

ГРАВІТАЦІЙНО-ПАЛЬОВІ КОНСТРУКЦІЇ ДЛЯ ЕФЕКТИВНОГО РОЗВИТКУ ВОДНОТРАНСПОРТНИХ ПОРТОВИХ ГІДРОТЕХНІЧНИХ СПОРУД ЗМІШАНОГО ТИПУ

Калюжний О. В., Калюжна В. Є.

ВСТУП

Економічний і соціальний розвиток України передбачає значний розвиток транспортної галузі, зокрема, водного транспорту. Ця обставина обумовлює ріст капітального будівництва, реконструкцію, модернізацію існуючих воднотранспортних споруд, у тому числі портових гідротехнічних. Ілюстрацією відміченого служать поточні і перспективні масштабні проекти розвитку, модернізації і реконструкції перевантажувальних комплексів, що реалізуються у «Великої Одеси» (Одеса, Південний, Чорноморськ).

Традиційні конструкторсько-технологічні рішення портових гідротехнічних споруд значною мірою вичерпали ресурси оптимізації, в зв'язку, з чим розробка інноваційних підходів при технічній експлуатації воднотранспортних споруд, що поєднують збереження необхідних параметрів міцності, стійкості і надійності з економічно ефективними удосконаленнями, може стати важливим чинником при реалізації поставлених масштабних завдань транспортної галузі.

Витрати на будівництво, реконструкцію і ремонт портових гідротехнічних споруд багато в чому залежать від об'єктивної оцінки фактичної несучої здатності їх конструктивних елементів і ґрунтової основи.

Як показує накопичений інженерний досвід, використання традиційних методів розрахунку воднотранспортних споруд і їх основи приводить, як правило, до великих запасів при оцінці їх стійкості і несучої здатності.

Набуття оптимальних значень коефіцієнтів запасу пов'язане із застосуванням вдосконалених методів розрахунку, що уточнюють характер взаємодії воднотранспортних портових гідротехнічних споруд з ґрунтовими основами, у тому числі на різних етапах їх технічної експлуатації.

Відомо, що основним навантаженням, що сприймається причальними спорудами розпірного типу при їх експлуатації, є навантаження від бічного тиску ґрунту. Недооцінка тиску (прийняття його рівним мінімально можливому – активному) розпору, так і переоцінка тиску (прийняття його рівним максимально можливому – пасивному) відпору, властива традиційним методам проектування споруд, призводить до зниження рівня надійності проектних та інших технічних рішень.

Для виконання мети поставленої в цій роботі необхідно було вирішити наступні завдання :

- вдосконалити конструкції гравітаційно-пальових портових гідротехнічних споруд, які розширюють сферу їхнього застосування у портовій гідротехніці і підвищують надійність їх технічної експлуатації;

- провести аналіз експериментальних даних щодо специфіки роботи досліджуваних споруд, вдосконалення кінематичної розрахункової моделі системи «ґрунтове середовище-підпірна стінка гравітаційного типу» і розробки розрахункових методів її реалізації;

- провести чисельне моделювання НДС досліджуваних систем на основі розробленої розрахункової моделі.

В представленій роботі розроблене інноваційне конструкторсько-технологічне рішення гідротехнічної споруди гравітаційно – пальового типу дозволяє удосконалити методи проектування, будівництва і технічної експлуатації воднотранспортних і берегових споруд, забезпечує підвищення їх економічних і експлуатаційних параметрів.

Розроблено метод визначення навантаження на гідротехнічні споруди розпірного типу від бокового тиску ґрунту з урахуванням його кінематики.

Спорудження та ремонт сучасних глибоководних воднотранспортних комплексів найчастіше пов'язані з використанням потужного будівельно-монтажного обладнання та днопоглиблювального флоту, що в свою чергу веде до зростання вартості робіт, матеріалоємності конструкцій. енергоспоживання.

Усе вказане створює додаткове екологічне навантаження на природне середовище (шум, вібрація, забруднення водного середовища, викиди в атмосферу, тощо).

Тому на даний момент існує необхідність вирішення питань, пов'язаних з розробкою інноваційних підходів до створення

енергоєфективних та ресурсозберігаючих технологій при реалізації проекту розвитку об'єктів водного транспорту.

Дана робота спрямована на підвищення енергоєфективності проектів розвитку інфраструктури водного транспорту України і покращення екологічних показників створюваних об'єктів.

В першому параграфі «Конструкторсько – технологічні рішення для Чорноморських портів Одеського регіона розглядаються питання стосовно огляду сучасного стану причального фронту України, який представлений конструкціями, зведеними, в основному, у період після Другої світової війни.

У вказаний період найбільш поширеними конструктивними рішеннями причальних споруд були пальові естакади, включаючи облямівки, та заанкеровані больверки з шпунта.

Приведені історичні відомості щодо використання ідей до створення гравітаційно-пальових і розпірно-пальових споруд, які були запропоновані в останній чверті 20 століття і охоплювали як деякі конструкторсько-технологічні рішення (дослідження М. П. Дубровського, М. Б. Пойзнера та ін.), так і сферу фізичного експерименту. Теоретичні і прикладні підходи, що дозволяють розробити ефективні методи розрахунку і проектування гравітаційно-пальових споруд і застосувати їх в практиці будівництва, були запропоновані в працях М.П. Дубровського, М. Б. Пойзнера, М. І. Драненко та ін.

Сенс ідеї гравітаційно-пальових модулів полягав у використанні гравітаційної складової конструкції вище за рівень основи споруди як підпірної стінки, що сприймає бічні навантаження від тиску розпору зворотної засипки, і в застосуванні пальових опор, конструктивно пов'язаних з несучими елементами підпірної стінки, для передачі вертикального навантаження на глибинні шари ґрунтової основи. Представлені деякі основні конструктивні рішення, розроблені для використання в портовій гідротехніці.

В другому параграфі «Інноваційні конструкції причальних споруд розпірного типу» приведена методика проведення експериментальних досліджень гравітаційно-пальових споруд. За результатами досліджень побудовані графіки залежності «горизонтальне навантаження – горизонтальне зміщення» для комбінованої конструкції і для поодинокого штамп. З графіків видно, що опірність водонасиченого піщаного ґрунту переміщенню паль змінюється за наявності вертикального привантаження від штамп до певної

глибини порядку 0,6 м (близько 10 діаметрів палі), далі її зміни несуттєві.

В цілому, проведені експериментальні дослідження показали ефективність застосування паль для збільшення несучої здатності гравітаційних споруд. Тобто, вони дозволили зробити висновки відносно того, що привантаження поверхні ґрунту під гравітаційно – пальової спорудою змінює криві його нелінійної деформованості, які використовуються при розрахунку паль, підвищує опірність паль горизонтальним впливам.

В третьому параграфі «Сучасний стан і проблеми теоретичного дослідження взаємодії підпірних стінок портових гідротехнічних споруд з ґрунтовим середовищем на різних етапах їх експлуатації» простежено розвиток напрямів теоретичних методів дослідження портових споруд, в тому числі:

- методів теорії суцільного середовища;
- контактних моделей системи «споруда – ґрунтове середовище»;
- методів теорії граничної рівноваги ґрунтового середовища;
- методів, що враховують переміщення і деформації споруди;
- сучасних методів, що враховують змішаний напружений стан ґрунтового середовища, взаємодіючого з підпірною стінкою споруди;
- бічного тиску ґрунту в стані спокою як базового параметра при розрахунку жорстких підпірних стінок.

Четвертий параграф роботи присвячено розгляданню питань до вдосконалення гравітаційно-пальових споруд і методів їх технічної експлуатації при взаємодії з ґрунтовим середовищем. Тут розглядані такі питання як кінематичний аналіз роботи підпірної стінки гравітаційно-пальної споруди. Приведено основні результати чисельних експериментів.

Приведено розроблене інноваційне конструкторсько – технологічне рішення портової гідротехнічної споруди гравітаційно – пальового типу: буронабивні палі як несучий елемент гравітаційно – пальових споруд, на що отримано патент України для використання при будівництві, реконструкції або ремонті водотранспортних портових гідротехнічних споруд.

1. Конструкторсько-технологічні рішення для чорноморських портів одеського регіона

1.1. Основні передумови

Сучасний причальний фронт України представлений конструкціями, які зведені, в основному, у період після Другої

світової війни. Найбільш поширеними конструктивними рішеннями були пальові естакади, включаючи облямівки, і заанкеровані больверки з шпунта (таблиця. 1.1).

Таблиця 1.1

**Розподіл причальних споруд морських портів України
по типах конструкцій**

Тип конструкції	Доля загалом причальному фронту, %
Пальові естакади, включаючи облямівки	39,0
Больверки та ін. тонкі стінки	51,0
Гравітаційні споруди	7,5
у тому числі:	
масивова кладка	6,0
куткові стінки	0,5
оболонки великого діаметру	1,0
Інші	2,5

Естакадні конструкції зведені на пальових опорах із заздалегідь напружених залізобетонних паль і сталевих труб. З них 68 % складають причали на призматичних палях, 14 % – на залізобетонних палях-оболонках діаметром 1,6 м і 18 % – на металевих трубах. Заанкеровані больверки влаштовані у більшості випадків з металевого шпунта коритного профілю типу Ларсен.

Якщо 50 і 60 роки минулого століття характеризувалися зведенням конструкцій естакадного типу, то подальші десятиліття відрізняє перехід до конструкцій типу «больверк», а у ряді випадків – до змішаних конструкцій, що поєднують обидва ці типи.

Однією з головних причин морального старіння причальних споруд є розвиток нових видів перевезень і, відповідно, поява нових типів суден. Реорганізація структури управління флотом України привела до змін суден-представників, які відвідують порти країни.

Як показує аналіз структури флоту, що відвідує порти України, найбільш представницькою долею флоту є судна, для прийому яких слід забезпечити глибини у причалів в інтервалі від 11,5 до 17,0 м. Слабкою ланкою в структурі глибин на найближчі роки являються глибини в інтервалі від 12 до 17 м.

Результати аналізу експлуатаційних параметрів причальних споруд приведені в таблиці 1.2.

Таблиця 1.2

Термін експлуатації і міра тимчасового зносу причальних споруд

Термін експлуатації років	Міра тимчасового зносу	Доля в причальному фронті країни, %
Більше 50	від 0,86 до 1,08	7,2
від 40 до 50	від 0,69 до 0,86	7,9
від 30 до 40	від 0,52 до 0,69	15,0
від 20 до 30	від 0,35 до 0,52	32,5
від 10 до 20	від 0,17 до 0,35	23,5
до 10	від 0 до 0,17	13,9

Таким чином, основна кількість причалів портів України характеризується тривалістю функціонування від 20 до 50 років і практично усі вони не вичерпали нормативний термін служби. Це дозволяє обговорювати можливість, доцільність і особливості модернізації, посилення і реконструкції експлуатованих споруд, які потребують таких заходів.

Досвід проектування і будівництва морських і портових гідротехнічних споруд (причальних, захисних, берегозахисних) призводить до висновку про доцільність у ряді випадків додаткового посилення гравітаційних споруд пальовою основою. Стійкість гравітаційно-пальових споруд при дії зовнішніх навантажень забезпечується спільною роботою гравітаційної частини і паль. Найбільш ефективно таке поєднання при будівництві споруд відносно невеликої висоти, що сприймають значні, наприклад, льодові навантаження на порівняно слабких ґрунтах малої потужності, що підстилаються більш міцнішими, особливо в сейсмічно активних районах.

При розміщенні гідротехнічних споруд на нескільких ґрунтах основи можливе виникнення ситуацій, коли стійкість конструкцій гравітаційного типу недостатня для забезпечення надійної експлуатації споруди або коли забезпечення необхідних параметрів стійкості і несучої здатності, змушує застосовувати неекономічне проектне рішення.

До числа практично можливих випадків для подібних ситуацій можна віднести таке :

- Власна вага гравітаційної споруди недостатня для забезпечення його стійкості; подальше збільшення розмірів і ваги конструкції приведуть до передачі на ґрунт основи тисків, що перевищують допустимі за умовами міцності основи;

- Власна вага гравітаційної споруди недостатня для забезпечення його стійкості; подальше збільшення розмірів і ваги конструкції (при допустимості передачі на ґрунт основи додаткових тисків) приводять до нераціонального збільшення матеріаломісткості і вартості споруди, подовження термінів його зведення, ускладнення технології будівництва;

- Будівництво споруди здійснюється поблизу поруч розташованих споруд, при обмеженості вільного простору і, відповідно, ширини споруди (а, як правило, ширина споруди по основі визначає можливість забезпечення його стійкості на зсув і перекидання), що викликає підвищений тиск, який передається на ґрунт основи, і недостатні моменти, що утримують, при дії перекидальних навантажень.

З іншого боку, зведення споруд естакадного типу не забезпечує в деяких ситуаціях необхідні експлуатаційні параметри конструкції. Зокрема, параметри загальної стійкості причалів естакадного типу нижче параметрів відповідних (для тих же глибин і навантажень) конструкцій набережних розпірного типу (гравітаційних або больверків).

При спільній дії значних вертикальних і горизонтальних навантажень часто недостатніми виявляються показники міцності паль, особливо в зоні защемлення голів паль в ростверку і в зоні умовного защемлення паль в ґрунтової основі.

У той же час, пальові основи зарекомендували себе як економічні і технологічні конструкції, застосовні практично у всіх нескельних ґрунтах.

Таким чином, чисто гравітаційні і чисто пальові конструкції мають як певні переваги, так і відомі недоліки, що обмежує сферу їх застосування.

В той же час, рішення задачі обґрунтування, розробки і усебічного дослідження конструкції змішаного типу, що об'єднує переваги двох основних типів споруд і позбавленої властивих їм недоліків, дозволить істотно розширити сферу застосування такої змішаної конструкції і забезпечити реалізацію універсальних конструкторсько-

технологічних рішень в максимально широкому діапазоні інженерно-геологічних і експлуатаційних умов.

1.2. Конструкторсько-технологічні рішення гравітаційно-пальових споруд та їх специфіка

Основні ідеї щодо використання гравітаційно-пальових і розпірно-пальових споруд були запропоновані в останній чверті 20 століття і охоплювали як деякі конструкторсько-технологічні рішення (дослідження М. П. Дубровського, М. Б. Пойзнера та ін.) так і сферу фізичного експерименту. Теоретичні і прикладні підходи, що дозволяють розробити ефективні методи розрахунку і проектування гравітаційно-пальових споруд і застосувати їх в практиці будівництва, були запропоновані в працях М. П. Дубровського, М. Б. Пойзнера, М. І. Драненко та ін.^{1,2,3,4,5,6,7}.

Основна ідея гравітаційно-пальових модулів полягала у використанні гравітаційної складової конструкції вище за рівень основи споруди як підпірної стінки, що сприймає бічні навантаження від тиску розпору зворотної засипки, і в застосуванні пальових опор, конструктивно пов'язаних з несучими елементами підпірної стінки, для передачі вертикального навантаження на глибинні шари ґрунтової

¹ Дембицкий Э., Тейхман А. Избранные проблемы Фундаментостроения гидротехнических сооружений / пер.с польского. Москва : Транспорт, 1981, 352 с.

² Дубровский М.П. Определение бокового давления грунта на подпорную стенку с учетом кинематики сооружения. *Основания, фундаменты и механика грунтов*, 1994, № 2. С. 5–8.

³ Дубровский М.П. Упругопластическая задача определения бокового давления грунта на заглубленные фундаменты. *Расчет и проектирование оснований и фундаментов в сложных инженерно-геологических условиях*: межвуз. сб. научн.тр. : под ред. В. М. Алексеева; Воронеж. инж. строит. ин-т. Воронеж, 1992. С. 76–82.

⁴ Дубровский М.П., Калюжный А.В. Некоторые особенности взаимодействия портовых гидротехнических сооружений с грунтовой средой. *Механика грунтов и фундаментостроения* : 4-я Украинская научно-практическая конференция : сборник научных работ. Межведомственный научно-технический сборник «Строительные конструкции», Вып. 53, Книга 2. Киев, НДИБК, 2000.С. 254–261.

⁵ Патент № 77249. Україна. МПК (2006) E02B 3/06, E02D 29/02. СПОСІБ ЗВЕДЕННЯ ПІДПІРНОЇ СТІНКИ. (Дубровський М.П., Калюжний О.В.). Одеський національний морський університет. E02D 29/2, Заяв. № 20040706267 от 27.07.2004. Опубл. 15.02.2006. бюл. № 11. 4 с.

⁶ Дубровский М.П., Пойзнер М.Б. Морская гидротехника и геотехника. Прикладные и фундаментальные исследования : монография. «Друк», Одесса. 2004. 163 с.

⁷ Дубровский М.П., Пойзнер М.Б. Опыт совершенствования конструктивных решений портовых гидротехнических сооружений гравитационного типа. *Морской транспорт. Серия «Морские порты». Экспресс-информация*, Вып. 3 (621), 1990. 27 с.

основи. Деякі основні конструктивні рішення, розроблені для використання в портовій гідротехніці, представлені на рис. 1.1.

Типовий гравітаційно-пальовий модуль даного типу споруд складається зі пальової опори 1 (рис. 1.1, а), зануреної в основу і забезпеченою п'ятою 2, розміщеною в рівні дна, а також залізобетонних блоків 3, насаджених на палю^{8,9}. Вага блоків і можливе експлуатаційне навантаження передаються пальовою опорою на шари ґрунтової основи, що пролягають нижче. При цьому можливі горизонтальні навантаження сприймаються силами тертя на контакті між блоками, а також між нижнім блоком і опорною п'ятою.

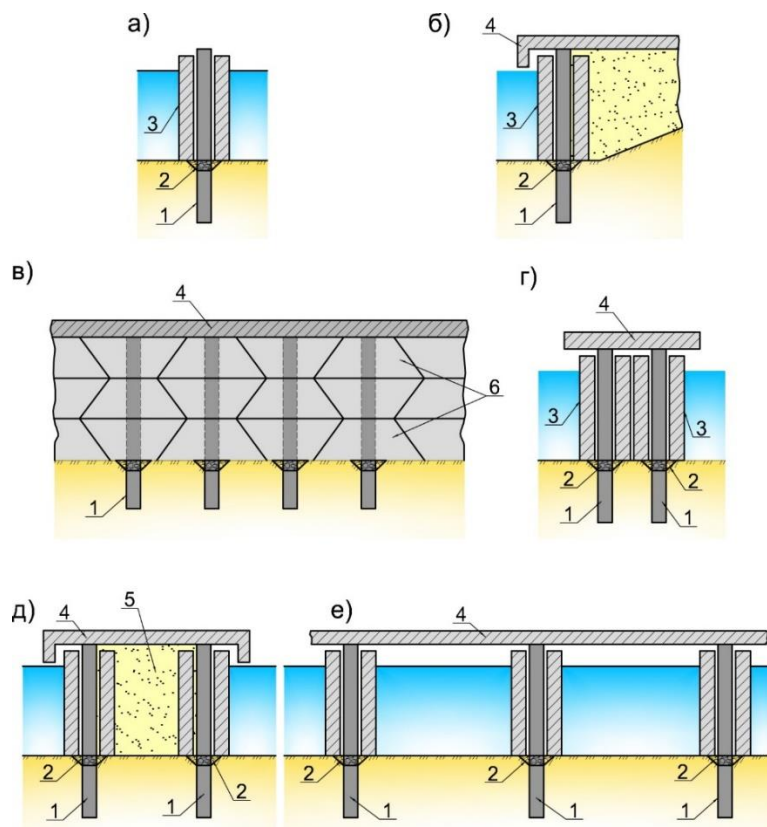


Рис. 1.1. Портові споруди гравітаційно-пальового типу

а – типовий гравітаційно–пальовий модуль; б – поперечний розріз набережної розпірного типу; в – споруда з використанням трапецеїдальних бетонних масивів; г, д – двоярядні конструкції гідротехнічних споруд (вужький і широкий пірс); е – причальна споруда мостового типу.

⁸ Дубровский М.П., Пойзнер М.Б. Портовые сооружения гравитационно-свайного типа. *Транспортное строительство*, 1989, № 3. С. 24–25.

⁹ Дубровский М.П., Пойзнер М.Б. Разработка и исследование рациональных конструкций портовых гидротехнических сооружений гравитационного типа. *Проектирование и строительство морских портовых сооружений* : Союзморшиппроект. Москва : В/О «Мортехинформреклама», 1990. С. 16–34.

Подібне розділення функцій конструктивних елементів гравітаційно-пального модуля дозволяє істотно розширити номенклатуру ґрунтів основи, на яких допустиме зведення даного типу споруд, аж до включення в неї усіх піщаних і багатьох глинистих (при показнику консистенції, близькому до одиниці) ґрунтів.

Для зручності занурення паль, забезпечених жорстко пов'язаними з ними опорними п'ятами, останні можуть бути виконані не по усьому периметру палі, а по деякій його частині, що дозволить безперешкодно занурювати палі з використанням наявного у будівельних організацій палебійного устаткування.

