МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
ОДЕСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ МОРСЬКИЙ УНІВЕРСИТЕТ

Кваліфікаційна наукова
праця на правах рукопису

ОГАНЕСЯН ВІРЖІНІЯ ТАКВОРІВНА

УДК 627.24:627.33:69.059.25

ДИСЕРТАЦІЯ

ПІДВИЩЕННЯ НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ АНКЕРНИХ ОПОР ВОДНОТРАНСПОРТНИХ СПОРУД ТИПУ «БОЛЬВЕРК»

Спеціальність 05.22.20 - експлуатація та ремонт засобів транспорту

Подається на здобуття наукового ступеня кандидата технічних наук

Дисертація містить результати власних досліджень. Використання ідей, результатів і текстів інших авторів мають посилання на відповідне джерело

В.Т. Оганесян

Науковий керівник: Дубровський Михайло Павлович - доктор технічних наук, професор

Перший примірник є ідентичним
за змістом зі всіма іншими примірниками

Учений Секретар *О.Дрожжин*

Одеса – 2020

АНОТАЦІЯ

Оганесян В.Т. Підвищення несучої здатності анкерних опор воднотранспортних споруд типу «больверк». Кваліфікаційна наукова праця на правах рукопису.

Дисертація на здобуття наукового ступеня кандидата технічних наук за спеціальністю 05.22.20 - Експлуатація та ремонт засобів транспорту - Одеський національний морський університет Міністерства освіти і науки України, Одеса, 2020.

Воднотранспортні споруди, в тому числі причальні, огороджувальні і берегозахисні, як засоби морського транспорту, є основними виробничими потужностями портів і відповідальними стратегічними об'єктами портової інфраструктури. Тому дуже важливими завданнями розвитку воднотранспортної галузі, відповідно до статей 13, 15 Закону України «Про морські порти України», є: безпечна експлуатація, належне утримання, ефективне управління і використання об'єктів портової інфраструктури державної власності, в тому числі гідротехнічних споруд, а також забезпечення їх своєчасної модернізації, ремонту, реконструкції та будівництва. Таким чином, впровадження вдосконалених конструкцій та методик оцінки експлуатаційного стану споруд, підвищення їх надійності та безпеки, та зниження ризику аварійних ситуацій і експлуатаційних витрат, що досягається внаслідок цього, є ключовим моментом при реалізації поставлених завдань.

У воднотранспортному та портовому гідротехнічному будівництві найбільш поширене застосування знайшли причальні споруди у вигляді тонких стінок із заанкерованими лицьовими елементами, наприклад, набережні з металевого або залізобетонного шпунту, кутові стінки тощо, як найбільш економічні і технологічні конструкції причальних набережних. Широкий досвід застосування заанкерованих конструкцій причальних споруд в українських та закордонних портах підтвердив їх надійність та рентабельність. Вони часто застосовуються як при будівництві нових причальних набережних, так і при реконструкції існуючих. Так, наприклад, причальні

набережні типу «больверк» побудовані та експлуатуються в Одеському, «Південному», Чорноморському, Маріупольському та інших портах України.

Однак будівництво і експлуатація заанкерованих причальних споруд мають ряд особливостей і пов'язані з певними труднощами через невирішені до теперішнього часу проблеми в галузі морської гідротехніки. Це стосується і уточнення методів розрахунку, і зміни конструктивних форм і профілю споруд, і розробки більш прогресивних технологій їх зведення, ремонту і модернізації.

Значно суттєвими є завдання оптимального проектування, пов'язані із впровадженням в практику ефективних конструкторсько-технологічних рішень, більш досконалих науково-обґрунтованих методів розрахунку портових гідротехнічних споруд, застосуванням ефективних і економічних матеріалів та виробів. Велика увага приділяється вдосконаленню конструкцій, що має здійснюватися з урахуванням розрахункових схем, теоретичних передумов і методів, які штучно створюють в споруді найбільш вигідний напружений стан.

Відомо, що підвищити надійність і довговічність споруди в цілому можна шляхом підвищення аналогічних характеристик окремих елементів, які складають конструкцію цієї споруди. Досвід експлуатації заанкерованих конструкцій причальних споруд і дослідження несучої здатності їх лицьових вертикальних елементів і анкерних плит свідчать про наявність значних резервів їх несучої здатності.

Анкерні пристрої та, особливо, анкерні опори є одними з найбільш відповідальних елементів конструкції заанкерованих причальних споруд, від стану яких в значній мірі залежить безпека експлуатації споруди в цілому.

