, 657-663. (in Ukrainian).

Pile foundations of buildings on a base with layers of limestone

Vasyl MITINSKY
Tatiana SUSHYTSKA
Yuriy VYNNYKOV,
Maksym KHARCHENKO

Summary. Positive experience of arranging high-rise buildings with underground parking lots in soil conditions that have a layer of limestone in the zone of their interaction with pile foundations is presented.

It was found that the engineering and geological conditions of Odesa should be classified as complex, in particular due to the presence of weak loess soils in the upper part of the section, and limestone layers in its lower part. In the middle part of the section there is a layer consisting of heavy loams and clays. More compressible sandy loams and meiotic clays serve as the base of the limestones. The insignificant thickness of the middle layer makes it necessary to transfer the load from the buildings with piles to the limestone. With their insignificant thickness, the presence of cracks and outcrops, it becomes possible to develop an excessive tilt of the building as a result of uneven (one-sided) pressing of limestone, which has the nature of a cemented rock.

It has been proven that to create a reliable pile foundation, it is important not only to hydraulically tamponade the excavations, but also to consolidate the massif in the area of their location by high-pressure injection of soil-cement solution using cuff columns, as well as to correctly assess the mechanical characteristics of limestone and, first of all, its strength parameters.

The conditions for the construction of buildings with a high number of floors on prismatic piles are substantiated. The results of monitoring their subsidence during construction and operation are presented.

The experience of 3D modeling by the method of finite elements (FEM) of joint work of the pile-slab foundation of buildings with a base containing layers of limestone and layers of more compressible clay soils in the zone of underground workings is presented.

Keywords. Limestone, underground mining, pile foundation, soil cement, bored pile reinforcement, stressed-deformed state, finite elements method.