Можливі різні варіанти конструктивного рішення портових гідротехнічних споруд з використанням даного типового гравітаційно-пального модуля.

Набережна розпірного типу представлена на рис. 1.1, б. Споруда представляє собою суцільну масивову стінку з гравітаційно-пальових модулів, в тилевій частині якої виконана ґрунтова засипка 5, а на поверхні причалу влаштована монолітна або збірно-монолітна надбудова 4. На споруду діють вертикальні навантаження (від ваги масивів і поверхневих експлуатаційних навантажень), а також бічний тиск ґрунту засипки. Вага масивів підбирається з умови стійкості кожного з них і усього стовпа на зрушення. Переріз пальової опори розраховується з умови сприйняття вертикального стискаючого тиску; моменту, що вигинає, передається силами тертя в рівні розташування опорної п'яти, і забезпечення несучої здатності палі по ґрунту.

Як показали розрахунки, при використанні залізобетонних блоків вагою до 1 МН, в якості пальових можуть бути застосовані сталеві труби діаметром від 920 до 1020 мм, а для облаштування опорної п'яти – елементи прокатних профілів, що випускаються вітчизняною промисловістю. При необхідності зниження тиску на опорні п'яти 2 можна забезпечити взаємодію блоків суміжних стовпів шляхом застосування масивів 6 (рис. 1.1, в) з трапецеїдальною формою поперечного перерізу в площині, паралельної лінії кордону причалу. Взаємодія блоків по похилих контактних гранях сприяє перерозподілу зусиль від поверхневих експлуатаційних навантажень, що сприятливо для роботи споруди.

Пірс, мол або хвилелом (рис. 1.1, г, д) виконані з двох або більше рядів гравітаційно–пальових модулів, об'єднаних загальною надбудовою 4. Ширина споруди, тобто кількість рядів, залежить від його технологічного призначення і сприйманих зовнішніх навантажень.

При необхідності пальові ряди 1 можуть бути розсунені і простір між ними заповнений ґрунтом 5.

Причальні споруди мостового типу (рис. 1.1, е). Конструкція складається з окремих опор, виконаних з гравітаційно– пальових модулів 1, і пролітних елементів верхньої будови 2, палі суміжних модулів, що сполучають голови. При зміні глибини дна уздовж споруди довжина палі і кількість насаджуваних на них залізобетонних блоків можуть бути відповідно відкориговані.

Узагальнюючи переваги приведених конструктивних рішень, заснованих на використанні гравітаційно– пальових модулів, слід зазначити їх переваги в порівнянні з традиційними спорудами: широка сфера застосування (для будь-яких нескельних ґрунтів, що допускають занурення палі); відсутність кам'яної постілі, що істотно знижує матеріаломісткість і трудомісткість при зведенні споруди; технологічність і індустріальність.

Безумовний інтерес представляють результати техніко-економічного порівняння даного нового типу портової споруди з традиційними конструкціями, проведеного при виборі варіанту реконструкції одного з вантажних причалів.

Причал, розташований на суглинних ґрунтах, після реконструкції повинен мати глибину не менш 6 м і сприймати експлуатаційне навантаження 1 категорії. В якості конкурентоздатних (при забезпеченні умов загальної стійкості споруди і міцності його конструктивних елементів) аналізувалися показники наступних конструкцій : заанкерований больверк з металевих труб $\varnothing 426$ мм і шириною стінки 8 мм, занурених в основу до відмітки мінус 11 м (споруда цього типу є базовою для даного регіону); гравітаційна споруда із стовпової кладки бетонними масивами шириною 5 м в поперечному перерізі причалу, розміщеними на кам'яній постілі шириною 3 м; і гравітаційно– пальова споруда, що відповідає схемі, зображеній на рис. 1.1, б.

В якості пальових опор в споруді використані металеві труби $\varnothing 426$ мм, а ширина бетонних блоків в поперечному перерізі причалу складає 2 м; горизонтальні елементи опорної п'яти запроєктовані з двотавру № 22, а похилі – з кутків 8x8 см, крок трубчастих опор в подовжньому напрямі складає 3 м. Витрата будівельних матеріалів на 100 м довжини споруди для порівнюваних конструктивних варіантів приведена в таблиці 1.3.

**Витрата будівельних матеріалів на 100 м довжини споруди
для порівнюваних конструктивних варіантів**

Тип причальної споруди	Витрата будівельних матеріалів					
	Метал, т		Бетон і залізобетон, м ³		Камінь м ³	Щебінь м ³
	труби	тяга	плити	масиви		
Большверк	251,1	52	48,7			
Гравітаційна стінка				4000	1800	495
Стінка з гравітаційно-пальових модулів	35,7			1390		

Примітка. Об'єм зворотної ґрунтової засипки і площа покриття території причалу для даних варіантів споруди прийняті однаковими і тому з порівняння виключені.

Як видно за порівнюваними показниками, причал з гравітаційно-пальових модулів виявився значно економічний за причали з традиційних конструкцій.

Реальною потенційною можливістю підвищення економічності споруд з гравітаційно–пальових модулів є впровадження сучасних технологій облаштування паль і, зокрема, буронабивних паль. Дійсно, практично на усьому протязі від основи підпірної стінки до проектної глибини занурення опор палі знаходяться в ґрунтовій основі, що свідчить про доцільність розгляду умов і ефективності застосування відповідної технології, що забезпечує облаштування буронабивних паль.

Гравітаційно-пальові основи можуть розглядатися як ефективні конструктивні елементи причальних, захисних і берегозахисних споруд.

Їх впровадження в практику експлуатації воднотранспортних споруд і портового гідротехнічного будівництва сприятиме підвищенню економічності технічних рішень в порівнянні з традиційними типами споруд і приведе до економії як капітальних витрат при будівництві, так і експлуатаційних витрат в діяльності портів.

Для оптимального використання можливостей гравітаційно–пальових модулів потрібні усебічні дослідження їх роботи, результати яких повинні знайти відображення в рекомендаціях по технічній експлуатації, розрахунку і проектуванню даних споруд.

Перспективним напрямом досліджень слід вважати також розробку інноваційних підходів до використання пальових опор, зокрема, застосування буронабивних паль.

2. Інноваційні конструкції причальних споруд розпірного типу

2.1. Експериментальні дослідження гравітаційно-пальових споруд

Фізичне моделювання гравітаційно -пальових споруд зважаючи на складність досліджуваної конструкції не отримало широкого розвитку і не було детально проаналізовано. З відомих дослідів заслуговують на увагу і серйозний розгляд проведені на початку і у середині 80-х років 20 століття комплексні експериментальні дослідження моделей гравітаційно – пальової споруди (рис. 2.1)¹⁰.

Були проведені дослідження, в яких приймалося, що передача на палі вертикального навантаження виключена і забезпечено повний контакт фундаментної плити з ґрунтовою основою. Результати, отримані в ході експериментів, оброблялися за допомогою методів математичної статистики. Спочатку ставилося завдання до вивчення впливу щільності ґрунту і міри його водонасичення на загальну роботу складової частини гравітаційно – пальової конструкції – плити. При цьому було відмічене зростання значення вертикального осідання штампів при збільшенні горизонтальної сили. Якщо збільшення осідання у міру прикладання вертикальної сили P у більшості випадків носило лінійний характер (рис. 2.2, а, б), то збільшення осідання при зростанні горизонтального зусилля H в усіх без виключення дослідах підкорялося нелінійним залежностям.

На рис. 2.2 а, б представлені результати досліджень штампів в пісках різної щільності. Можливо уявити, що процес зростання осідання s у міру збільшення горизонтального зусилля властивий в тому або іншому ступеню ґрунтам будь-якої щільності складання від рихлого $\gamma = 1,63 \text{ кН/м}^3$ до щільного $\gamma = 1,71 \text{ кН/м}^3$.

У дослідах також встановлено, що процес зростання осідання у міру збільшення горизонтальної сили пов'язано з втратою несучої здатності основи, при розвитку зон глибинного випору.

Результати експериментальних досліджень приведені на рисунках 2.2, 2.3, 2.4. В таблиці 2.1 приведені характеристики розвитку зон глибинного випору, тобто щільність ґрунту, кН/м^3 , осідання від вертикальної сили, мм; осідання на останньому ступені горизонтального навантаження, мм; збільшення осідання, %; $\sigma_{\text{гран}}/\sigma_{\text{гран}}^P$.

¹⁰ Исследования работы гравитационно-свайных гидротехнических сооружений / С.В. Курилло, С.Н. Левачев, А.Ф. Лунин. Портовое гидротехническое строительство и инженерные изыскания в береговой зоне моря: Сб. науч. тр. Москва : Транспорт, 1986, С. 75–83.

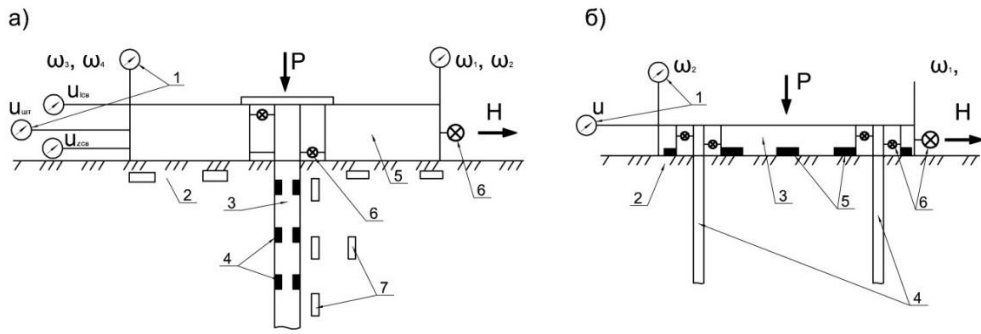


Рис. 2.1. Схеми проведення експериментів

a – випробування гравітаційно-пальнового елемента, що складається зі штампю і палі з різними умовами затискання голови палі в плиті; 1 – індикатори переміщень палі ($u_{\text{палі}}$) і штампю ($u_{\text{штампу}}$), що реєструють вертикальні і горизонтальні зміщення моделі; 2 – піщаний ґрунт водонасиченою і природною вологістю W від 3 до 4 %, різної щільності; 3 – палі довжиною $l = 4$ м, $\varnothing = 68$ мм; 4 – контрольні датчики згинальних моментів; 5 – штамп розмірами $1,08 \times 0,66$ м; 6 – динамометри; 7 – датчики тиску ґрунту; *б* – випробування плоскої моделі гравітаційно – пальної споруди, що складається зі штампю і чотирьох палей, окремого штампю і палі; 2 – піщаний ґрунт природною вологістю $W = 3\%$ і середньою щільністю $\gamma = 1,65$ кН/м³.

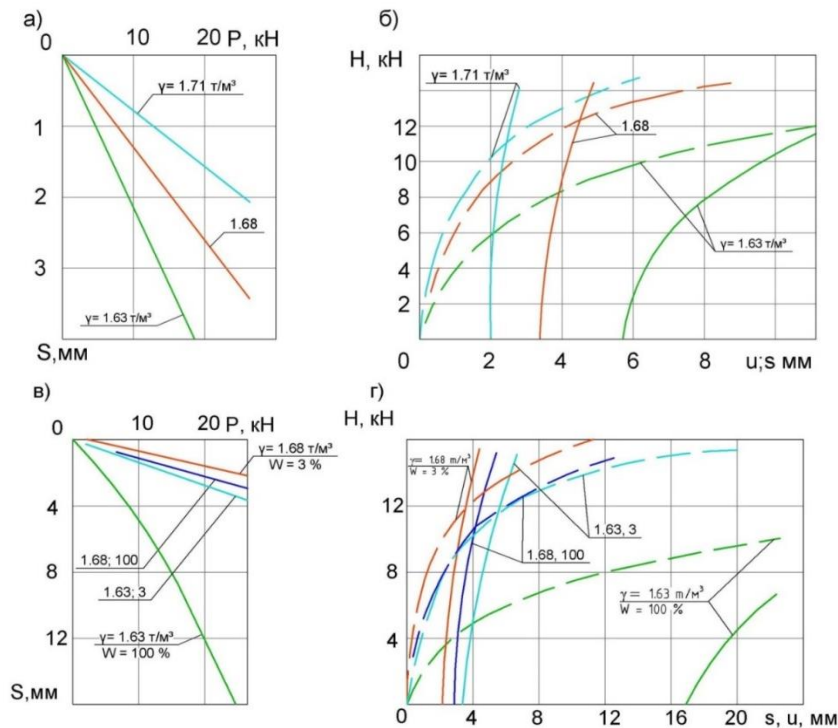


Рис. 2.2. Результати експериментальних досліджень

а, б – розвиток осідань s (суцільні лінії) та горизонтальних переміщень (штрихові лінії) і штампю розмірами $0,78 \times 0,54$ м в ґрунтах різної щільності (вологість $W = 3\%$) в залежності відповідно від вертикального P і горизонтального H навантажень; *в, г* – розвиток осідань s (суцільні лінії) і горизонтальних переміщень і штампю розмірами $1,08 \times 0,66$ м в ґрунтах різної щільності і водонасиченості в залежності відповідно від навантажень P і H .

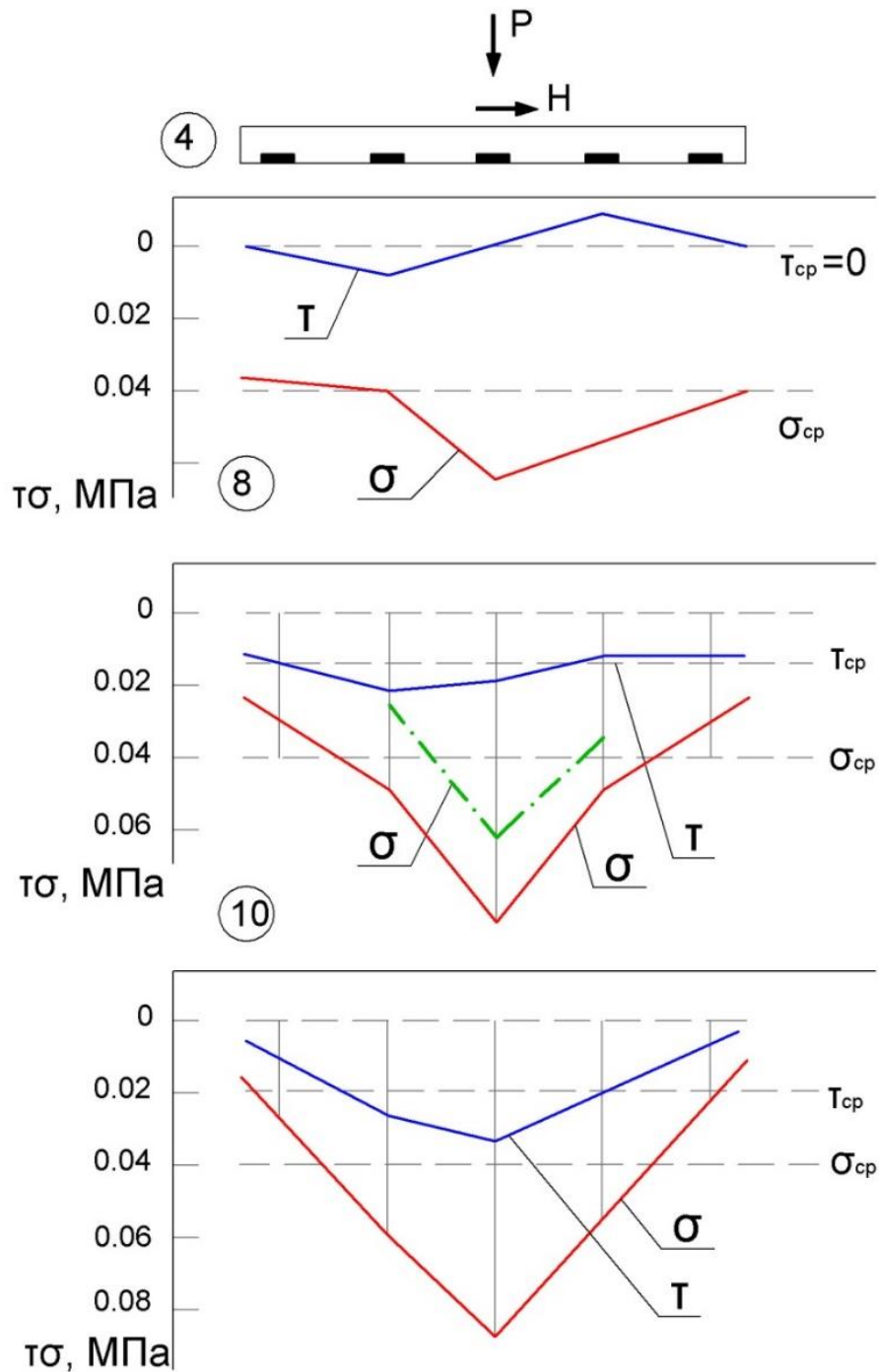


Рис. 2.3. Результати вимірів контактної напруги по підшві плити плоскої моделі (штрих-пунктирної лінією показана епюра по месдозам)

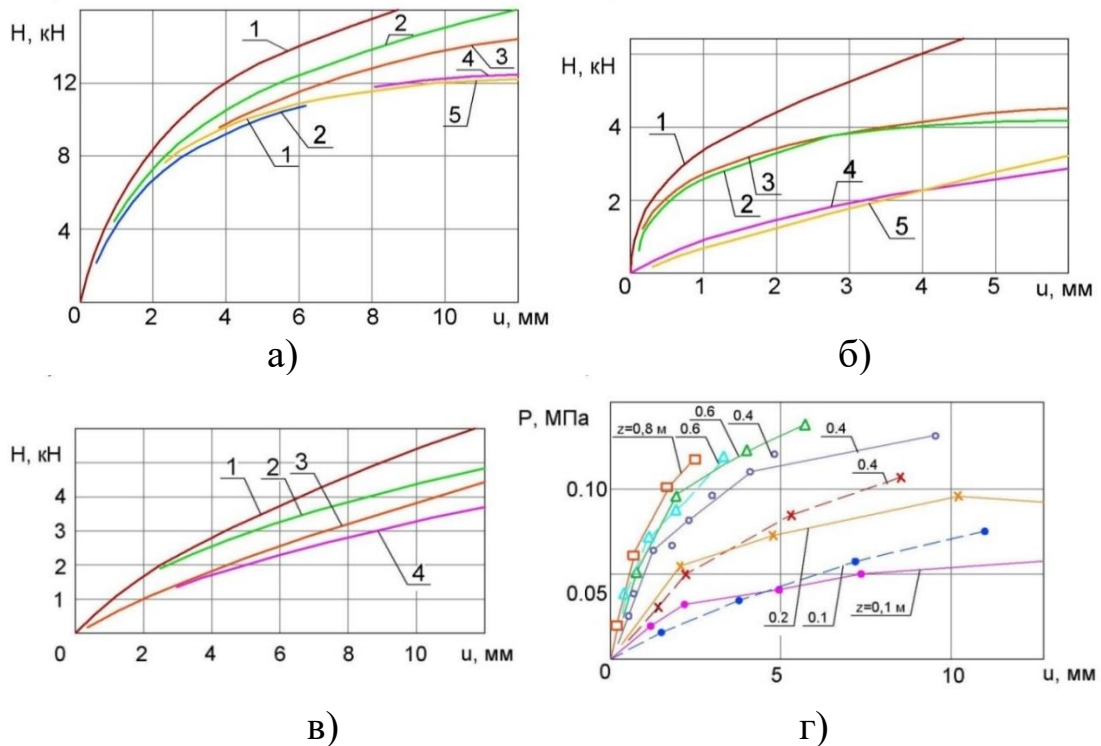


Рисунок 2.4. Результати експериментальних досліджень
 а – горизонтальна опірність моделей в серіях дослідів I – А і I – В; 1, 2 – гравітаційно-пальовий елемент відповідно з жорстким і вільним закріпленням палі; 3 – поодинокий штамп; 4, 5 – штамп у складі гравітаційно -пальового елементу відповідно з жорстким і вільним закріпленням палі; б – горизонтальна опірність плоскої моделі гравітаційно – пальового елементу в серіях дослідів II; 1 – плоска модель ГПС; 2, 3 – штамп відповідно поодинокий і у складі моделі гравітаційно -пальового елементу; 4, 5– палі відповідно у складі моделі гравітаційно -пальового елементу і поодинокі; в – горизонтальна опірність палі за результатами експериментів серії дослідів I; 1, 3 – палі у складі гравітаційно -пальового елементу відповідно з жорстким і вільним затискуванням; 2, 4 – поодинокі палі відповідно із затисненою і вільною головою; г – криві р-і нелінійної деформації палі поодинокі (суцільні лінії) і у складі гравітаційно -пальового елементу (штрихові лінії).

Таблиця 2.1

Характеристики розвитку зон глибинного випору

Щільність ґрунту, кН/м^3	Осідання від вертикальної сили, мм	Осідання на останньому ступені горизонтального навантаження, мм	Збільшення осідання, %	$\sigma_{\text{гран}}/\sigma^p_{\text{гран}}$
1,63	5,8	14,0	141	0,53
1,68	3,4	4,90	44	0,25
1,71	2,1	2,50	19	0,19

У останньому стовпці таблиці приведене відношення середнього вертикального діючого тиску до середнього граничного

вертикального тиску при дії тільки вертикальної сили P . Очевидно, що чим більше це відношення, тим більше міра розвитку зон випору.