Основним недоліком анкерних пристроїв є їх значна матеріаломісткість. Оскільки при великих анкерних зусиллях висота анкерних плит значно зростає і може сягати 5 метрів у багатьох випадках доводиться кріпити анкера до плит за допомогою водолазів, що веде до ускладнення і подорожчання робіт. Слід зазначити також незручність, викликану необхідністю виконання монтажу анкерних плит в траншеї для забезпечення їх стійкості до моменту засипання ґрунтом. При використанні в

якості анкерних пристроїв сталевих шпунтових стінок істотно зростають матеріаломісткість і вартість споруди.

Ця робота присвячена створенню та дослідженню анкерного пристрою воднотранспортної споруди типу «больверк» з метою максимальної реалізації резервів несучої здатності споруди при мінімальних витратах матеріалів і ресурсів при проектуванні і будівництві нових конструкцій «больверків», а також при експлуатації та ремонті/реконструкції існуючих.

У першому розділі оцінений сучасний стан та перспективи розвитку воднотранспортних споруд типу «больверк» із анкерними системами. Традиційні конструкторсько-технологічні рішення анкерних систем больверка не позбавлені ряду недоліків, до основних з яких слід віднести:

• обмеженість області застосування (обмеження по висоті для анкерних плит; надмірна матеріаломісткість довгих анкерних стінок; недостатня несуча здатність козлових систем);

• технологічні складнощі збирання і монтажу (залучення потужного монтажного обладнання; трудомісткі монтажні роботи);

• обмежена несуча здатність; відсутність гнучкості при формуванні конструктивної схеми споруди (в тому числі, з точки зору забезпечення резервів несучої здатності і стійкості споруди).

Актуальним завданням є вдосконалення конструкторсько-технологічних рішень анкерних систем больверків, спрямоване на підвищення їх несучої здатності при забезпеченні економічної ефективності, екологічності та технологічності споруди.

У другому розділі досліджений інноваційний (отриманий патент України) анкерний пристрій больверка у вигляді «гребінки» з декількох анкерних плит, з'єднаних загальним сердечником. Цей пристрій у вигляді «гребінки» забезпечує вирішення таких важливих завдань, як підвищення несучої здатності причалів типу «больверк» за рахунок особливостей конструкції (при однаковій матеріаломісткості, що відповідає матеріаломісткості типової конструкції анкерної плити), а також зниження матеріаломісткості (при однаковій несучій здатності, що й для типової

конструкції анкерної плити). Як показали порівняльні розрахунки відомих та інноваційного рішень, запропонована конструкція анкерної системи і спосіб її реалізації підвищують експлуатаційні параметри розглянутих споруд (несучу здатність, стійкість) і забезпечують їх економічне проектне рішення. Таким чином, розроблений винахід передбачає оптимальне використання матеріалів і ресурсів, а також підвищує ефективність технічної експлуатації воднотранспортних споруд.

У третьому розділі розглянуті результати експериментального дослідження анкерного пристрою інноваційної конструкції у вигляді «гребінки», що підтвердили ефективність нового пристрою в порівнянні з типовою конструкцією анкерної опори (одиночна вертикальна плита). З'ясовано, що глибина занурення анкерної опори в значній мірі позначається на величині переміщень і розподілі тиску ґрунту. Як показують результати досліду і чисельного моделювання, розглянуті положення «по верху» і «посередині» (відносно висоти традиційної одиночної анкерної плити) здебільшого не дають приросту несучої здатності. Найбільш ефективним, як і передбачалося, виявилося положення «по низу». З графіків залежності несучої здатності від переміщень, положення по висоті і конструкції анкерного пристрою, побудованих за результатами дослідів, випливає, що залежність горизонтальних переміщень нелінійна. Несуча здатність «гребінки» зростала при збільшенні кута нахилу плит, що характеризує збільшення опору ґрунту (пасивного тиску) і підвищує ступінь ущільнення ґрунту між плитами «гребінки», тим самим знижуючи деформативність анкерного пристрою в цілому. При переміщенні анкерного пристрою на поверхні ґрунту утворювалися поверхні випирання, що узгоджується з відомими даними.

Аналіз результатів порівняльних розрахунків, виконаних за відомими методами і теоріями, дозволяє зробити наступні висновки:

• Методи, що ґрунтуються на теорії Кулона, а також які уточнюють її в частині розгляду пасивного тиску (тиску опору) ґрунту засипки (зокрема, розробки А.Я. Будіна, З.В. Цагарелі), призводять до заниження значень несучої здатності досліджуваного анкерного пристрою порівняно з експериментально отриманими

даними (заниження відзначається в інтервалі 39-69% в залежності від застосовуваного методу і локалізації плит «гребінки»).

• Методи, засновані на теорії граничного напруженого стану ґрунтового середовища, призводять до суттєвого завищення значень несучої здатності досліджуваного анкерного пристрою в порівнянні з експериментально отриманими даними. Так, при використанні залежностей деяких нормативних документів завищення значень спостерігається від 59% до 342% (в залежності від застосовуваного методу та локалізації плит «гребінки»). В той же час, уточнення цієї теорії, запропоновані П.І. Яковлєвим, дозволяють зменшити зазначені завищення до інтервалу 60-123%.