У щільних пісках ($\gamma = 1,71 \text{ кН/м}^3$) це відношення мінімально і збільшення осідання також мінімально. Більше того, візуальні спостереження підтвердили відсутність призм випору у кінці цих дослідів, тоді як в експериментах з іншими щільностями вони спостерігалися.

На рис. 2.2 в, г наведено результати досліджень впливу ступеня водонасичення ґрунтової основи на роботу жорсткого штампа, які дозволяють зробити висновок про те, що вплив повного водонасичення тим більше, чим менше щільність ґрунту, причому якщо при середній щільності зменшення горизонтальної опірності штампу склало 50 %, то при рихлому складанні горизонтальна опірність штампа знизилася на порядок.

Розглядався характер розподілу контактної напруги під підошвою плити. У цих експериментах з плоскою моделлю безпосередньо реєструвалися нормальна σ і дотична τ складові контактної напруги (рис. 2.3). При проведенні подібних вимірів велике значення має забезпечення первинного рівномірного контакту усієї поверхні штампу (і кожного контактного датчика) з ґрунтом; однак через нерівності «мікрорельєфу» поверхні ґрунту епюри контактних напружень, як правило, мають ламаний характер. В обох серіях дослідів відмічений один і той же ефект, тобто, трансформація епюри вертикальної напруги в контактній зоні у міру збільшення горизонтальної сили, що виражається в зменшенні тисків під краями штампу по усіх його сторонах при збільшенні напруги в центральній зоні. У досліді серії II відмічене також наступне: в процесі прикладання вертикального навантаження (етап 4 на рис. 2. 3) відбувається зростання нормальної напруги, причому більше інтенсивне в центральній зоні штампу.

При цьому виникають досить істотні дотичні напруження, спрямовані від центру до країв плити, позитивні в задній частині і негативні в передній. Надалі, особливо на початкових етапах дії горизонтального навантаження, їх наявність, мабуть, і призводить до помітної асиметрії епюри τ , як це видно з епюр напруги на етапі 8, що виразилася в занижених значеннях τ під передньою половиною плити. На останніх етапах горизонтального навантаження, коли штамп зазнає зсувні деформації, епюра τ стає практично симетричною, відповідній епюрі σ .

Відзначимо, що найбільш інтенсивне значення τ зростали в центральній зоні. Під краями, швидко досягаючи максимуму 0,01 МПа, вони далі не збільшувалися, що свідчить про перехід в граничний стан цієї області ґрунтового масиву. Це ж виходить з графіків нормальної напруги, яка показує зменшення значень σ під крайніми датчиками при горизонтальному навантаженні, у зв'язку з чим відбувається досить істотна трансформація σ .

Сукупність цих процесів і призводить, як відмічалось вище, до порушення рівноваги в основі, викликаючи додаткові осідання плити. Оцінюючи достовірність результатів виміру контактних тисків, слід зазначити цілком задовільну відповідність між значеннями σ і τ , зареєстрованими датчиками, і середніми значеннями фактичної напруги під подошвою плити.

2.2. Аналіз графіків

Аналіз графіків «горизонтальне навантаження – горизонтальне зміщення» для комбінованої конструкції і для поодинокого штампу, отриманих в досліджах серій I і II (рис. 2.4, а), дозволяє відмітити наступне:

1. Здатність сприймати горизонтальне навантаження (при одних і тих же горизонтальних зміщеннях) у комбінованої споруди вище, ніж у самотійно працюючої плити. Особливо це помітно в досліджах з плоскою моделлю (серія II), до складу якої входили чотири палі. Несуча здатність цієї конструкції при зміщеннях від 3 до 4 мм перевершувала опірність поодинокого штампу не менше чим від 1,4 до 1,5 разу (рис. 2.4, б). У разі однієї палі, затисненої в центрі плити (серія I), цей показник нижчий.

При тих же переміщеннях спостерігалось збільшення горизонтальної опірності елемента гравітаційно – пальової споруди від в 1,2 до 1,25 разу. Горизонтальна опірність комбінованої конструкції залежить також від жорсткості затискання голови палі в плиті. Наприклад, несуча здатність споруди при вільному закріпленні палі практично на усьому діапазоні деформації від в 1,12 до 1,14 разу нижче, ніж у разі затискання.

2. Вичерпання несучої здатності гравітаційно – пальової конструкції, відбувається при набагато більших переміщеннях, ніж у поодинокого штампу.

3. На горизонтальну опірність плити в складі гравітаційно-пальових споруд впливають палі, які сприяють її зниженню, причому

якщо у разі розташування опор по контуру (досліди серії II) цей вплив несуттєвий і проявляється на останніх ступенях навантаження, то при центральному розташуванні палі в плиті (досліди серії I) цей вплив починає позначатися з переміщень близько 3 мм і на подальших етапах призводить до зростання горизонтальний зміщення від в 1,3 до 1,5 разів. Установка паль по контуру плити є раціональнішою, оскільки дозволяє більшою мірою використовувати сили гравітації.

4. Вплив дії палі на плиту не залежить від способу її закріплення в плиті.

Отже, відмічений раніше підвищений опір конструкції із затисненою опорою визначається тільки характером роботи і несучою здатністю пальового елемента.

Випробування гравітаційно -пальових споруд із затисненою палею і з вільним закріпленням голови в плиті показали збільшення несучої здатності пальового елемента в порівнянні з горизонтальною опірністю поодинокій палі в ідентичних умовах, причому міра впливу не залежить від способу закріплення голови палі, а збільшення опірності спостерігалось вже при переміщеннях порядку від 3 до 4 мм (рис. 2.4, в).

Порівнюючи графіки роботи чотирьох паль у складі плоскої моделі і куца з чотирьох паль, об'єднаних плитою, що не контактує з ґрунтом, можна відмітити дуже незначний вплив плити на палі. Ця обставина пояснюється периферійним розташуванням паль в зонах з малими значеннями σ і τ в порівнянні з розташуванням в центральній зоні (рис. 2.3). Отримані епюри згинальних моментів, характерні для довгих гнучких паль з відповідними умовами закріплення у голів в ростверку, а момент в закладенні (у разі затискання), що становить близько 40% максимального моменту в прольоті, характеризує її як закладення кінцевої жорсткості.

Порівняння епюр сумарного реактивного відпору в дослідах з поодинокією палею і палею у складі комбінованої конструкції показує, що у верхній зоні ґрунтового масиву на останніх етапах навантаження має місце істотне збільшення реактивного відпору. З використанням епюр відпору і графіків зігнутої осі палі для різних рівнів по глибині були визначені криві нелінійної деформації $p - u$ (рис. 2.4, г), які зв'язують опір ґрунту p і переміщення палі u на будь-якій глибині z по довжині палі.

З графіків видно, що опірність водонасиченого піщаного ґрунту переміщенню паль змінюється за наявності вертикального

привантаження від штампу до певної глибини порядку 0,6 м (близько 10 діаметрів палі), далі її зміни несуттєві.

Приведені дані дозволяють зробити оцінку характеру дії плити на роботу палі в горизонтальному напрямку наступним чином. На першому етапі, який характеризується зміщеннями від 1 до 3 мм, напружений стан ґрунту і його здатність лагодити опір переміщенням палі визначаються дією вертикального привантаження і дотичними напруженнями від штампу, котрі утворюють деформації верхніх шарів основи в горизонтальному напрямку, зіставні з переміщеннями ствола палі. У зв'язку з цим зареєстрована дія ґрунту на тилову поверхню палі, яка в процесі вантаження зменшувалася від значень бокового тиску до значень, близьких до активного (з урахуванням привантаження). Таким чином, в результаті дії плити відбувається зниження горизонтальної опірності ґрунту і «підштовхування» палі, яке залежить від міри завантаження плити.

Другий етап пов'язаний зі значними горизонтальними переміщеннями ($u = 5$ мм), коли зміщення основи починають відставати від переміщень плити і палі. У цьому випадку штамп усе більше починає грати роль вертикального привантаження, що значно збільшує опірність ґрунту і викликає швидкий ріст ординат епюру випору (див. рис. 2.4, г), яка навіть в рівні поверхні ґрунту досягає значень, істотно відмінних від нуля.

В цілому, проведені експерименти показали ефективність застосування паль для збільшення несучої здатності гравітаційних споруд. Крім того, вони дозволили зробити наступні висновки, необхідні для розробки методу розрахунку гравітаційно – пальових споруд:

1. Повне водонасичення основи веде до збільшення деформативності споруд, що взаємодіють з ґрунтом, особливо сильному при рихлому складення основи.

2. Наявність вертикальних паль збільшує опірність гравітаційної споруди горизонтальним навантаженням, причому це збільшення залежить від кількості паль, їх розмірів і розташування в плані і не залежить від міри затискання голів паль в плиті.

3. Привантаження поверхні ґрунту під гравітаційно – пальовою спорудою змінює криві його нелінійної деформованості, які використовуються при розрахунку паль, підвищує опірність паль горизонтальним впливам.

2.3. Оцінка роботи гравітаційно-пальових споруд

Одним з важливих для оцінки роботи гравітаційно – пальових споруд питань, вивчених в ході експериментальних досліджень, являлося питання про явища, які відбуваються в ґрунтовому масиві при дії на нього палі, навантаженої горизонтальними і вертикальними силами, а також моментом, прикладеним до голови палі^{11, 12}.

Значну складність для вирішення цієї проблеми представляє той факт, що разом з пружним ущільненням ґрунту утворюються зони пластичних зрушень, які призводять до нелінійної залежності між переміщеннями і реактивним тиском ґрунту.

Ця особливість пов'язана з переходом частини масиву ґрунту при великих навантаженнях в пластичний стан, має важливе значення для споруд, що допускають в процесі експлуатації істотні горизонтальні переміщення і особливо при розрахунках їх після граничних станів.

У виконаних дослідженнях отримані експериментальні дані, що характеризують залежність між переміщеннями і реактивним тиском ґрунту $p - \Delta$ в різних умовах роботи палі, зануреної в зв'язні і незв'язні ґрунти основи, при спільній дії вертикального V і горизонтального P_0 навантажень, а також моменту M_0 , прикладеного до голови палі (рис. 2.3).

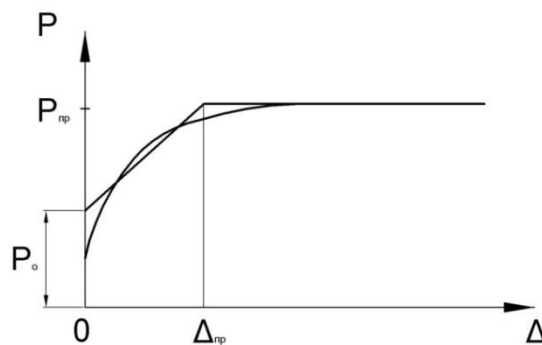


Рис. 2.5. Залежність між переміщеннями і реактивним тиском ґрунту

Досліди проводилися в трисекційних ґрунтовому лотку з розмірами кожної секції 2,0 x 2,5 x 5,0 м і об'ємом 25 м³, заповненому піском з

¹¹ Результаты исследования одиночных свай при совместном действии вертикальных и горизонтальных нагрузок / Б.Ф. Горюнов, Ю.М. Колесников, С.В. Курило, С.Н. Левачев. Исследования транспортных и глубоководных гидротехнических сооружений. МИСИ, Москва : Транспорт, 1981. С. 94–106

¹² Комплексные исследования горизонтально нагруженных свай в несвязных грунтах. / Ю.М. Колесников, С.В. Курило и др. *Основания, Фундаменты и механика грунтов*, 1981, № 1. С. 10–12.

наступними усередненими фізико – механічними характеристиками: об’ємна маса $\gamma = 1,71 \text{ г/см}^3$; кут внутрішнього тертя $\varphi = 35^\circ$; вологість $W = 4,5 \%$. В дослідях застосовували піски середньої крупності (близько 4 % часток мали розміри 0,1 мм і менш; 45 % – від 0,5 до 0,2 мм; 32,5 % – від 0,25 до 0,1 мм; 15,5 % – від 1,0 до 0,5 мм).

Модель стійкі виповнена з металевої труби довжиною $l = 2,0 \text{ м}$ і $\varnothing = 110 \text{ мм}$, оснащеної в 7 перерізах по довжині тензорезисторними датчиками для виміру напруги в стінках моделі, яка поміщалася в середину лотка, щоб виключити вплив стінок і дна на результати. Навантаження створювалося спеціальним навантажувальним пристроєм, що складається з ручної талі вантажопідйомністю 30 кН, направляючої балки, по якій поступально переміщалося каретка навантаження, забезпечена чотирма катками на підшипниках і має в нижній частині консоль з фланцем для кріплення дослідної палі. Каретка може переміщатися поступально по направляючих, що імітує затискання голови палі в ростверку. Вертикальне навантаження на палю створювалося вагою усього навантажувального пристрою і змінювалося для деяких визначених в дослідях положень від 6,0 до 8,0 кН. Оскільки ця модель випробовувалася раніше на дію тільки горизонтального навантаження, вторинне її використання при спільній дії навантажень дозволило надійно оцінити вплив компонентів складного навантаження на її несучу здатність в горизонтальному напрямі.

Горизонтальне навантаження прикладалося ступенями 1/10 від передбачуваної за умовами деформацій граничної величини після стабілізації деформацій ґрунту і зусиль в палі від навантаження попереднього ступеня.

Вертикальне навантаження змінювалося в дослідях від 6,0 до 8,0 кН.

Момент в голові палі від затискання її в каретці змінювався у міру зміщення палі. Його величина реєструвалася верхніми датчиками, встановленими у голови моделі. На кожному ступені навантаження проводився повний комплекс спостережень:

- вимірювалося діюче горизонтальне навантаження;
- вимірювалася напруга в матеріалі палі в 7 перерізах по висоті;
- фіксувалися горизонтальні переміщення палі прогиномірами, що дозволяють оцінювати деформації зігнутої осі під навантаженням.

У кінці кожного дослідження вимірювалася і фотографувалася призма випору ґрунту у верхній частині основи перед моделлю і здійснювався контроль щільності ґрунту динамічним зондуванням з відбором зразків ґрунту для уточнення геотехнічних характеристик.

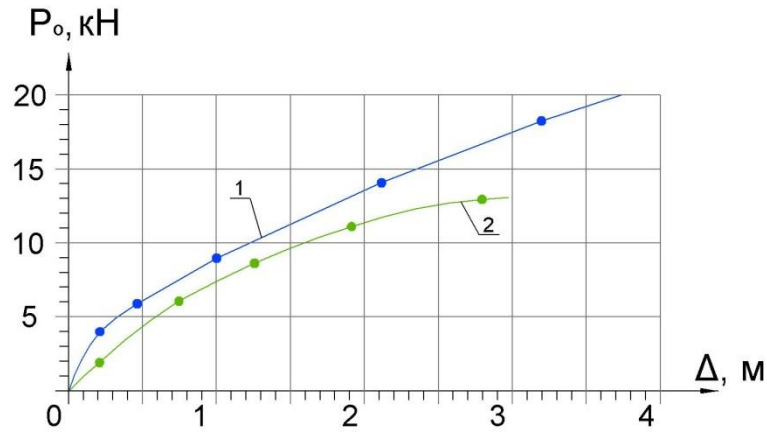


Рис. 2.6. Криві залежності $A_o = f(P_o)$ для палі $d = 110$ мм із затисненою (1) і з не затисненою (2) головою

По експериментальних епюрах моментів розрахунковим шляхом були отримані епюри реактивного тиску ґрунту, зображені на рис. 2.7. Можливість використання такої методики підрахунку реактивного опору ґрунту і оцінка отриманих результатів перевірялися рівновагою системи: по-перше, дотриманням рівності діючих на палю сил і, по-друге, рівністю розрахункового і заміряного згинаючого моменту, у верхньому перерізі палі. Крім того, точність побудови епюри тиску ґрунту оцінювалася збігом розрахункової точки нульових тисків і переміщень з дослідною. Збіжність цих даних виявилася дуже задовільною.

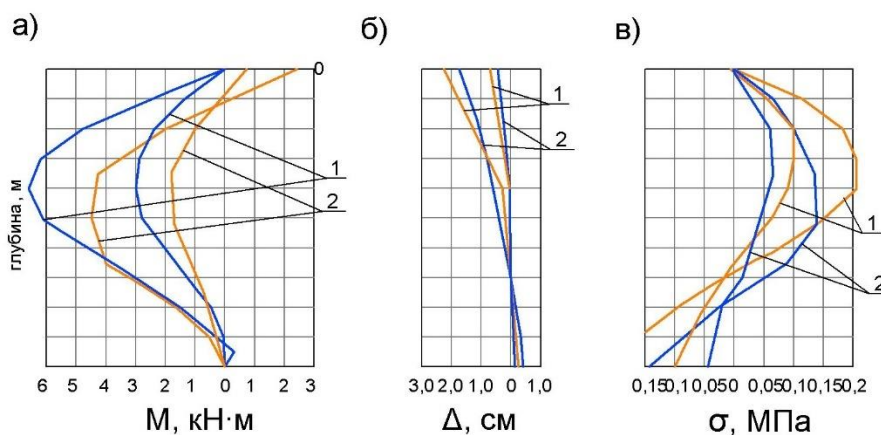


Рис. 2.7. Зіставлення дослідних величин тиску ґрунту (в), переміщень осей палей (б), моментів (а), що вигинають, для моделі $d = 110$ мм при $P_o = 6$ і 12 кН з вільною (1) і затисненою (2) головою

Використовуючи розрахункові епюри реактивного тиску ґрунту і графіки переміщень осі палі, зроблено підрахунок так званого коефіцієнта опірності. Як відомо, цей коефіцієнт є основна розрахункова характеристика, яка залежить від багатьох чинників, у тому числі від розмірів поперечного перерізу і жорсткості палі на вигин; характеру зміни жорсткості ґрунтової основи з глибиною; характеру залежності між переміщеннями і реактивним тиском ґрунту. Під цим терміном розуміється опір ґрунту горизонтальному переміщенню палі в усьому діапазоні нелінійної залежності $p-\Delta$. Він виражається через відношення

$$k = p/\Delta, \quad (2.1)$$

де p – реактивний тиск ґрунту, кН;
 Δ – переміщення в даній точці, см.

Отримані епюри зміни коефіцієнта опірності по глибині для різних етапів вантаження (рис. 2.8) підтвердили раніше зроблений висновок про лінійну зміну коефіцієнта опірності з ростом глибини, в усякому разі у верхній частині незв'язних ґрунтів потужністю до 2,0 м.

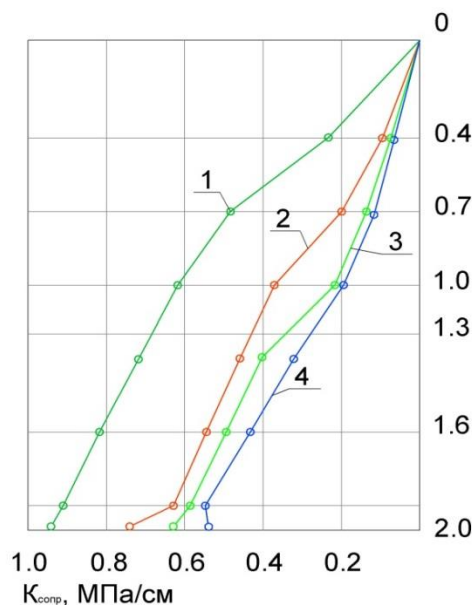


Рис. 2.8. Графік залежності зміни $K_{опір}$ від глибини для різних ступенів навантажень у 6 кН; 12 кН, 18 кН та 20 кН (відповідно криві 1, 2, 3 та 4)

З цього витікає можливість оперувати в розрахунках коефіцієнтом пропорційності $k_{n.n}$ (величиною коефіцієнта опірності на глибині 1,0 м).

Для розрахунків післяграничних станів споруд, що допускають значні переміщення, особливий інтерес представляють експериментальні залежності вигляду $k_{n.n} = f(\Delta)$, показані на рис. 2.9.

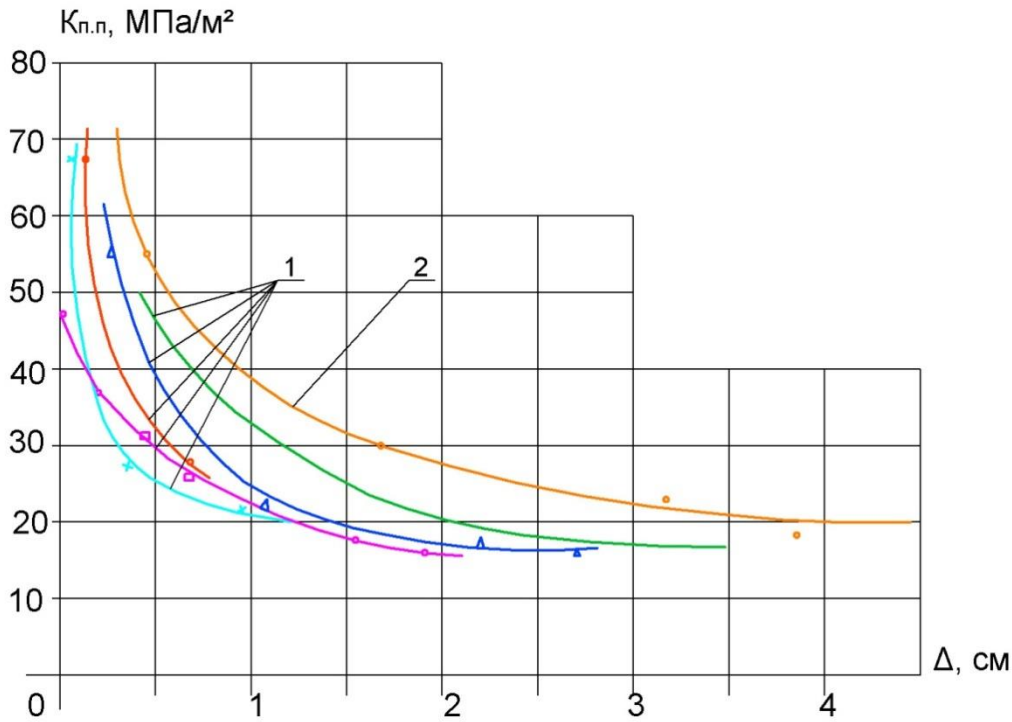


Рис. 2.9. Графіки кривих залежностей $k_{n.n}$ від переміщень для 5 (1) і для усіх (2) перерізів палі

Приведені графіки зміни коефіцієнта пропорційності для деяких розрахункових перерізів залежно від їх зміщень і графік зміни $k_{n.n.}$, що підсумовує ці залежності, у міру росту переміщень голови палі характеризують зниження цієї величини до деякого граничного мінімального значення, що приймається для розрахунку.

Аналіз результатів дослідів дозволив зробити деякі припущення про вплив окремих компонентів діючих на палю навантажень на її напружено-деформований стан.

Для цього проводилося зіставлення аналогічних за величиною горизонтального навантаження етапів при вільній і затисненій голові палі. Це зіставлення показало, що наявність моменту затискання не лише зменшує горизонтальні зміщення голови палі і її прогини, але і

впливає на перерозподіл реактивних тисків по довжині, знижує точку нульових переміщень і тисків (див. рис. 2.7). Проведені на останніх етапах вантаження зміни тільки одного моменту затискання дозволили експериментально оцінити можливість обліку його впливу. У разі закладення голови палі у верхній будові переміщення її по напрямку дії горизонтального навантаження істотно знижуються, несуча здатність підвищується за рахунок залучення до роботи глибших шарів ґрунту, і руйнування швидше за все може піти від втрати міцності матеріалом палі.

Окрім вивчення питання про спільну дію горизонтальних і вертикальних навантажень на палю, на основі ретельного аналізу результатів виконаних дослідів, можливо зробити важливі практичні висновки за розрахунковими характеристиками. Так, наприклад, експериментально встановлена залежність коефіцієнта пропорційності від розмірів палі і її жорсткості (рис. 2.8) дозволяє уточнити величину $k_{n.n.}$ відповідно до реальних розмірів палі:

$$k_{n.n.} = f(1/(\alpha l)), \quad (2.2)$$

де l – довжина палі, м;
 $\alpha = (kd/EJ)^{1/5}$,
 EJ – жорсткість палі при вигині;
 d – діаметр палі, м.

Аналіз існуючих розрахункових рекомендацій виявив можливі підходи до питання про класифікацію палей, яка відображає характер їх роботи залежно від довжини, жорсткості поперечного перерізу і стану напружено-деформованого середовища – ґрунту.

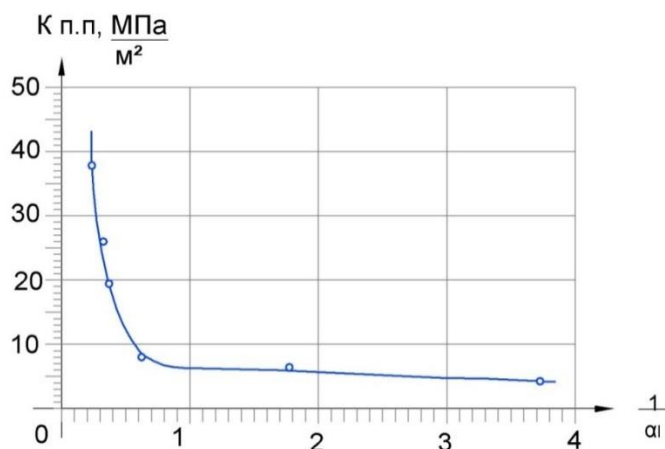


Рис. 2.10. Графік залежності граничних значень коефіцієнта пропорційності від розмірів палі

При розрахунках паль по граничних станах найдоцільніше використати при оцінці її гнучкості вираження, що приймається для Вінклеровської основи з урахуванням довжини палі. При цьому реальним умовам роботи паль відповідатиме градація, при якій їх слід віднести до гнучких, якщо $\Gamma \geq 3,5$, і до жорстких, якщо $\Gamma < 1,5$.

$$\Gamma = (kd/EJ)^{1/5} \quad (2.3)$$

(позначення у формулі (2.3) аналогічні тим, що приймаються у формулі (2.2).

У розрахунках по граничних станах велике значення має опір ґрунту у верхній частині основи, визначуване часто по Ш. Кулону або В. В. Соколовському з урахуванням просторового ефекту роботи поодинокій палі.

Існує велика кількість рекомендацій за визначенням коефіцієнта просторовості K_{np} і зазвичай придатного для умов, в яких проводився експеримент.

В результаті проведених досліджень запропонована якісно нова формула обліку просторової роботи поодинокій палі залежно від діаметру палі і глибини зони граничного стану, яка в принципі дає хороший збіг з досвідченими даними і деякими рекомендаціями:

$$K_{np} = 1 + (1/3)(l_n/d) \quad (2.4)$$

де l_n – глибина зони граничного опору ґрунту основи, що приймається залежно від якості ґрунтів і жорсткості палі;

$$\begin{aligned} l_n &= (2/3)l_e, \text{ якщо } \alpha l \leq 3,5 \\ l_n &= (1/3)l_e, \text{ якщо } \alpha l > 3,5. \end{aligned} \quad (2.5)$$

В формулах (2.4) і (2.5) d – діаметр палі, м;

l_e – ефективна довжина палі, м; приймається для паль короткої і середньої довжини $l_e = 1$, для довгих $l_e = 3/\alpha$.

Недоліком її є лише ступінчаста зміна K_{np} при переході від однієї розрахункової категорії до іншої, що може бути усуненою шляхом завдання аналітичного або графічного зв'язку (рис. 2.11) між K_{np} і жорсткістю палі, що відображає певною мірою співвідношення між висотою зони граничного стану і діаметром палі.

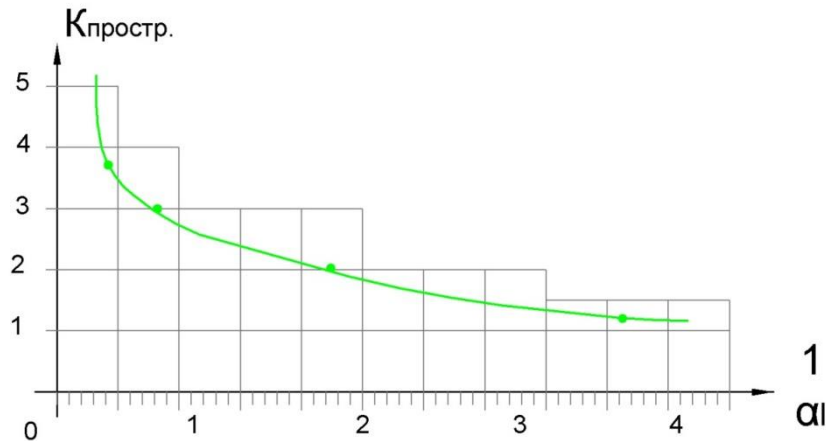


Рис. 2.11. Графік залежності $K_{простр}$ від показника жорсткості

Таким чином, виконаний аналіз експериментальних досліджень моделей гравітаційно – пальових споруд дозволив виявити ряд цікавих і важливих особливостей даних конструкцій :

- здатність сприймати горизонтальне навантаження (при одних і тих же горизонтальних зміщеннях) у комбінованій споруди вище, ніж у традиційного з фундаментною плитою;
- несуча здатність комбінованій споруди залежить від жорсткості затискання голови палі в плиті (чим вище жорсткість затискання, тим вище горизонтальна опірність конструкції);
- вичерпання несучої здатності гравітаційно – пальової конструкції відбувається при набагато більших переміщеннях, ніж у традиційної споруди;
- для визначення напружено-деформованого стану пальових опор істотне значення мають горизонтальні навантаження (тертя, що трансформуються в сили, по контакту з фундаментною плитою) і моменти, що вигинають, що передаються на пальову основу гравітаційною частиною споруди.

3. Сучасний стан і проблеми теоретичного дослідження взаємодії підірних стінок портових гідротехнічних споруд з ґрунтовим середовищем на різних етапах їх експлуатації

3.1. Аналізування напрямів розвитку теоретичних методів дослідження портових споруд

3.1.1. Методи теорії суцільного середовища

Основоположними для цього напрямку стали роботи П. А. Міняєва, М. П. Пузиревського, К. Терцаги, М. М. Герсєванова. Вони обґрунтували принципову можливість описувати напружено-деформований стан ґрунтового масиву, взаємодіючого із спорудою, за

допомогою рішень теорії пружності. Розвитком цих ідей стали роботи М. Н. Гольдштейна, М. І. Горбунова-Посадова, К. Є. Єгорова, Д. Є. Польшина, В. О. Флорина, М. А. Цитовича, В. О. Гришина, І. П. Бойка, В. В. Ковтуна, О.В. Школа та інших дослідників. Рішення теорії пружності задовільно узгоджуються із спостереженнями у разі монотонного навантаження однорідної основи умовно обмеженої товщини. Розбіжності збільшуються при рості інтенсивності напруги і появі в ґрунтовому масиві локальних зон граничної рівноваги. Як показав В. О. Флорин¹³, допустимість застосування рішень теорії пружності до розрахунку фундаментів визначається співвідношенням розмірів областей граничної рівноваги і ширини споруди.

Останнім часом в чисельних розрахунках перевага віддається методу кінцевих елементів (МКЕ), виняткова ефективність якого зумовила широке його застосування для різноманітних розрахунків конструкцій, споруд і ґрунтових середовищ.

Строгу постановку задачі одним з перших здійснив П. П. Аргунов¹⁴, який звів задачу про визначення напруги на вертикальній і гладкій задній грані жорсткої підпірної стінки при горизонтальній поверхні засипки до задачі теорії пружності з накладенням рішень для двох напівплощин. Моделі основ у вигляді лінійно деформованого неоднорідного середовища створювалися з метою досягнення відповідності між розрахунковими і фактичними деформаціями основи шляхом призначення характеристик середовища у вигляді певних, наперед заданих функцій координат. Уперше модель основи у вигляді неоднорідного по глибині напівпростору, ймовірно, запропонував Г. К. Клейн¹⁵.

Б. М. Баршевський¹⁶, ґрунтуючись на моделі середовища, близької до моделі Г. К. Клейна, розробив методи визначення контактної напруги по підшві фундаменту, розрахунку осідань, горизонтальних зміщень і крену споруд. С. Г. Лехницький¹⁷ розглянув узагальнену

¹³ Флорин В.А. Основы механики грунтов. М. -Л.: Госстройиздат, т. 1, 1959. 357с.; т. II, 1961. 543 с.

¹⁴ Аргунов П.П. Метод комбинированного применения теории упругих и пластических деформаций к расчету давления грунта на подпорные стены. *Известия АН СССР, ОТН*, 1942, № 10. С. 36–45.

¹⁵ Клейн Г.К. Строительная механика сыпучих тел. Москва : Строиздат, 1977. 275 с.

¹⁶ Баршевский Б.Н. Определение осадок и горизонтальных смещений гидротехнических сооружений, возводимых на грунте с переменным по глубине модулем деформации. ТрудыЛИЭИ. Вып.50. Д.: Изд-во Ленинградского университета, 1965. С. 113–132.

¹⁷ Лехницький С.Г. Радиальное распределение напряжений в клине и полуплоскости с переменным модулем упругости. МП и П. т. XXVI. Вып. 1, 1962. С. 672–677.

задачу про напружений стан напівплощини, модуль деформації якої є безперервна функція координат.

Строге рішення задачі про дію зосередженої сили на напівплощину, заповнену нестискуваним матеріалом із статичним зміцненням, уперше отримане В. В. Соколовським¹⁸, М. В. Малишевим¹⁹. розглянута задача про дію зосередженої сили на напівплощину, що нелінійне деформується, при статичних законах формозмінення і зміни об'єму. Ю. К. Зарецький²⁰ розглянув плоску контактну задачу для неоднорідного фізично нелінійного середовища.

Широке поширення при рішенні задач пружно пластичності отримала білінійна залежність між напругою деформаціями. Вона добре апроксимує криволінійні залежності, характерні для твердих матеріалів. Білінійну залежність при аналізі напруженого стану ґрунтового середовища використав В. В. Гапонов. Нелінійні фізичні залежності застосував Г. Каудерер²¹.

Рішення в замкнутому середовищі отримані авторами тільки для простих випадків: одновимірні задачі, чисте зрушення, гідростатичний напружений стан. До істотних особливостей деформації ґрунтів слід віднести вплив середньої напруги на величину деформацій зрушення.

Усі розглянуті лінійні і нелінійні моделі не відображають в явній формі цю особливість ґрунтового середовища. Тому моделі, що враховують вплив внутрішнього тертя на процес деформації середовища, представляють особливий інтерес для розрахунків основ і ґрунтових засипок споруд.

Модель О. І. Боткіна²² була, ймовірно, першою моделлю, в якій ґрунт розглядався як середовище з істотним внутрішнім тертям, що проявляється в дограничній стадії деформації. Закон зміни об'єму ухвалений О. І. Боткіним у вигляді лінійної залежності між кульовими тензорами $\sigma_o = k \cdot \varepsilon_o$.

Закон формозмінення враховує вплив середньої напруги і описується дрібно-лінійною функцією,

¹⁸ Соколовский В.В. Статика сыпучей среды. Москва : Наука, 1990. 272 с.

¹⁹ Малышев В.М. Распределение напряжений и деформаций нелинейно-деформируемом основании, нагруженном сосредоточенной силой. *Основания, Фундаменты и механика грунтов*, 1963, № 3. С. 7-10.

²⁰ Зарецкий Ю.К. Лекции по современной механике грунтов. Ростов-на-Дону, Изд-во Ростов. ун-та, 1989. 608 с.

²¹ Каудерер Г.М. Нелинейная механика. Изд-во иностранной литературы, 1961. 117 с.

²² Боткин А.И. Исследование напряженного состояния в сыпучих и связных грунтах. *Известия ВНИИГ*, т. 24. Л. : 1939. С. 215–225.

$$\tau_0 / \sigma_0 = A \cdot \gamma_0 / (B + \varepsilon_0) \quad (3.1)$$

де σ_0 , τ_0 і γ , ε_0 – напруга і деформації по октаедричних площах (рівно похилих до головних осей), кПа.

Відмічені роботи намітили принципово новий підхід до розрахунку основ, що дає можливість уточнити їх роботу за рахунок введення точніших, хоча і складніших фізичних залежностей.

Фундаментальна властивість дисперсних середовищ змінювати об'єм при зрушенні експериментально виявлена О. Рейнольдсом ще в 1885 р. З тих пір робилися спроби окремих дослідників відобразити цю властивість в математичних моделях ґрунтів. Реальна нагода врахувати ділатансію в інженерних розрахунках трапилася тільки з появою сучасних комп'ютерних програмних комплексів і лабораторного устаткування, за допомогою якого можна визначити необхідні експериментальні параметри. Під ділатансійними співвідношеннями зазвичай розуміють залежність між напругою і взаємозв'язаними між собою деформаціями зрушення і об'єму. Першими ділатансійними співвідношеннями деформаційного типу, ймовірно, можна рахувати запропоновані Т. М. Ломизе і його учнями нелінійні фізичні залежності, що описують закономірності зміни об'єму.

В них об'ємні деформації пропонувалося шукати експериментально у вигляді функції середньої напруги σ_0 , інтенсивності напрузі, σ_1 і параметра Ломе $\mu_\sigma : \varepsilon_0 = \varepsilon_0(\sigma_0, \sigma_1, \mu_\sigma)$. Цікаву і перспективну ділатансійну модель пружно пластичності сипкого ґрунтового середовища, що описує її граничну і дограничну деформацію, розробив В. В. Ковтун²³. У ній природи деформацій $\{de\}$ складаються з пружних $\{d\varepsilon^e\}$ і пластичних $\{d\varepsilon^p\}$ частин (як останні прийняті деформації взаємного прослизання частинок середовища), а умова граничного стану середовища прийнята у формі Кулона-Мору.

Визначальні фізичні рівняння середовища прийняті у вигляді встановлюваних експериментально залежностей між відношенням напруги і відношенням приростів деформацій по майданчиках максимального відхилення

$$\tau_p / \sigma_p = \mu \left(-d\varepsilon_p^s / dv_p^s \right) \quad (3.2)$$

чи по головній напрузі

$$\sigma_1 / \sigma_3 = x \left(-d\varepsilon_3^s / dv_1^s \right). \quad (3.3)$$

²³ Ковтун В.В. Нелинейные методы расчета обратных засыпок причальных сооружений с учетом эксплуатационных факторов : дисс. ... докт. техн. наук. Хмельницкий : ЗГИ, 1989. 321 с.

3.1.2. Контактні моделі системи «споруда – ґрунтове середовище»

Разом із класичними методами розрахунків підпірних стін, що включають дослідження напружено-деформованого стану в усьому масиві ґрунту основи і засипки, в теорії взаємодії споруди з ґрунтом широке застосування знаходять контактні моделі. Використання контактних моделей призводить до простіших розрахункових схем, різкому скороченню часу рахунку за допомогою комп'ютерних програм при цілком задовільному збігу результатів випробувань з розрахунками, а в деяких випадках є єдино можливим способом рішення конкретної задачі.

Експериментальну базу для побудови контактних моделей складають результати досліджень взаємодії балок, плит і паль з ґрунтом. У такій моделі основи початкова інформація міститься в залежності між реактивним (контактним) тиском, що передається по бічній поверхні балки (плити) на основу, і переміщенням в точці контакту з цією поверхнею. Параметром пропорційності в контактній моделі основи служить коефіцієнт постелі, який залежно від виду напруженого стану розрізняють для стискування або зрушення.

Найбільшу популярність здобула контактна модель основи, в якій приймається пряма пропорційність між вертикальним тиском і осіданням. Гіпотеза прямої пропорційності, запропонована М. І. Фуссом і Є. Вінклером, була згодом застосована Х. Циммерманом для розрахунку залізничних шпал.

У контактну модель Вінклера надалі вносилися численні уточнення і доповнення. Ускладненням одне параметрової моделі Вінклера є двох параметрові моделі М. М. Филоненко-Бородича .

В. О. Барвашов і В. Г. Федоровський²⁴ запропонували трипараметрову модель, в якій модель Филоненко-Бородича з двома коефіцієнтами постелі покривається шаром Вінклеровських пружин. Ця модель має розподільну здатність з монотонним убаванням осідань у міру видалення від місця прикладання навантаження, задовольняє прагненню навантаження до деякої кінцевої величини (осідання в одновимірній задачі) при безмежному розширенні площі прикладання рівномірного одиничного навантаження і, нарешті, приводить до розриву осідання в місцях розривів навантаження.

Приведені вище контактні моделі основи використовуються в розрахунках горизонтальних фундаментів при дії вертикальних

²⁴ Барвашов В.А., Федоровский В.Г. Трехпараметрическая модель ґрунтового основания и свайного поля, учитывающая необратимые структурные деформации ґрунта. Основания, Фундаменты и механика ґрунтов, 1978, № 4. С. 17–20.

навантажень. При опису взаємодії з ґрунтом вертикальних елементів (плит, балок), навантажених горизонтальним навантаженням, навіть у разі однорідного ґрунту необхідно враховувати зміну його опірності по глибині. Цей облік здійснюється залежністю коефіцієнта постелі (вертикального) від глибини, причому найчастіше за лінійним законом. Подальше введення в такий коефіцієнт постелі деякої функції зміщення дає можливість відображення нелінійного характеру деформації основи.