• Більш наближені до дослідних значень розрахункові результати дає метод скінченних елементів (далі - МСЕ), заснований на застосуванні пружно-пластичної моделі ґрунтового середовища Кулона-Мора (розбіжність з експериментальними даними в бік заниження несучої здатності анкерного пристрою в інтервалі 11-36% в залежності від локалізації плит «гребінки»).

• Більшість застосованих розрахункових методів не демонструють стійкої «чутливості» до зміни кута нахилу анкерних плит, що свідчить про їх недосконалість при врахуванні зазначеного параметра.

• На основі порівняння ефективності застосування розглянутих розрахункових методів є доцільним рекомендувати для подальшого чисельного моделювання конструктивних особливостей і варіантів застосування інноваційного анкерного пристрою у вигляді «гребінки» з анкерних плит МСЕ, заснований на застосуванні пружно-пластичної моделі ґрунтового середовища Кулона-Мора (і реалізований, зокрема, в програмному комплексі Plaxis).

У четвертому розділі наведені результати аналізу особливостей анкерної системи у вигляді «гребінки» при формуванні напружено-деформованого стану воднотранспортної споруди типу «больверк», який дозволив виявити і кількісно охарактеризувати позитивний вплив нового конструктивного рішення на несучу здатність больверка. На підставі чисельного моделювання проаналізовані основні чинники, що визначають несучу здатність як анкерного пристрою, так і всієї споруди

в цілому (глибина розташування анкерного пристрою, кут нахилу анкерних плит, кількість плит, висота різних плит в «гребінці» і порядок їх розташування в пристрої). Для конкретних інженерно-геологічних та експлуатаційних умов реального об'єкту (причал №8 в порту «Південний») виконаний розрахунок основних параметрів і несучої здатності анкерного пристрою у вигляді «гребінки». Порівняння матеріаломісткості і вартості традиційного анкерного пристрою (анкерної стінки із сталевих шпунтових паль) та інноваційного рішення у вигляді «гребінки» для наведеного об'єкту (за умови забезпечення однакової несучої здатності анкерної системи) продемонструвало високу ефективність запропонованого нового підходу.

Таким чином, до найважливіших наукових результатів, наведених у дисертації, треба віднести такі:

1. Розроблено інноваційне конструкторсько-технологічне рішення анкерного пристрою для підпірних стінок, в тому числі для причальних споруд типу «больверк», на яке отримано патент України на винахід.

2. На основі проведених експериментальних досліджень взаємодії моделі інноваційного анкерного пристрою у вигляді «гребінки» з ґрунтовим середовищем визначені якісні та кількісні параметри роботи анкерного пристрою, зокрема, оцінено вплив можливих компонувальних рішень «гребінки» і розмірів її конструктивних елементів на несучу здатність пристрою.

3. Розроблено розрахункову схему інноваційного анкерного пристрою у вигляді «гребінки» і виконано чисельне моделювання її роботи, в тому числі в складі причальної споруди типу «больверк»; виконано порівняння результатів експериментальних досліджень і чисельного моделювання.

4. Виконано розрахунки реальних конструкцій портових причальних споруд із застосуванням розробленого інноваційного анкерного пристрою; проведена оцінка ефективності використання нового рішення. Результати впроваджені як в Україні (проектування реконструкції причалів в порту «Південний»), так і за кордоном (дослідницькі проекти Дунайської Комісії).

Наукова новизна отриманих результатів

1. Вперше розроблено інноваційний анкерний пристрій у вигляді «гребінки» з анкерних плит, закріплених вздовж загального жорсткого сердечника (автором отримано патент України на винахід)

2. Вперше досліджено особливості інноваційного анкерного пристрою у вигляді «гребінки», в тому числі варіанти компонувального рішення для анкерних плит (розташування, габарити та ін.)

3. Вперше проведено експериментальні дослідження на моделях анкерних пристроїв інноваційної конструкції в лабораторних умовах; виявлено вплив основних параметрів пристроїв (компонування і розміри анкерних плит в «гребінці») на несучу здатність анкерних пристроїв

4. Вперше виконано чисельне моделювання системи «ґрунтове середовище - анкерний пристрій типу «гребінка», а також причальних споруд типу «больверк» з інноваційним анкерним пристроєм.