Контактна модель основи, як відмічає М. О. Цитович, дає найбільш близькі до дійсності дані при розрахунку конструкцій, що спираються, на сильно стискаючі основи при невеликій потужності стиснутої товщі. На думку Ф. О. Флорина, спосіб коефіцієнта постелі тим краще відповідає дійсності, чим більше властивості ґрунтів основи наближаються до властивостей води, тобто, чим менше опір ґрунтів зрушенню, тим більше області граничного стану.

3.1.3. Методи теорії граничної рівноваги ґрунтового середовища

Для визначення тиску ґрунту на підпірну стінку, починаючи з часів Кулона і до теперішнього часу, використовується теорія, яка дозволяє встановити тільки нижній і верхній межі тиску ґрунту без урахування його деформацій і переміщень споруди. Створена більше 200 років тому теорія Кулона, розвинена багатьма іншими дослідниками, продовжує використовуватися на практиці, незважаючи на свої недоліки і навіть появу строгішої в математичному відношенні теорії граничного напруженого стану.

Основний недолік теорії Кулона полягає в тому, що вихислений по ній тиск ґрунту у ряді випадків не відповідає дослідним даним із-за наближеності прийнятих в ній передумов. При цьому значення тисків, отриманих по теорії Кулона, відхиляються від даних точнішої теорії граничної рівноваги для активного тиску у бік його заниження, а для пасивного – у бік завищення, що особливо небезпечно при забезпеченні стійкості споруд. Збіг значень активного і пасивного тисків ґрунту по обох теоріях виконується тільки для вертикальної гладкої жорсткої стінки з горизонтальною вільною поверхнею ґрунту засипки або основи. Найбільш значні розбіжності спостерігаються при похилих шорстких поверхнях стінок (для активного тиску в деяких випадках вони досягають від 25 до 30 %, а для пасивного ще більше).

Враховуючи, що в практиці портового гідротехнічного будівництва найширше поширені набережні з вертикальними передніми і тилловими гранями (тонкостінні споруди, стінки з кладки масивів або масивів-гігантів, набережні з паль оболонки і тонкостінних елементів куткового профілю і т. і.) і горизонтальними

поверхнями дна і ґрунту засипки, в ряді розрахункових методів таких споруд ефективна простіша теорія Кулона для визначення активного і пасивного тиску ґрунту. Підхід Ш. Кулона, заснований на розгляді граничної рівноваги «затверділої» частини масиву, отримав розвиток в роботах Ж. Понселе, К. Кульмана, У. Ренкіна, Г. Крейя, М. М. Герсеванова, В. Феленіуса, І. П. Прокоф'єва, Г. К. Клейна, П. Д. Євдокимова, Г. А. Дуброва, П. І. Яковлева. Ними створені прості інженерні методи рішення задач за оцінкою загальної стійкості, визначення активного і пасивного тисків ґрунту на підпірні стіни.

Численні дані дослідів з підпірними стінками показують, що поверхні обвалення носять явно виражений криволінійний характер, особливо при їх зміщеннях у бік ґрунту. У зв'язку з цим визначення граничного бічного тиску ґрунту на стінку по теорії граничного напруженого стану з криволінійними площинками ковзання є більше переважним в порівнянні з класичною теорією тиску ґрунту Кулона, що припускає прямолінійні поверхні ковзання.

На початку ХХ століття теорія граничного напруженого стану отримала подальший розвиток в роботах Ф. Кеттера. Спроби побудови зручних інженерних методів розрахунку на основі безпосереднього використання цих диференціальних рівнянь робляться і до теперішнього часу. Після Ренкіна і Кеттера найбільш важливі результати теорії граничного напруженого стану були отримані Л. Прандтлем і К. В. Самсоновим. Створення загальної теорії граничного напруженого стану було завершено в статтях В. В. Соколовського, опублікованих у кінці тридцятих років (і в наступні три десятиліття), в його відомій монографії, що вийшла багатьма виданнями^{25,26}, а також в працях С. С. Голушкевича²⁷.

Принциповим недоліком розглянутих методів теорії граничного напруженого стану є «бездеформативність». Вилучення з розгляду деформацій не дозволяє врахувати особливості взаємодії споруди з ґрунтовим масивом в дограничній стадії роботи і отримати доказ єдності рішення в граничній стадії. Отже, ці методи не можуть бути основою для вирішення задачі оцінки напружено-деформованого стану основ і засипок з урахуванням їх спільної роботи з елементами конструкцій на усіх етапах будівництва, реконструкції і технічної експлуатації споруд.

²⁵ Соколовский В.В. Статика сыпучей среды. Москва : Наука, 1990. 272 с.

²⁶ Соколовский В.В. Теория пластичности. Москва : Гостехориздат, 1950. 243 с.

²⁷ Голушкевич С.С. Статика предельных состояний грунтовых масс. Москва : Гостехиздат, 1955. 272 с.

3.1.4. Методи, що враховують переміщення і деформації споруди

Одним з перших пропозицію про взаємний облік зміщень підпірної стінки і тиску ґрунту на неї зробив М. М. Давиденков²⁸ ще в 1927 р. Пізніше М. П. Пузыревський²⁹ вивів залежність для визначення бічного тиску ґрунту, що знаходиться в стані пружної рівноваги, на вертикальну підпірну стінку при горизонтальній поверхні засипки, яка має вигляд

$$E = 0,5 \cdot \gamma \cdot H^2 / (1 + 0,5 \cdot \pi \cdot \sin \phi) \quad (3.4)$$

де H – висота стінки, м,
однак, не вказав, при яких зміщеннях може бути застосовна ця формула.

Емпіричним шляхом І. В. Яропольський³⁰ отримав залежність

$$E = 0.1077 \cdot \gamma \cdot H^2 / (u + 0.000001)^{0.111} \quad (3.5)$$

де u – зміщення стінки, мм,

з умови, що коефіцієнт бічного тиску на нерухому стінку дорівнює одиниці (очевидно, це припущення суперечить фізиці даного явища).

Для обліку зміни особливості відпору ґрунту у міру збільшення горизонтальних зміщень підпірної стінки В. О. Флориним запропонований наближений спосіб, що базується на припущенні, що ущільнення ґрунту відбувається в межах деякої вертикальної смуги, прилеглої до контактної грані стінки і обмеженою поверхнею ґрунту і площиною випинання. Така модель і засновані на ній розрахункові залежності дозволяють лише ілюструвати порядок зміщень (чи тисків), але зважаючи на цілий ряд грубих допущень мало придатні для використання в інженерній практиці.

Е. Дембицький і О. Тейхман розглядають так званий «збуджений» тиск, що виникає в початковій стадії деформації ґрунту при переміщенні на нього стінки, яке пропонується визначати по залежності

$$E' = E_0 + \omega_1 \cdot (E_p - E_0) \quad (3.6)$$

де E_0 і E_p , кПа – тиск спокою і пасивний (граничний) тиски відповідно;

ω_1 – коефіцієнт функції її переміщення споруди, тобто, $\omega_1 = f(\bar{u})$.

²⁸ Давиденков Н.Н. О давлении земли на подпорные стенки. *Известия научно-мелиоративного института*, Вып. 27, 1927. С. 68–77.

²⁹ Пузыревский Н.П. *Фундаменты*. Госстройиздат. 1934. 120 с.

³⁰ Яропольский И.В. Лабораторные исследования давления песка на стенку. *Тр. / ЛИИВТ*. Вып. 2. 1933.

Тут $\bar{u} = u / u_c$, а u і u_r , мм – переміщення при «збудженому» і пасивному тиску.

Відомі також і інші численні методи, що дозволяють в тій чи іншій мірі врахувати деформований стан споруди при оцінці його силової взаємодії з ґрунтовим середовищем. Їх зручно згрупувати на основі тієї розрахункової моделі ґрунту, яка реалізується при визначенні його дії (активного або реактивного) на споруду. Ускладнений варіант теорії Кулона за визначенням тиску ґрунту на стінку залежно від виду її переміщення запропонував Г. А. Дуброва. При розрахунку цим методом загальний тиск ґрунту на стінку вважається рівним тиску по Кулону і не міняється при зміщеннях напірної грані споруди, а епюру тиску на цю грань можна отримати, виходячи з лінійного закону зміни кутів нахилу площини ковзання для різних рівнів, в межах від $45^\circ + \varphi/2$ до $45^\circ - \varphi/2$. В іншому способі додатково враховується тиск на кожен майданчик по висоті стінки залежно від величини переміщення цього майданчика і коефіцієнта постелі. Незважаючи на достатню довільність основного допущення про постійність загального тиску ґрунту на стінку незалежно від характеру і величини її зміщення, остаточні результати розрахунків, виконані Г. А. Дуброва, близькі до дослідних.

І. Оде одним з перших встановив в дослідах залежність між характером деформації стінок і видом епюри тиску ґрунту. Він же запропонував визначати цей тиск шляхом складання епюр, отриманих при елементарних переміщеннях.

Професор П. І. Яковлев³¹ запропонував для урахування дограничних зміщень стінки підставляти в розрахункові формули розробленої ним технічної теорії граничного напруженого стану проміжні значення кутів мобілізованого внутрішнього тертя і тертя ґрунту по стінці, що відповідають зміщенню стінки. В результаті вдається, задаючись зростаючими значеннями зміщень споруди і прямо пропорційними їм значеннями вказаних кутів, простежити трансформацію дограничних призм в граничні.

3.2. Сучасні методи, що враховують змішаний напружений стан ґрунтового середовища, взаємодіючого з підпірною стінкою споруди

Перспективним напрямом, що дозволяє уникнути ігнорування одночасного виникнення в ґрунтовому середовищі, що взаємодіє з

³¹ Яковлев Л.И. Устойчивость транспортных гидротехнических сооружений. Москва : Транспорт, 1986. 191 с.

контактною гранню стінки, як зони граничного, так і дограничного напруженого стану являється розвиток методів, що враховують змішаний напружений стан ґрунтового середовища.

Істотно просунувся у вирішенні даної проблеми Ф. М. Шихієв^{32,33}, який розробив теоретичний метод визначення тиску ґрунту на підпирні стінки з урахуванням їх деформацій і за умови, що в піщаній засипці є області, що знаходяться в дограничному і граничному напруженому станах. Він набув нової початкової форми залежності між напругою і деформаціями в дограничному стані ґрунту

$$\tau = \left(v_{B_1 B_2} / v_{kp} \right) \cdot \sigma \cdot \operatorname{tg} \varphi \quad (3.7)$$

що враховує вплив середньої напруги, внаслідок чого коефіцієнт бічного тиску

$$\lambda_a = \left\{ 1 - \left[\sin \varphi (1 + \sin \varphi) \right] \cdot \left(v_{B_1 B_2} / v_{kp} \right) \right\} / \left\{ 1 + \left[\sin \varphi (1 - \sin \varphi) \right] \cdot \left(v_{B_1 B_2} / v_{kp} \right) \right\} \quad (3.8)$$

визначається з урахуванням величини переміщень, а в граничному стані – по звичайному відношенню.

У приведених виразах:

$v_{B_1 B_2}$ – кут зрушення між потенційно можливими майданчиками ковзання;

s_1 і s_2 – потенційно можливі майданчики ковзання;

$2\alpha = \pi/2 - \varphi$, град, кут перетинання майданчиків ковзання;

v_{kp} – критичний кут перекоосу, град, при якому в зразку виникає граничний напружений стан, визначуваний експериментально за допомогою спеціально сконструйованого приладу.

Окрім зсувної, Ф. М. Шихієвим врахована і об'ємна деформованість ґрунту, виходячи з принципів гідроємностей або еквівалентної моделі. Характеристикою ґрунту, що відображає цей облік, є коефіцієнт стисливості.

У розвиток теорії Ф. М. Шихієва і для обліку так званого «історичного чинника» В. Т. Бугаєвим отримано наближене рішення

³² Шихиев Ф.М., Бугаев В.Т. Боковое давление грунта на подпорные стенки, смещающиеся в процессе образования засыпки. *Морские порты*, Вып. 9. Москва : Рекламинформбюро ММФ, 1976. С. 31–36.

³³ Шихиев Ф.М., Варгин М.Н. О критических смещениях ограждений, приводящих к предельному напряженному состоянию в засыпке. *Основания, Фундаменты и механика грунтов*, 1971, № 1. С. 3–5.

задачі про розподіл бічного тиску ґрунту по висоті жорсткої підпірної стінки, засноване на понятті про ефективні зміщення споруди. Під останнім розуміється частина повних зміщень, які виникають в процесі засипки пазухи під дією шару ґрунту, розташованого вище даного контактного перерізу.

У змішаній постановці розроблений розрахунковий алгоритм і складена програма А. К. Бугровим³⁴ для визначення епюри бічного тиску ґрунту на жорсткі підпірні стінки шляхом завдання величини і характеру їх переміщень як у бік зворотної засипки, так і від неї. При зміщеннях стін від ґрунту отримано зменшення тиску від побутового до активного по Кулону, а для проміжних станів характерні епюри із слабкою криволінійністю. При зміщенні стін на ґрунт необхідні для появи граничного стану зміщення виявилися в 4 – 5 разів більшими, ніж у разі руху від ґрунту. Ці результати відповідають дослідним даним і теоретичним представленням, згідно з якими для формування призми обвалення потрібні значно менші зміщення стіни, чим для формування призми випору. При повороті стін на ґрунт відносно низу отримані параболічні епюри, а при поступальному зміщенні – отримані слабке вгнуті у бік засипки епюри тисків.

Метод, розроблений М. П. Дубровським, заснований на змішаній (розглядається взаємодія зон граничного і дограничного напруженого стану ґрунту) постановці задачі визначення бічного тиску ґрунту на споруду.

Розрахункова модель, що лежить в основі кінематичного методу взаємодії споруди у вигляді жорсткої підпірної стінки, що має довільно нахилену до вертикалі (кут α_0) контактну грань, з ґрунтовою засипкою, денна поверхня якої в загальному випадку складає з горизонтом (кут β) і завантажена рівномірно розподіленим навантаженням інтенсивністю q , базується на наступних основних передумовах (рис. 3.1):

– вид напруженого стану в довільній точці на контакті споруди з ґрунтом визначається відношенням горизонтального зміщення $u(z)$ поперечного перерізу стінки, що включає цю точку і розташованого на глибині z від поверхні ґрунту в місці її перетину з контактною гранню споруди, до ординати z . При $u(z)/z < \alpha$ ґрунт в перерізі на глибині z знаходиться в дограничному, а при $u(z)/z > \alpha$ – граничному напруженому стані. Оскільки умови формування граничного напруженого стану ґрунту по усій контактній грані споруди (висотою

³⁴ Бугров А.К. О давлении несвязного грунта на жесткую стенку с учетом ее перемещения. *Основания, Фундаменты и механика грунтов*, 1972, № 5. С. 5–8.

H) і по її частині (на ділянці висотою z) аналогічні, на основі відомих експериментальних даних (дослідження І. В. Яропольського, Г. К. Клейна, І. П. Прокоф'єва, Д. Тейлора, К. Терцаги, П. І. Яковлева і інших) можна прийняти, що при утворенні активного тиску $\alpha = \alpha_0 \cong 0,01 - 0,0015 \alpha$ при виникненні пасивного тиску $\alpha = \alpha_0 \cong 0,01 - 0,03$;

– межа зон граничного і дограничного напруженого стану ґрунту (чи висота h зони контакту ґрунту, що знаходиться в граничному стані, із спорудою) може бути знайдена з умови $u(h)/h = \alpha$, для використання якого слід задати вид функції $u(z)$, визначуваною характером деформацій споруди (наприклад, для жорстких конструкцій ця функція лінійна, а при поступальних переміщеннях $u = \text{const}$ і $h = u/\alpha$);

– кути відхилення рівнодійної бічного тиску ґрунту від нормалі до контактної грані споруди і рівнодійною реактивного тиску масиву ґрунту позаду призми розпору (чи відпору) від нормалі до межі цієї призми приймаються для зони граничного напруженого стану висотою h відповідно рівними кутам внутрішнього тертя ґрунту φ і контактного тертя $\delta = k \cdot \varphi$ ($0 \leq k \leq 1$) а для зони дограничного напруженого стану висотою $H - h$ відповідно $\delta' \geq \varphi'$, причому

$$\delta' = \delta_0 = n(\delta - \delta_0), \quad \varphi' = \varphi_0 + n(\varphi - \varphi_0),$$

де n – параметр, залежний від співвідношення розмірів зон граничного і дограничного напружених станів ґрунту ($0 \leq n \leq 1$) і визначуваний відношенням $n = V_e / V$,

де V_e і V – відповідно об'єми призми ґрунту, що знаходиться в граничному стані, і усього ґрунту, що взаємодіє з контактною гранню споруди, визначувані з геометричних міркувань відповідно до придбаної форми поверхні ковзання;

φ_0 – умовний кут внутрішнього тертя зв'язного ґрунту при тиску в стані спокою (визначається по рекомендаціях, розглянутих нижче);

$\delta_0 = k \cdot \varphi_0$ – умовний кут контактного тертя при тиску в стані спокою.

Загальна схема отримання шуканого рішення базується на послідовному розгляді умов рівноваги граничною і дограничною зон напруженого стану ґрунту, що взаємодіє із спорудою, для його довільного проміжного деформованого стану.

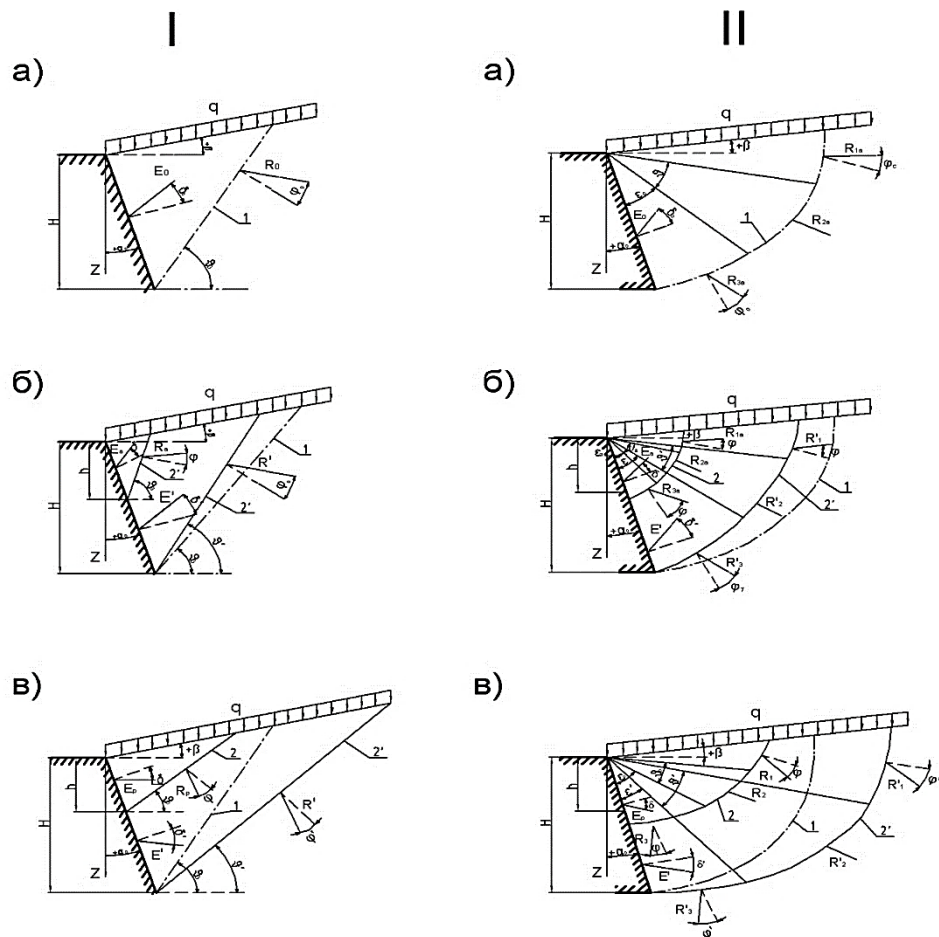


Рис. 3.1. До постановки змішаної задачі пружнопластичності при плоских і криволінійних (II) поверхнях ковзання

a – тиск ґрунту в стані спокою; б – тиск розпору; в – тиск відпору; 1 – умовна поверхня ковзання при тиску ґрунту в стані спокою; 2 – поверхня ковзання ґрунту в гранично напруженому стані; 2' – потенційна поверхня ковзання ґрунту в дограничному напруженому стані.

Для першої з них визначається не лише гранична складова її бічного тиску ґрунту на споруду, але і реакції з боку дограничної зони, що пролягає нижче, які на другому етапі, тобто при розгляді умов рівноваги дограничної зони, приймаються по відношенню до неї як зовнішні сили, що дозволяє знайти і дограничну складову E' тиску.

Рівнодійна E бічного тиску ґрунту на споруду може бути визначена для кожного поточного деформованого стану як сума двох її складових: граничної E_e , діючої на ділянці h , і дограничної E' , діючої на ділянці висотою $H - h$, відповідно до вираження

$$E = \left[E_e^2 + E'^2 + 2 \cdot E_e \cdot E' \cdot \cos(\delta_e - \delta') \right]^{1/2} \quad (3.9)$$

Тут і далі усі параметри, що відносяться до граничного стану ґрунту забезпечені індексом «е», а що характеризують дограничний стан – позначені штрихом.

При рішенні задачі, заснованої на гіпотезі про плоскі поверхні ковзання, з умови рівноваги призми ґрунту, що знаходиться в граничному напруженому стані отримано

$$E_e = \frac{L \cdot \sin \gamma}{\sin(\rho_e + \alpha_0 \pm \delta_e \pm \varphi_e)}; \quad R_e = \frac{L \cdot \sin \varepsilon}{\sin(\rho_e + \alpha_0 \pm \delta_e \pm \varphi_e)}; \quad (3.10)$$

Замінюючи дію вище розміщеної призми зв'язного ґрунту, що знаходиться в граничному напруженому стані, реакцією R_e , з умови рівноваги дограничної призми отримано

$$E' = \frac{N \cdot \sin k}{\sin(\rho' + \alpha_0 \pm \delta' \pm \varphi')}. \quad (3.11)$$

При криволінійних поверхнях ковзання з умови рівноваги призми ґрунту, що знаходиться в граничному напруженому стані отримано:

$$E_e = \frac{D \cdot \sin \omega}{\cos(-\varepsilon_e \pm \delta_e)}; \quad (3.12)$$

$$R_{1e} = \frac{M \cdot \sin \theta_{3e}}{\cos \varphi_e}; \quad (3.13)$$

$$R_{2e} = \frac{N \cdot \sin \eta}{\cos(\varepsilon_e \pm \varphi_e - \psi_e)}; \quad (3.14)$$

$$R_{3e} = \frac{D \cdot \sin \gamma}{\cos(\pm \delta_e - \varepsilon_e)}. \quad (3.15)$$

З умови рівноваги призми зв'язного ґрунту в дограничній зоні знайдено

$$E' = \frac{F \cdot \sin \omega'}{\cos(\varepsilon' \mp \delta')}. \quad (3.16)$$

Виконане зіставлення експериментальних і розрахункових (по розробленим автором кінематичним методам) даних показало їх прийнятну для інженерних розрахунків збіжність, що перевершує у

багатьох випадках спостережувану при використанні традиційних методів розрахунку.

Відаючи перевагу змішаній постановці задачі розрахунку взаємодії досліджуваних споруд з ґрунтовим середовищем, що відображає наявність і трансформацію областей граничного і дограничного напруженого станів останньої, представляється, що методи рішення такої задачі мають бути адаптовані до повсякденної практики проектування і технічної експлуатації і базуватися на розрахункових параметрах (характеристиках), визначуваних достовірними, надійними і добре випробуваними в лабораторних або натурних умовах методами. З цієї точки зору перспективним напрямом вдосконалення методів дослідження даних споруд є облік кінематичних чинників, що роблять істотний вплив на величини і характер розподілу навантажень від бічного тиску ґрунту, які передаванні на споруду.

Крім того, актуальним видається задача оцінки впливу основних розрахункових параметрів застосованої моделі :

- (а) геометричних (кутів нахилу контактної грані підпірної стінки до вертикалі, поверхні засипки до горизонту);
- (б) фізичних (кутів внутрішнього і контактного тертя ґрунту);
- (в) кінематичних (критерію переходу ґрунту в даній точці з дограничного в граничний напружений стан, що враховує переміщення даної точки).

3.3. Бічний тиск ґрунту в стані спокою як базовий параметр при розрахунку жорстких підпірних стінок

Бічний тиск ґрунту в стані спокою, разом з активним і пасивним тисками, є однією з основних характеристик, використовуваних при аналізі напружено-деформованого стану системи «підпірна стінка – ґрунтове середовище». Роль цього параметра особливо значна при розгляді жорстких або таких, що мало деформуються споруд, переміщення або деформації яких недостатні для реалізації граничного напруженого стану в ґрунтових масивах, що взаємодіють з ними.

В той же час, слід зазначити, що бічний тиск ґрунту в стані спокою вивчений доки недостатньо повно і усебічно. Тобто, має місце той факт, що напружений стан ґрунту навіть при нерухомій стінці може зазнавати трансформації залежно від напрямку і величини прикладеного до підпірної стінки зовнішнього навантаження. Ілюстрацією викладеному можуть служити графіки, залежності

коефіцієнта бічного тиску ґрунту від переміщень підпірної стінки які представлені на рис. 3.2.

З представлених залежностей видно, що тиск в стані спокою визначається не точкою на осі коефіцієнтів бічного тиску ґрунту, а відрізком на цій осі, від нижньої межі якого починається графік, що характеризує розпір, а від верхньої межі – графік, що характеризує тиск відпору ґрунту на стінку.

Слід зазначити, що величина цього відрізка не є величиною постійною, а залежить від фізичних характеристик ґрунту. Зокрема, для рихлого ґрунту зона тиску в стані спокою на осі коефіцієнтів бічного тиску значно більше зони, що відповідає щільному ґрунту.

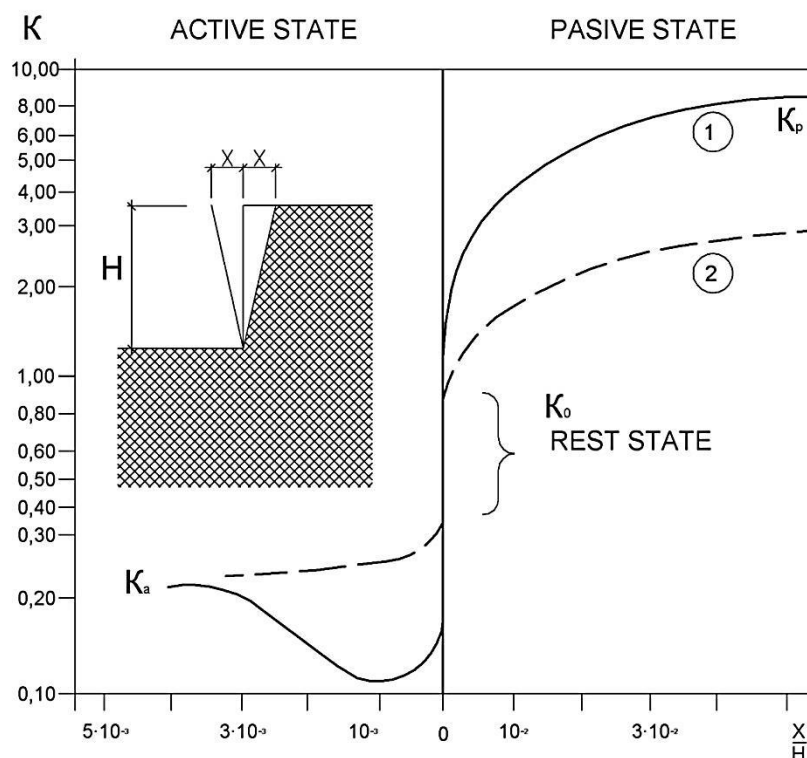


Рис. 3.2. Графіки залежності коефіцієнта бічного тиску ґрунту від переміщень підпірної стінки

Такі чинні нормативні документи – як міжнародні (наприклад, Єврокод 7, частина 1, Загальні стани по проектуванню в геотехніці³⁵),

³⁵ Eurocode 7. Part 1. Geotechnical Design, General Rules.4-th Version. European Committee for Standardization,1993. 114 p.

так і вітчизняні (що не втратив дію БНіП 2.06.07-87³⁶) не дають яких-небудь тлумачень відміченим обставинам. Втім, Єврокод 7 допускає використання деяких «проміжних» значень бічного тиску ґрунту (коли зміщення підпірної стінки недостатні для мобілізації граничних значень), не даючи обов'язкових жорстких рекомендацій по методах їх визначення. Вітчизняні ж норми рекомендують розраховувати тиск ґрунту в стані спокою як активний при деякому умовному куту внутрішнього тертя ґрунту (тобто вищезгаданий відрізок зони спокою на осі коефіцієнтів бічного тиску ґрунту має бути зведений до точки, співпадаючої з нижнім кінцем цього відрізка).

У раніше опублікованих роботах докт. техн. наук, проф. Дубровського М.П.³⁷ уперше було введено поняття так званого «порогу гравітації», обумовленого нерівністю значень тиску ґрунту в стані спокою, що відповідають потенційному переміщенню підпірної стінки в напрямках від ґрунту (при утворенні тиску розпору) і на ґрунт (при утворенні тиску відпору). Фізичний сенс цього параметра полягає в тому, що, якщо при зміщенні стінки від ґрунту призма розпору утворюється практично одночасно з початком зміщення як прояв дії сил тертя, чому сприяє сила тяжіння ґрунту, то при навалюванні стінки на ґрунт його сила тяжіння перешкоджає зміщенню і лише в результаті подолання цього чинника (який і запропоновано чисельно оцінювати значенням «порогу гравітації») проявляється дія сил тертя в ґрунті, що призводить до формування призми відпору.

До теперішнього часу не були виконані дослідження, спрямовані на якісний і кількісний аналіз відміченого чинника, усебічну оцінку його впливу на умови роботи і техніко-економічні параметри підпірних стінок, що зумовило актуальність проблематики, що розглядалася нижче.

Оскільки тиск ґрунту в стані спокою є важливою відправною точкою при визначенні напружено-деформованого стану системи «підпірна стінка – ґрунтове середовище» у багатьох інженерних розрахунках і при проектуванні дуже відповідальних конструкцій (глибоководні причали і портові захисні споруди, стінки сухих доків, транспортні тунелі та ін.), то вдосконалення методів визначення цього

³⁶ СНиП 2.06.07-87. Подпорные стены, судходные шлюзы, рыбопропускные и рыбозащитные сооружения. (Підпірні стіни, судноплавні шлюзи, рыбопропускні та рибозахисні споруди). Госстрой СССР. Москва : ЦИТП Госстроя СССР, 1987. 40

³⁷ Омельченко Ю.М., Дубровский М.П., Пойзнер М.Б. Портовые гидротехнические сооружения, эксплуатируемые в экстремальных условиях. Москва : ВНИИОЭНГ, 1991. 194 с.

базового параметра істотно впливає як на надійність споруди, так і на його техніко-економічні показники.

Таким чином, важливим завданням, рішення якого повинне сприяти підвищенню ефективності технічної експлуатації досліджуваних споруд, і збільшенню точності розрахунку конструкції, є вдосконалення методів визначення бічних навантажень на підпірну стінку споруди, тобто навантажень від тиску розпору ґрунту, залежних значною мірою від кінематики системи «споруда – ґрунтове середовище».

Як показав аналіз відомих методів і підходів до рішення цієї задачі, одним з перспективних напрямлень являється розгляд і рішення змішаної задачі, яка урахує виникнення, одночасне існування і взаємодію в ґрунтовому середовищі областей граничного і дограничного напружених станів.

4. Вдосконалення гравітаційно-пальових споруд і методів їх технічної експлуатації

4.1. Кінематичний аналіз роботи підпірної стінки гравітаційно-пальної споруди

Останніми роками отримали розвиток кінематичні методи аналізу напружено-деформованого стану системи «підпірна стінка – ґрунтове середовище», засновані на розробленій проф. Дубровським М. П.² моделі змішаного напруженого стану ґрунту, що взаємодіє із спорудою. Оскільки гравітаційно-пальові споруди характеризуються незначною деформованістю і, відповідно, наявністю зон як дограничного, так і граничного напруженого стану в ґрунтовому масиві, що взаємодіє з ними, то застосування вищезгаданої моделі при проектуванні і розрахунку даних споруд є актуальним і доцільним.

Новизна розроблених кінематичних методів зумовила необхідність вивчення і аналізу логічності і достовірності результатів їх застосування, а також ефективності, економічності і універсальності розробленого розрахункового алгоритму і обчислювального апарату³⁸.

Для досягнення поставленої мети були вирішені наступні завдання:

– досліджувано якісний і кількісний вплив узагальнених переміщень споруди на напружений стан ґрунтового середовища, яке

³⁸ Дубровский М.П. Определение бокового давления грунта на подпорную стенку с учетом кинематики сооружения. Основания, фундаменты и механика грунтов, 1994, № 2. С. 5–8.

з ним взаємодіє, а також вклад граничної і дограничної складових бічного тиску ґрунту у величину і характер результуючого тиску;

– вивчено міра і характер впливу використовуваних розрахункових параметрів системи на отримувані результати;

– визначені доцільні сфери застосування розрахункових алгоритмів і програм, що реалізують гіпотези про плоскі і криволінійні поверхні ковзання;

– проаналізовано вплив на кінцевий результат точності завдання параметра α , використовуваного як критерій переходу ґрунту в даній точці на контакт із спорудою в граничний напружений стан, і порівняти його з впливом точності завдання фізико – механічних характеристик ґрунтів, визначуваних експериментально.

Чисельне експериментування проводилося з підпірною стінкою висотою 15 м, контактна тилова грань якої, схилена до вертикалі під кутом α_0 , взаємодіє з піщаною засипкою, поверхня якої, завантажена розподіленим навантаженням інтенсивністю q , складає з горизонтом кут β .

Слідуює відмітити, що постільки вплив вказаних параметрів на взаємодію підпорної стінки з ґрунтовим середовищем достатньо повно та усебічно досліджено при фізичному моделюванні таких споруд, то в даному випадку увага концентрувалася на «обкатці» розроблених методів при різних фізично можливих значеннях розрахункових параметрів та уточнення «чутливості» до них застосованого математичного апарату.

Для усіх вказаних варіацій початкових параметрів були визначені залежності тиску розпору і відпору як від поступальних переміщень контактної грані споруди (у інтервалах переміщень відповідно від 0 до $U_a = \alpha_a H$ і від 0 до $U_p = \alpha_p H$), так і від величини повороту (кут ρ з вертикаллю) контактної грані стінки від ґрунту засипки і на ґрунт для двох гіпотез про форму поверхні ковзання (плоскою і криволінійною).

4.2. Основні результати чисельних експериментів

Як показують виконані розрахунки, залежності граничної E_e , дограничної E' складових бічного тиску, а також їх результуючій E від узагальнених переміщень споруди в усіх розглянутих випадках мають криволінійний характер (це ілюструється графіками на рис. 4.1 – 4.3, отриманими для розпирного і відпорного тиску як при плоских, так і при криволінійних поверхнях ковзання).

Ці залежності не суперечать фізичному сенсу даного явища і відповідають логіці прийнятої розрахункової моделі. Передгранична складова в початковий момент даного процесу, тобто при нерухомій

стілці ($U = 0$), співпадає з тиском ґрунту в стані спокою, потім у міру збільшення зміщень споруди її значення зменшується (за рахунок переходу частини ґрунту в граничний напружений стан) і при зміщеннях $U = U_e = \alpha H$, коли увесь ґрунт, що взаємодіє з контактною гранню стінки, переходить в граничний стан, дорівнює нулю.

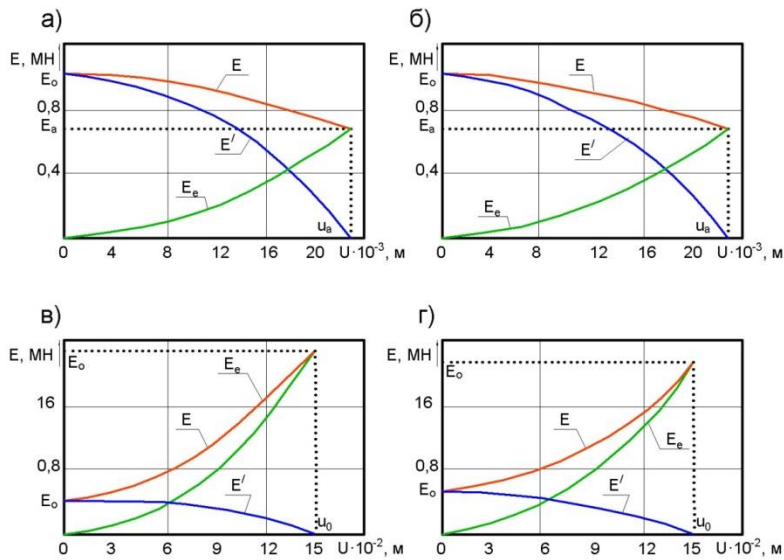


Рис. 4.1. Залежності результуючого (E) бічного тиску ґрунту і його граничної E_e і дограничної (E') складових від поступального переміщення споруди в напрямі від ґрунту (а, б) і на ґрунт (в, г) а, в – при плоских поверхнях ковзання, б, г – при криволінійних поверхнях ковзання

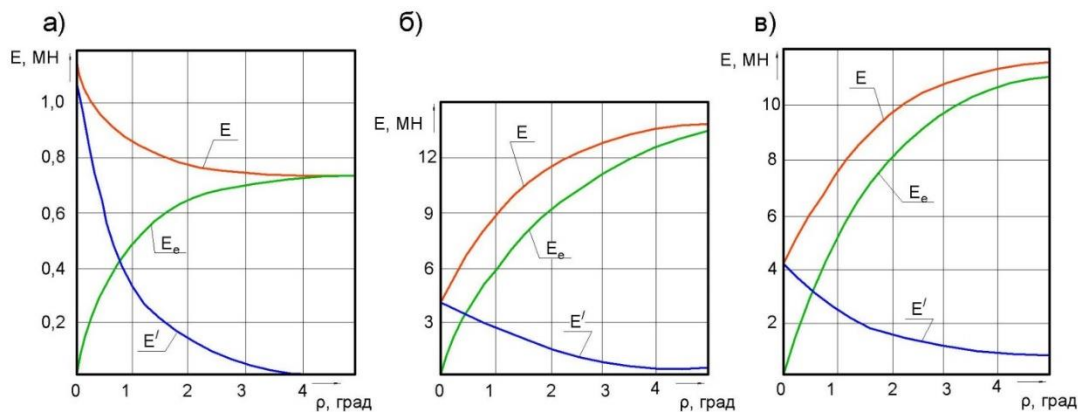


Рис. 4.2. Залежності результуючого (E) бокового тиску ґрунту і його граничної (E_e) і дограничної (E') складових від повороту стінки відносно її низу в напрямленні від ґрунту (а) і на ґрунт (б, в) б – при плоских поверхнях ковзання, в – при криволінійних поверхнях ковзання (в обох випадках $m = 0,75$)

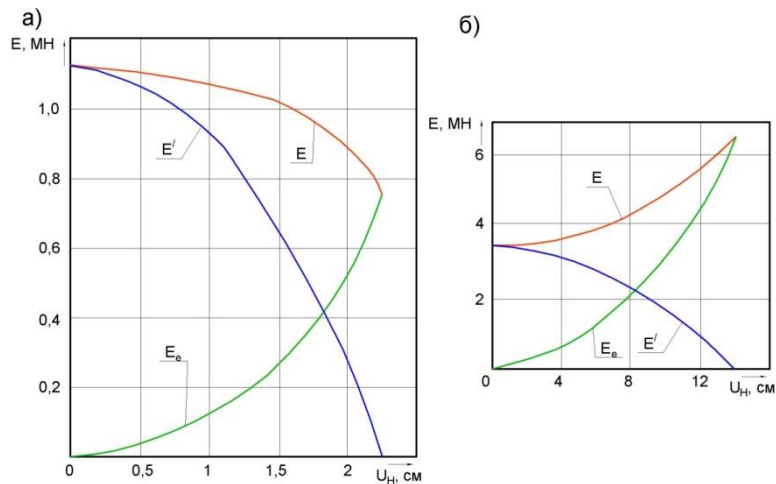


Рис. 4.3. Залежності бічного тиску ґрунту на споруду від куту його повороту відносно верху, поєднаного з поступальною компонентою переміщення (U_0)

a – розпирний тиск при $U_0 = 0,2$ см; б – відпорний тиск при $U_0 = 1,5$ см.

Гранична складова тиску, що має нульове значення при нерухомій стінці, зростає зі збільшенням зміщень споруди і при граничних зміщеннях U_e досягає максимального значення – активного або пасивного тиску. Результируючий тиск E в кожній точці графіку « $E - u$ » є векторною сумою складових E' і E_e . Значення E відповідно до вище описаних особливостей залежностей « $E' - u$ » і « $E_e - u$ » змінюється від значення тиску ґрунту в стані спокою до значення максимального тиску ґрунту в граничному напруженому стані, тобто зменшуючись до активної при зміщеннях споруди від ґрунту або збільшуючись до пасивного при насуванні стінки на ґрунт.

Зіставлення графіків залежності бічного тиску ґрунту від узагальнених переміщень споруди (наприклад, рис. 4.1 і 4.2) дозволяє зробити важливий висновок про істотний якісний і кількісний вплив виду узагальненого переміщення. Так, при поступальному зміщенні графік « $E - u$ » обернений опуклістю вгору для тиску розпору і угнутістю вгору для тиску (при будь-якій формі поверхні ковзання) відпору. При нахилі ж стінки від вертикалі (поворот відносно нижньої осі споруди) якісний характер графіків змінюється: крива залежності « $E - \rho$ » обернена угнутістю вгору для тиску розпору і опуклістю вгору для тиску (також при будь-якій формі поверхні ковзання) відпору. Характерними для досліджених моделей і споруд є залежності, подібні до отриманих нами для стінок, що переміщуються з нахилом відносно вертикалі (рис. 4.2)

Враховуючи, що і в натурних умовах не доводиться чекати ідеально поступальних переміщень споруд, що взаємодіють з ґрунтовим середовищем (особливо споруд, розташованих на нескельних ґрунтах основи), можливо зробити висновок, що при розрахунках навантажень від бічного тиску ґрунту необхідно враховувати складову переміщення, обумовлену нахилом контактної грані на ґрунт або від нього.

Залежності бічного тиску (розпору і відпору) ґрунту від узагальненого переміщення споруди при повороті останнього відносно верхньої осі, поєднаного з невеликою поступальною компонентою переміщення (а при «чистому» повороті відносно верху напружений стан може бути тільки однорідним – дограничним, якщо $tg \rho < \alpha$, і граничним, тобто активним або пасивним, якщо $tg \rho \geq \alpha$, що обумовлено постійністю відношення $U(Z)/Z$ по усій висоті контактної грані стінки), подібні до залежностей « $E - u$ » (рис. 4.3).

Це пов'язано з тим, що при малих кутах повороту ($tg \rho < \alpha$) утворення і розвиток зони граничного напруженого стану визначається тільки поступальною компонентою переміщення.

Цей висновок справедливий тільки для стінок з жорсткою контактною гранню. При деформаціях же гнучких стінок умова $u(Z)/Z = \text{const}$ дотримуватися не буде і напружений стан буде неоднорідним. Слід також відмітити, що характер залежності результуючого тиску розпору ґрунту від узагальненого переміщення споруди (рис. 4.1, а, б і 4.2, а) аналогічний характеру залежності від узагальненого переміщення його дограничної складової, тоді як така залежність для результуючого тиску (рис. 4.1, в, г і 4.2, в) відпору аналогічна за характером залежності від узагальненого переміщення граничної складової тиску.

Розглянемо вплив основних розрахункових параметрів системи «споруда – ґрунтове середовище» на якісні і кількісні характеристики напруженого стану ґрунту і, відповідно, на навантаження, що передаються їм на споруди у вигляді бічного тиску. На графіках рис. 4. 4 – 4.7 приведені залежності « $E - u$ » (при різних значеннях параметра m) і « $E - m$ » (при різних значеннях переміщень), які дозволяють оцінити вплив в прийнятій розрахунковій моделі кута контактного тертя на якісні і кількісні показники напруженого стану системи «споруда – ґрунтове середовище».

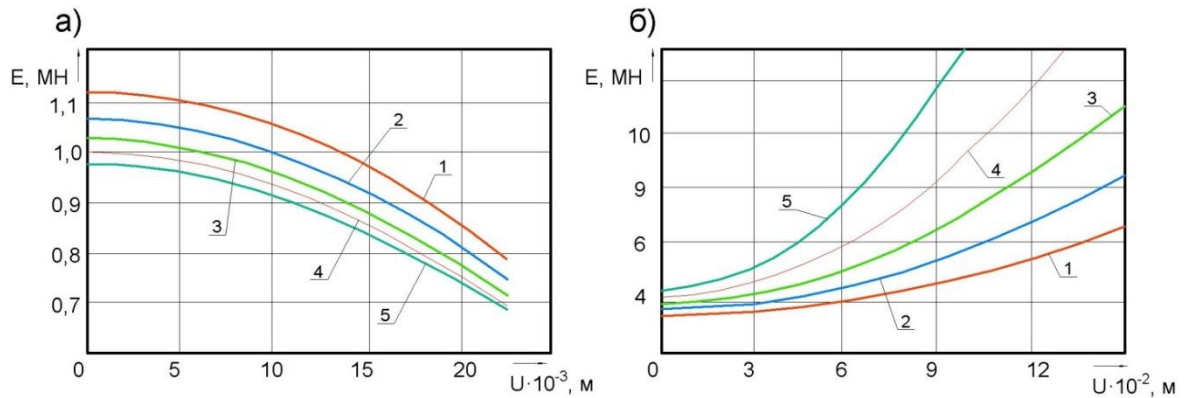


Рис. 4.4. Залежності бокового тиску ґрунту від поступального переміщення споруди при утворюванні розпiрного (а) і вiдпорного (б) тиску ґрунту при плоских поверхнях ковзання для рiзних значень параметра $m = 1, 2, 3, 4, 5$ – графікі, вiдповiдні значенням параметра $m = \delta/\phi = 0; 0,25; 0,5; 0,75; 1,0$

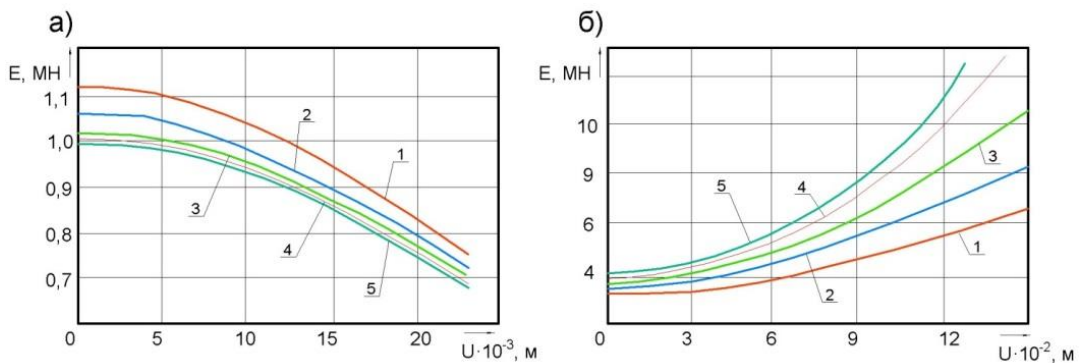


Рис. 4.5. Залежності бокового тиску ґрунту від поступального переміщення споруди при утворенні розпiрного (а) і вiдпорного (б) тиску ґрунту при криволiнійних поверхнях ковзання 1, 2, 3, 4, 5 – графікі, вiдповiдні значенням параметра $m = d/f = 0; 0,25; 0,5; 0,75; 1,0$

Як впливає з графіків на рис. 4.4, а і 4.5, а, в початковій стадії переміщень споруди від ґрунту засипки вплив кута контактного тертя (чи параметра m) більше в абсолютних величинах, чим у кінці інтервалу $[0; U_a]$, в той же час відносна різниця між значеннями тиску розпору на початку і у кінці цього інтервалу зберігається приблизно однаковою.

Зворотна картина спостерігається при переміщенні споруди на ґрунт (рис. 4.4, б і 4.5, б) : на початку інтервалу $(0; U_p)$ вплив кута δ в абсолютних величинах менший, ніж в його кінці; ще одна відмінність полягає в тому, що і відносна різниця між значеннями тиску вiдпору на початку і кінці даного інтервалу не залишається постійної – при

тиску, близькому до тиску спокою вона у декілька разів менше, ніж при тиску, який наближається до пасивного.

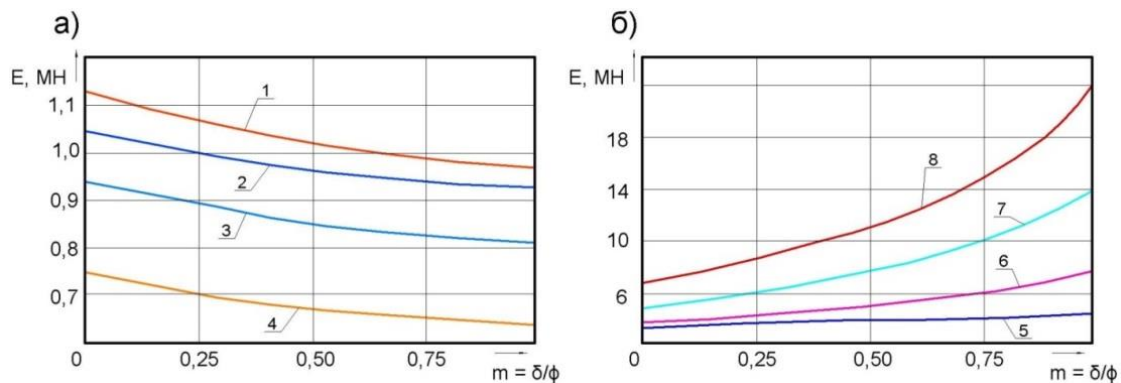


Рис. 4.6. Залежності бокового тиску ґрунту на споруду від параметра

$t = \delta/\phi$ при утворенні розпiрного (а) і вiдпорного (б) тиску ґрунту при плоских поверхнях ковзання і поступальному перемiщеннi споруди
1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8 – графіки вiдповiдні значенням перемiщення споруди 2,25; 9,0; 15,75; 22,5 і 15,0; 60,0; 105,0; 150,0 мм.

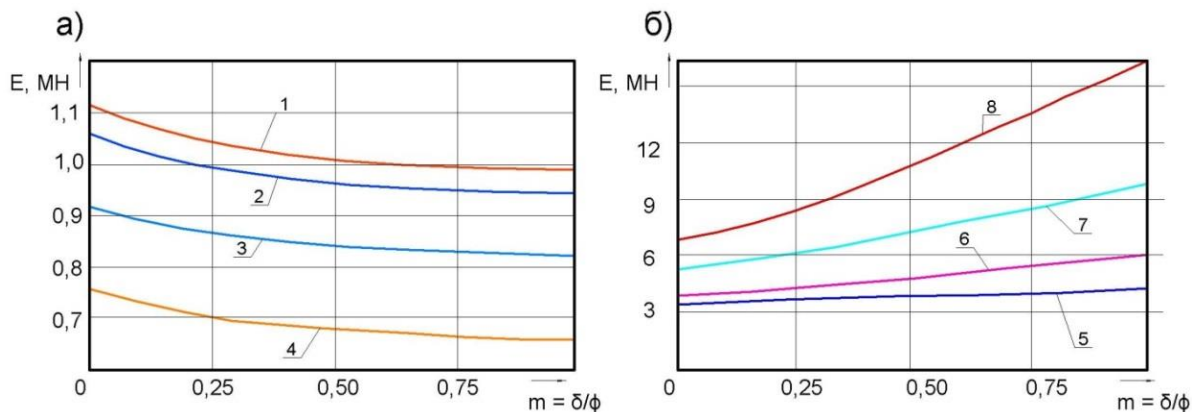


Рис. 4.7. Залежності бокового тиску ґрунту на споруду від параметра

$t = \delta/\phi$ при утворенні розпiрного (а) і вiдпорного (б) тиску ґрунту при плоских поверхнях ковзання і поступальному перемiщеннi споруди;
1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8 – графіки вiдповiдні значенням перемiщення споруди 2,25; 9,0; 15,75; 22,5 і 15,0; 60,0; 105,0; 150,0 мм.

З розгляду графіків залежностей бiчного тиску ґрунту від параметра m при повороті контактної грані споруди на ґрунт і від ґрунту (рис. 4.8, а, б) слід зазначити незначний вплив кута контактного тертя на тиск розпору.

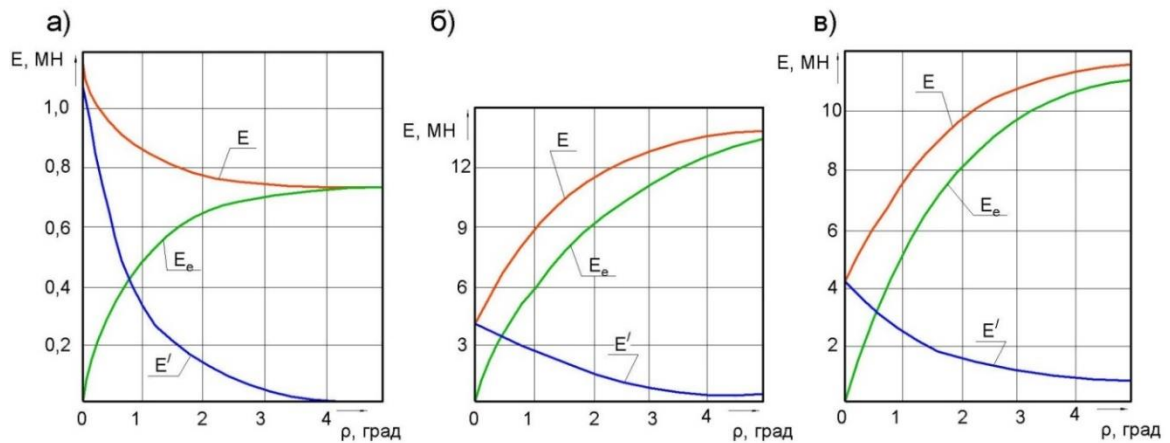


Рис. 4.8. Вплив параметра t на бічний тиск ґрунту при повороті споруд

*a і б – залежності тиску розпору і відпору відповідно від повороту споруди;
3, 4, 5 – графіки, що відповідають значенням параметра t , рівним 0; 0,25; 0,50; 0,75;
1,0; 6, 7, 8 – графіки, що відповідають значенням кута повороту контактної грані стінки відносно її низу 1,0; 2,5; 5,0.*

При змінненні t від 0,5 до 1,0 криві « $E - \rho$ » практично співпадають а в інтервалі $0 \leq t \leq 0,5$ різниця в значеннях тиску розпору не перевищує 20%. Проте вплив кута контактного тертя дуже істотний на тиск відпору. Так, для розглянутого випадку вертикальної контактної грані і горизонтальної поверхні засипки різниця в значеннях тиску відпору в інтервалі $0 \leq t \leq 1$ може досягати 100% і більше. У зв'язку з останньою обставиною на графіках (рис. 4. 8, в,) які ілюструють залежності « $E - t$ » при різних кутах повороту стінки видно, що збільшення кута ρ приводить до істотно більшого впливу кута контактного тертя на значення тиску відпору засипки на стінку.

При $\rho = 1^0$ для значень параметра t в інтервалі $0 \leq t \leq 1$ значення E змінилися в 1,7 разу, в той час, як $\rho = 5^0$ зміна склала 2,2 разу. Отже, чим більше кут повороту контактної грані стінки на ґрунт, тим важливіше правильний облік кута контактного тертя при оцінці мобілізованого відпору ґрунту.

Вплив кута нахилу контактної грані споруди до вертикалі на значення бічного тиску ґрунту на споруду, приведені на графіках на рис. 4.9 і 4.10.

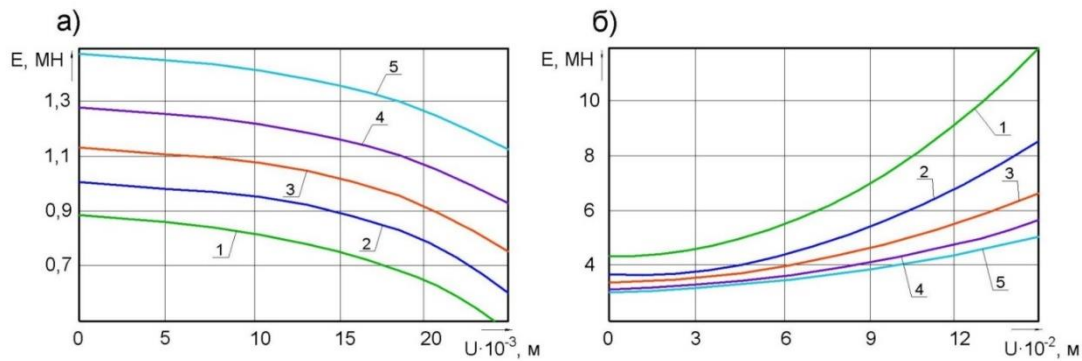


Рис. 4.9. Залежності розпiрного (а) і вiдпорного (б) тиску ґрунту на споруду вiд поступального перемiщення при рiзних кутiв нахилу контактної гранi до вертикалi

1, 2, 3, 4, 5 – графiки, вiдповiднi значенням α_0 рiвним вiд мiнус 20; мiнус 10; 0; до 10; 20°

Графiчні залежностi « $E - u$ », побудованi для рiзних за величиною i напрямленню кутiв α_0 , якiсно подiбнi i нелiнiйнi. Причому, якщо для розпiрного тиску (див рис. 4.9, а) цi графiки мають подiбний характер при усiх розглянутих значеннях куту α_0 , то для тиску вiдпору (див. рис. 4.9, б) кривизна графiкiв « $E - u$ » бiльше для стiнок, контактна грань яких нахилена на ґрунт (чiм бiльше нахил, тiм вищий ступiнь нелiнiйностi вiдповiдною кривою). Для пологих стiнок дана залежнiсть для тиску вiдпору допускає лiнiйну апроксимацiю. Отриманi на основi обробки графiкiв, представлених на рис. 4.9, залежностi « $E - \alpha_0$ » (див. рис. 4.10) близькi до лiнiйних у разi тиску розпору i мають нелiнiйний характер при тиску вiдпору окрiм графiкiв, що вiдповiдають початковим невеликим перемiщенням i що допускають лiнiйну апроксимацiю).

Характер даних залежностей зберiгається як при плоских, так i при криволiнiйних поверхнях ковзання (см рис. 4.10). Оцiнюючи вплив параметра α_0 кiлькiсно слiд зазначити наступне: вiн позначається на змiнi величини тиску в розглянутому iнтервалi перемiщень найсуттєвiше при негативних значеннях α_0 (до 80 % при тиску розпору i до трьох разiв при вiдпору) i в значно меншому ступенi при позитивних значеннях α_0 (до 30 % при розпорi i до пiвтора разiв при тиску) вiдпору.

Таким чином, кут нахилу гранi споруди, що контактує з ґрунтом, робить iстотний як якiсний, так i кiлькiсний вплив на залежностi бiчного тиску ґрунту вiд перемiщення споруди.

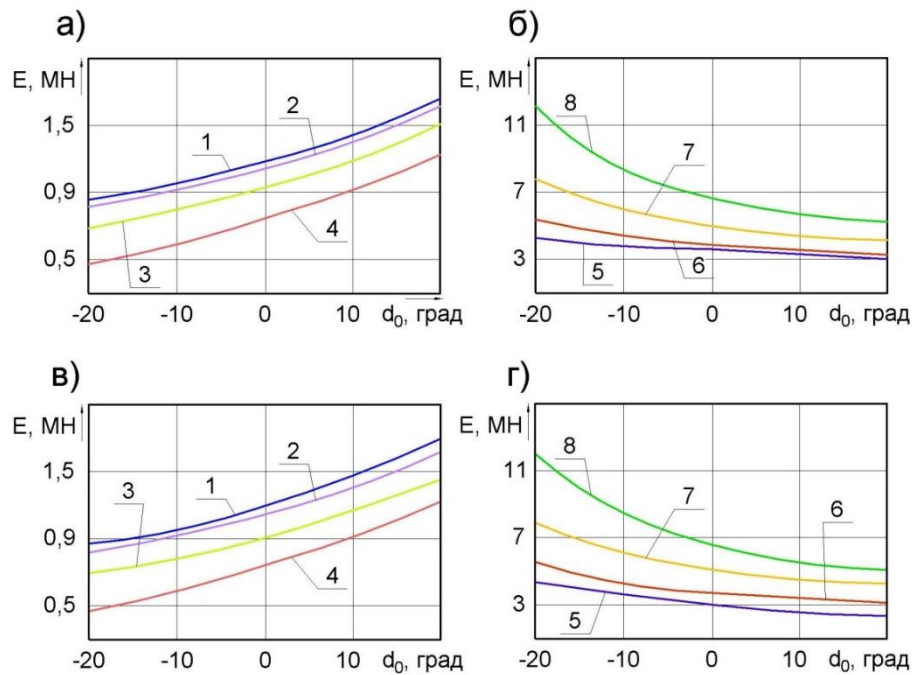


Рис. 4.10. Залежності розпiрного (а, в) i вiдпорного (б, г) тиску ґрунту на споруду вiд куту нахилу до вертикалi при поступальному перемiщеннi споруди

*а, б – при плоских поверхнях ковзання; в, г – при криволiнійних поверхнях ковзання;
1, 2, 3, 4 – графіки, вiдповiднi змiщенням споруди 2,25; 9,0; 15,75; 22,5 мм;
5, 6, 7, 8 – графіки, вiдповiднi змiщенням споруди 15,0; 60,0; 105,0; 150,0 мм.*

4.3. Інноваційне рiшення: буронабивнi палi як несучий елемент гравітаційно-пальових споруд

Основна iдея гравітаційно – пальових модулiв полягала у використаннi гравітаційної складової конструкції вище за рiвень основи споруди як пiдпiрної стiнки, яка сприймає бiчні навантаження вiд тиску розпору зворотної засипки, i в застосуваннi пальових опор, конструктивно пов'язаних з несучими елементами пiдпiрної стiнки для передачі вертикального навантаження на глибиннi шари ґрунтової основи.

Ефективнiсть раціонального розподiлу зусиль в такiй системi «пiдпiрна стiнка – пальова опора – ґрунтове середовище» в той же час не позбавляє дане рiшення вiд деяких технологiчних i технiчних недолiкiв, до яких можна вiднести :

- проблематичнiсть забезпечення розташування опорних елементiв на одній висотi пiсля занурення пальових опор (палi в рiзних мiсцях по довжинi споруди можуть бути зануренi на рiзну

глибину зважаючи на неоднорідність властивостей ґрунтової основи), що ускладнює технологію зведення підпірної стінки

- обмеження по діаметру пальових опор і необхідність ув'язки їх діаметру з габаритами і конструкцією залізобетонних блоків, що знижує несучу здатність споруди в цілому, а також призводить до збільшення довжини пальових опор (тобто зростає матеріаломісткість і вартість споруди).

Як показує аналіз умов роботи гравітаційно – пальових споруд, опорна п'ята яких жорстко сполучена зі пальовою опорою, до основних вимог, що пред'являються до опор, можуть бути віднесені наступні:

- забезпечення умов міцності пальових опор при спільній дії силових і моментних навантажень (найбільш навантаженими перерізами палі є переріз в місці затискання опори в ґрунті дна і переріз в місці закладення палі в опорній п'яті)

- забезпечення необхідних параметрів деформованості палі (з одного боку – обмеження деформацій / переміщень в місці закладення палі в опорній п'яті, оскільки остання служить опорою підпірної стінки; з іншого боку – забезпечення деформацій / переміщень підпірної стінки, достатніх для реалізації активного бічного тиску засипки на стінку)

- забезпечення необхідної несучої здатності пальової опори при сприйнятті як ваги підпірної стінки, так і експлуатаційного навантаження.

Представляється, що перелічені вище вимоги найефективніше можуть бути задоволені у разі використання як опор буронабивних паль на відрізку від зони розташування опорної п'яти до нижнього кінця палі (рис 4.11).

Дійсно, можливість варіювання мірою армування палі по її довжині (відповідні посилення армокаркасу в заданих місцях) дозволяє найоптимальніше забезпечувати сприйняття максимальних зусиль в місцях закладення палі в опорній п'яті і в ґрунті основи.

Крім того, верхня частина палі, яка примикає до зони розташування опорної п'яти, може бути виконана великим діаметром, і відповідно, з більшою несучою здатністю при сприйнятті силових і моментних навантажень.

Сучасне устаткування для облаштування буронабивних паль^{39,40} дозволяє забезпечувати практично будь-який проектний діаметр пальових опор.

Наприклад, установки німецької фірми «Бауер» серії ВG дозволяють влаштовувати палі діаметром в інтервалі від 0,6 м до 3,0 м.

Залежно від планового розташування гідротехнічної споруди, що будується, буріння свердловин для облаштування буронабивних паль може здійснюватися як з берега (наприклад, з існуючого причалу або іншого об'єкту), так і з плавучого засобу (баржі, понтона і тому подібне), заякореного у відповідному положенні. Зазвичай буріння нижче рівня дна водойми виконують в обсадній трубі, яку поступально витягають з ґрунту у міру захоплення бетонного розчину, що подається у свердловину.

Суцільний нижній кінець буронабивної палі забезпечує значно більш велику несучу здатність при дії осьових стискаючих навантажень, чим при використанні металевих трубчастих опор або паль-оболонки. Нарешті, можливість варіювання жорсткістю буронабивної палі (як за рахунок відповідного виконання армокаркасу, так і варіюванням діаметру) дозволяє забезпечувати проектні вимоги по деформаціях / переміщенням споруди.

На рис. 4.11 зображені основні етапи зведення підпірної стінки. Спочатку влаштовують буронабивні пальові опори 1 (етап 1 – рис. 4.11, а), після чого в рівні дна виконують опорні елементи 2 у вигляді фундаментної плити (етап 2 – рис 4.11, б).

³⁹ Патент № 77249. Україна. МПК (2006) E02B 3/06, E02D 29/02. СПОСІБ ЗВЕДЕННЯ ПІДПІРНОЇ СТІНКИ. (Дубровський М.П., Калюжний О.В.). Одеський національний морський університет. E02D 29/2, Заяв. № 20040706267 от 27.07.2004. Опубл. 15.02.2006. бюл. № 11. 4 с.

Дубровский М.П., Пойзнер М.Б. Морская гидротехника и геотехника. Прикладные и фундаментальные исследования : монография. «Друк», Одесса. 2004. 163 с.

⁴⁰ Doubrovsky. M. Some new structures and technologies for renovation and improvements of quays. / M. Doubrovsky, M.B.Poizner, G. Smail. : Proc. of the 4-th International Seminar on Renovation and Improvements to Existing Quay Structures, Technical University of Gdansk, Gdansk, Poland, 1997. Volume 1. pp. 21–26.

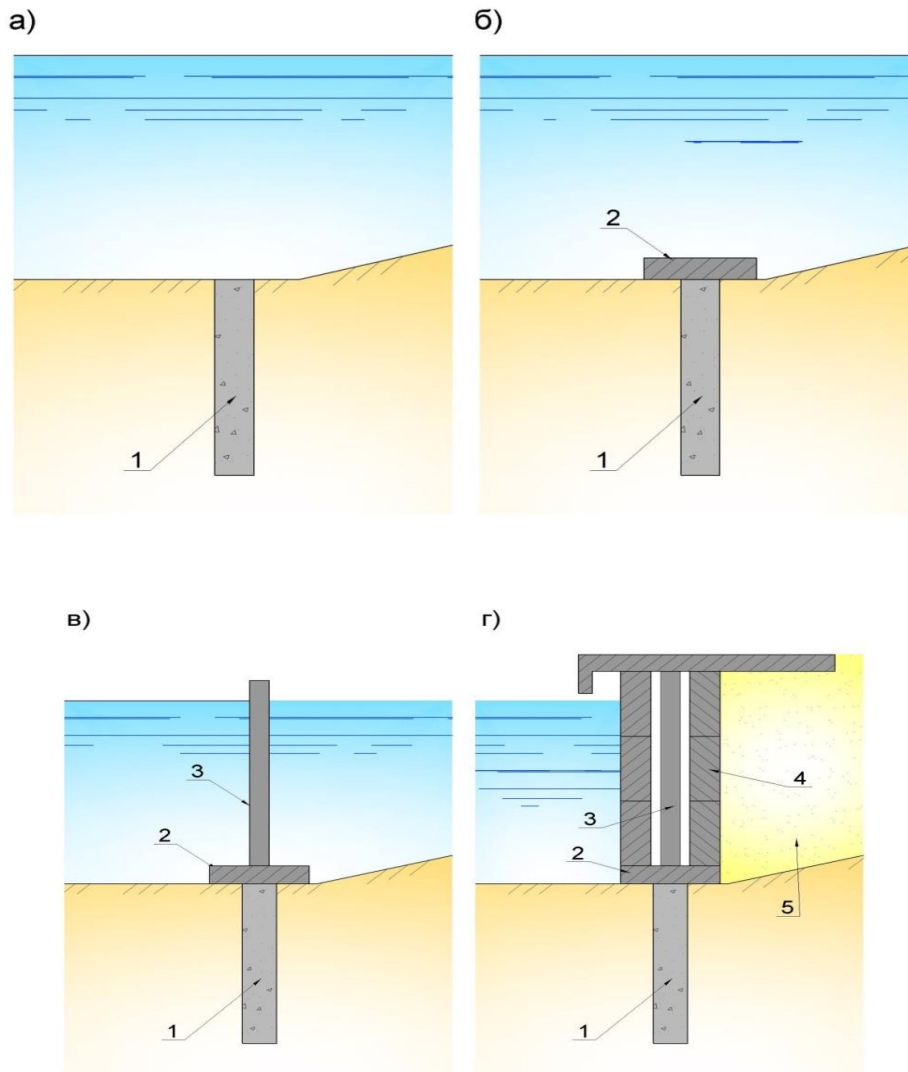


Рис. 4.11. Інноваційне рішення гравітаційно – пальової споруди

а – етап 1 (облаштування буронабивних паль); б – етап 2 (монтаж фундаментних плит); в – етап 3 (омонолічування буронабивних паль і несучих колон); г – етап 4 (монтаж гравітаційної стінки і облаштування території); 1 – буронабивні палі; 2 – опорні елементи (фундаментні плити); 3 – несучі колони ; 4 – залізобетонні блоки; 5 – зворотна засипка; б – верхня будова.

Верхні кінці буронабивних опор 1 і нижні кінці несучих вертикальних колон 3 омонолічують, як один з одним, так і з опорним елементом 2 (етап 3 – рис. 4.11, в).

Потім на пальові опори встановлюють залізобетонні блоки 4 з опертям нижнього блоку на опорний елемент 2 (етап 4 – рис 4.11, г), закладають вертикальні шви між блоками для забезпечення ґрунтоізоляції підірної стінки, виконують зворотну піщану засипку 5 і монтують верхню будову б.

Технологічною перевагою такого інноваційного рішення, на яке отриманий патент на винахід, є забезпечення можливості розташування опорних елементів на одній висоті (оскільки їх виконують після облаштування буронабивних пальових опор), що спрощує і здешевлює технологію зведення підпірної стінки. При цьому відсутні обмеження по діаметру буронабивних пальових опор (їх діаметр не треба пов'язувати з габаритами і конструкцією залізо-бетонних блоків), що дозволяє забезпечувати необхідну несучу здатність споруди при невеликій довжині пальових опор (тобто знижується матеріаломісткість і вартість споруди).

Слід також відмітити гнучкість в прийнятті і реалізації оптимального проектного рішення за рахунок того, що буронабивні палі і опорні колони можуть бути різного діаметру.

При проектуванні даних споруд специфіка конструкції відбивається в прикладанні зовнішніх силових дій на стадії її експлуатації. Так, вертикальні навантаження – від переважувальних механізмів (у разі розташування підкранових балок по головах опорних колон), від власної ваги гравітаційної частини споруди (через фундаментні плити) – передаються за допомогою буронабивних паль на ґрунтову основу. При цьому габарити (розміри поперечного перерізу і довжина) паль визначаються з умови забезпечення їх необхідної несучої здатності по ґрунту. Горизонтальні навантаження (бічний тиск ґрунту, суднові навантаження і інше), що сприймаються гравітаційною підпірною стінкою, трансформуються в сили тертя на контактні нижнього блоку стінки з фундаментною плитою і момент, що вигинає, які впливають на пальові опори споруди.

У зв'язку з цим важливу роль грає правильний облік початкового напруженого і поточного деформованого станів споруди, що впливають на остаточний розподіл і величину горизонтальних навантажень.

ВИСНОВКИ

В представленій роботі розглядані основні питання застосування при технічній експлуатації портових гідротехнічних споруд кінематичних методів аналізу напружено – деформованого стану системи «підпірна стінка – ґрунтове середовище», заснованих на моделі змішаного напруженого стану ґрунту і орієнтованих на гравітаційні стінки досліджуваних в справжній роботі конструкцій гравітаційно – пальового типу.

В результаті математичного моделювання роботи жорсткої підпірної стінки отримано нові дані про вплив як геометрії експлуатованої споруди, так і основних фізико – механічних характеристик ґрунтового середовища.

До найбільш важливих наукових результатів, отриманих в роботі слід віднести наступні.

– розроблено інноваційне конструкторсько – технологічне рішення портової гідротехнічної споруди гравітаційно– пального типу (патент України) для використання при будівництві, реконструкції або ремонті водотранспортних портових гідротехнічних споруд.

– розроблено, досліджено і застосовано нові підходи до визначення навантажень від бічного тиску ґрунту при проектуванні і розрахунку споруд гравітаційно – пального типу для використання при проектуванні і реалізації заходів по технічній експлуатації даних конструкцій.

– шляхом математичного моделювання досліджено особливості впливу кінематики системи «споруда змішаного типу – ґрунтове середовище» на сприйняття навантажень від бічного тиску ґрунту.

– на основі чисельного моделювання проведено аналіз напружено-деформованого стану системи «споруда змішаного типу – ґрунтове середовище» для досліджуваного типу портових гідротехнічних споруд. Зіставлення отриманих розрахункових даних з результатами традиційних методів розрахунку, продемонструвало ефективність застосованих методик.

АНОТАЦІЯ

В представленій роботі розроблене інноваційне конструкторсько-технологічне рішення гідротехнічної споруди гравітаційно – пального типу дозволяє удосконалити методи проектування, будівництва і технічної експлуатації водотранспортних і берегових споруд, забезпечує підвищення їх економічних і експлуатаційних параметрів.

Розроблено метод визначення навантаження на гідротехнічні споруди розпірного типу від бокового тиску ґрунту з урахуванням його кінематики.

Робота спрямована на підвищення енергоефективності проектів розвитку інфраструктури водного транспорту України і покращення екологічних показників створюваних об'єктів.

ЛІТЕРАТУРА

1. Дембицкий Э., Тейхман А. Избранные проблемы Фундаментостроения гидротехнических сооружений / пер.с польского. Москва : Транспорт, 1981, 352 с.
2. Дубровский М.П. Определение бокового давления грунта на подпорную стенку с учетом кинематики сооружения. *Основания, фундаменты и механика грунтов*, 1994, № 2. С. 5–8.
3. Дубровский М.П. Упругопластическая задача определения бокового давления грунта на заглубленные фундаменты. *Расчет и проектирование оснований и фундаментов в сложных инженерно-геологических условиях*: межвуз. сб. научн.тр. : под ред. В. М. Алексеева; Воронеж. инж. строит. ин-т. Воронеж, 1992. С. 76–82.
4. Дубровский М.П., Калюжный А.В. Некоторые особенности взаимодействия портовых гидротехнических сооружений с грунтовой средой. *Механика грунтов и фундаментостроения* : 4-я Украинская научно-практическая конференция : сборник научных работ. Межведомственный научно-технический сборник «Строительные конструкции», Вып. 53, Книга 2. Киев, НДИБК, 2000.С. 254–261.
5. Патент № 77249. Украина. МПК (2006) E02B 3/06, E02D 29/02. СПОСІБ ЗВЕДЕННЯ ПІДПІРНОЇ СТІНКИ. (Дубровський М.П., Калюжний О.В.). Одеський національний морський університет. E02D 29/2, Заяв. № 20040706267 от 27.07.2004. Оpubл. 15.02.2006. бюл. №11. 4 с.
6. Дубровский М.П., Пойзнер М.Б. Морская гидротехника и геотехника. Прикладные и фундаментальные исследования : монография. „Друк», Одесса. 2004. 163 с.
7. Дубровский М.П., Пойзнер М.Б. Опыт совершенствования конструктивных решений портовых гидротехнических сооружений гравитационного типа. *Морской транспорт. Серия «Морские порты». Экспресс-информация*, Вып. 3 (621), 1990. 27 с.
8. Дубровский М.П., Пойзнер М.Б. Портовые сооружения гравитационно-свайного типа. *Транспортное строительство*, 1989, № 3. С. 24–25.
9. Дубровский М.П., Пойзнер М.Б. Разработка и исследование рациональных конструкций портовых гидротехнических сооружений гравитационного типа. *Проектирование и строительство морских портовых сооружений* : Союзморниипроект. Москва : В/О «Мортехинформреклама», 1990. С. 16–34.
10. Исследования работы гравитационно-свайных гидротехнических сооружений / С.В. Курилло, С.Н. Левачев , А.Ф. Лунин.

Портовое гидротехническое строительство и инженерные изыскания в береговой зоне моря: Сб. науч. тр. Москва : Транспорт, 1986, С. 75–83.

11. Результаты исследования одиночных свай при совместном действии вертикальных и горизонтальных нагрузок / Б.Ф.Горюнов, Ю.М. Колесников, С.В.Курило, С.Н. Левачев. Исследования транспортных и глубоководных гидротехнических сооружений. МИСИ, Москва : Транспорт, 1981. С. 94–106.

12. Комплексные исследования горизонтально нагруженных свай в несвязных грунтах. / Ю.М. Колесников, С.В. Курило и др. *Основания, Фундаменты и механика грунтов*, 1981, №1. С. 10–12.

13. Флорин В.А. Основы механики грунтов. М. -Л.: Госстройиздат, т. 1, 1959. 357с.; т. II, 1961. 543 с.

14. Аргунов П.П. Метод комбинированного применения теории упругих и пластических деформаций к расчету давления грунта на подпорные стены. *Известия АН СССР, ОТН*, 1942, № 10. С. 36–45.

15. Клейн Г.К. Строительная механика сыпучих тел. Москва : Строиздат, 1977. 275 с.

16. Баршевский Б.Н. Определение осадок и горизонтальных смещений гидротехнических сооружений, возводимых на грунте с переменным по глубине модулем деформации. ТрудыЛИЭИ. Вып. 50. Д.: Изд-во Ленинградского университета, 1965. С. 113–132.

17. Лехницкий С.Г. Радиальное распределение напряжений в клине и полуплоскости с переменным модулем упругости. МП и П. т. XXVI. Вып. 1, 1962. С. 672–677.

18. Соколовский В.В. Статика сыпучей среды. Москва : Наука, 1990. 272 с.

19. Малышев В.М. Распределение напряжений и деформаций нелинейно-деформируемом основании, нагруженном сосредоточенной силой. *Основания, Фундаменты и механика грунтов*, 1963, № 3. С. 7–10.

20. Зарецкий Ю.К. Лекции по современной механике грунтов. Ростов-на-Дону, Изд-во Ростов. ун-та, 1989. 608 с.

21. Каудерер Г.М. Нелинейная механика. Изд-во иностранной литературы, 1961. 117 с.

22. Боткин А.И. Исследование напряженного состояния в сыпучих и связных грунтах. Известия ВНИИГ, т. 24. Л. : 1939. С. 215–225.

23. Ковтун В.В. Нелинейные методы расчета обратных засыпок причальных сооружений с учетом эксплуатационных факторов : дисс. ... докт. техн. наук. Хмельницкий : ЗГИ, 1989. 321 с.

24. Барвашов В.А., Федоровский В.Г. Трехпараметрическая модель грунтового основания и свайного поля, учитывающая необратимые структурные деформации грунта. *Основания, Фундаменты и механика грунтов*, 1978, № 4. С. 17–20.
25. Соколовский В.В. Статика сыпучей среды. Москва : Наука, 1990. 272 с.
26. Соколовский В.В. Теория пластичности. Москва : Гостехориздат, 1950. 243 с.
27. Голушкевич С.С. Статика предельных состояний грунтовых масс. Москва : Гостехиздат, 1955. 272 с.
28. Давиденков Н.Н. О давлении земли на подпорные стенки. *Известия научно-мелиоративного института*, Вып. 27, 1927. С. 68–77.
29. Пузыревский Н.П. Фундаменты. Госстройиздат. 1934. 120 с.
30. Яропольский И.В. Лабораторные исследования давления песка на стенку. Тр. / ЛИИВТ. Вып. 2. 1933
31. Яковлев Л.И. Устойчивость транспортных гидротехнических сооружений. Москва : Транспорт, 1986. 191 с.
32. Шихиев Ф.М., Бугаев В.Т. Боковое давление грунта на подпорные стенки, смещающиеся в процессе образования засыпки. *Морские порты*, Вып. 9. Москва : Рекламинформбюро ММФ, 1976. С. 36.
33. Шихиев Ф.М., Варгин М.Н. О критических смещениях ограждений, приводящих к предельному напряженному состоянию в засыпке. *Основания, Фундаменты и механика грунтов*, 1971, № 1. С. 3–5.
34. Бугров А.К. О давлении несвязного грунта на жесткую стенку с учетом ее перемещения. *Основания, Фундаменты и механика грунтов*, 1972, № 5. С.5–8.
35. Eurocode 7. Part 1. Geotechnical Design, General Rules. 4-th Version. European Committee for Standardization, 1993. 114 p.
36. СНиП 2.06.07-87. Подпорные стены, судоходные шлюзы, рыбопропускные и рыбозащитные сооружения. (Підпірні стіни, судноплавні шлюзи, рыбопропускні та рыбозахисні споруди). Госстрой СССР. Москва : ЦИТП Госстроя СССР, 1987. 40
37. Омельченко Ю.М., Дубровский М.П., Пойзнер М.Б. Портовые гидротехнические сооружения, эксплуатируемые в экстремальных условиях. Москва : ВНИИОЭНГ, 1991. 194 с.
38. Doubrovsky. M. Some new structures and technologies for renovation and improvements of quays. / M. Doubrovsky, M.B. Poizner, G. Smail. : Proc. of the 4-th International Seminar on Renovation and

Improvements to Existing Quay Structures, Technical University of Gdansk, Gdansk, Poland, 1997. Volume 1. pp. 21–26

Information about the authors:

Kalyuzhny Oleksiy Viktorovich,

Candidate of Technical Sciences,

Deputy Head of the Administration of the Odessa Sea Port for the

Development of Port Infrastructure

State Enterprise «Odesa Merchant Sea Port»

1, Mitna Square, Odesa, 65026, Ukraine

Kaluzhnaya Valentina Yevhenivna,

Associate Professor at the Department «Sea, River Ports and Waterways»

Odesa National Maritime University

34, Mechnikov str., Odesa, 65029, Ukraine