Практичне значення отриманих результатів

Впровадження на практиці розробленого інноваційного конструкторсько-технологічного рішення анкерної опори і використання результатів виконаних експериментальних досліджень сприяє підвищенню несучої здатності підпірних стінок портових гідротехнічних споруд, скороченню термінів реконструкції і модернізації споруд, а також зменшенню їх матеріаломісткості та обсягів виробництва робіт. Ці результати дозволяють підвищити ефективність технічної експлуатації, надійність проектування споруд при реконструкції та будівництві воднотранспортних гідротехнічних споруд в цілому і причальних споруд типу «больверк» зокрема.

Практичну цінність мають такі результати:

- інноваційне раціональне конструкторсько-технологічне рішення больверку із анкерним пристроєм типу «гребінка»;
- дослідні дані про роботу інноваційного анкерного пристрою, отримані при проведенні лабораторних експериментальних досліджень взаємодії анкерного пристрою типу «гребінка» із ґрунтовим середовищем;

- уточнені методи розрахунку системи «шпунтова стінка – ґрунтове середовище», що враховують експериментально встановлену специфіку взаємодії плит «гребінки» із ґрунтом.

Дослідження, викладені в дисертації виконані відповідно до напряму наукової роботи кафедри «Морські та річкові порти, водні шляхи та їх технічна експлуатація» Одеського національного морського університету (далі - ОНМУ), що відображено, зокрема, у виконаній у 2015-2016 роках науково-дослідній роботі «Енергоефективні рішення для розвитку гідротехнічних споруд воднотранспортної інфраструктури», номер державної реєстрації НДР: 0115U000607 (ступінь участі дисертанта - виконавець). Розроблена в ході дисертаційного дослідження і запатентована інноваційна конструкція анкерних опор больверка була використана при розробці проекту реконструкції причалів №8 і №9 морського порту «Південний», а також в дослідницьких проектах Дунайської Комісії.

Ключові слова: технічна експлуатація, причал типу «больверк», анкерний пристрій, несуча здатність.

СПИСОК ПУБЛІКАЦІЙ ЗДОБУВАЧА

Наукові праці, в яких опубліковані основні наукові результати дисертації (публікації у наукових фахових виданнях України та у наукових періодичних виданнях інших держав, які включені до міжнародних наукометричних баз):

1. Оганесян В.Т. Инновационные конструкторско-технологические решения глубоководных гидротехнических сооружений свайной конструкции / М.П. Дубровский, В.В. Литвиненко, В.Т. Оганесян, О.М. Дубровская // Будівельні конструкції - межвідомчий науково-технічний збірник «Механіка ґрунтів, геотехніка та фундаментобудування», 2011, вип. 75, книга 2, с. 378-384 *(українське видання, що входить до переліку наукових фахових видань)*.

2. Оганесян В.Т. Совершенствование эксплуатационных параметров анкерных опор больверков / М.П. Дубровский, В.Т. Оганесян, Полтавський національний технічний університет; Збірник наукових праць, Серія: Галузеве

машинобудування, будівництво. – Полтава, 2013, випуск 3 (38), с. 133-141 *(українське видання, що входить до переліку наукових фахових видань)*.

3. Оганесян В.Т. Инновационные решения в геотехническом строительстве и береговой геотехнике в сложных инженерно – геологических условиях Украины / Н.Л. Зоценко, Ю.Л. Винников, М.П. Дубровский, В.Т. Оганесян и др. // науково-технічний журнал «Світ геотехніки», 2014, випуск 1 (41), с. 25-29 *(українське видання, що входить до переліку наукових фахових видань)*.

4. Пат. 105067, Україна, МПК E02B 3/06 (2006.01) E02D 29/02 (2006.01) / Причальна споруда / М.П. Дубровский, В.Т. Оганесян / Власник Одеський національний морський університет № а 2012 05328; заявл. 28.04.2012; опубл. 10.04.2014, Бюл. №7 (*патент на винахід, який пройшов кваліфікаційну експертизу і безпосередньо стосується наукових результатів дисертації*).

5. Oganesian V.T. Some innovations for offshore and harbor berths construction / M.P. Doubrovsky, V.E. Kaluzhnaya, A.V. Kaluzhniy and V.T. Oganesian, Journal of Shipping and Ocean Engineering, David Publishing, New York, USA, 2015, issue № 5, pp. 115-123 *(закордонне видання, яке індексується в наукометричних базах даних Worldcat, Google scholar, EBSCO, DOAJ, Ulrich's periodicals, Cambridge Scientific Abstracts, CAS, OCLC, PAIS).*

6. Oganesyan V. Fast-constructed marine and port structures / M. Doubrovsky, M. Poizner, V. Oganesyan and A. Oganesyan Journal of Shipping and Ocean Engineering, Vol. 9, Number 1, Jan-Mar 2019, David Publishing Company, USA, pp. 8-13 *(закордонне видання, яке індексується в наукометричних базах даних Worldcat, Google scholar, EBSCO, DOAJ, Ulrich's periodicals, Cambridge Scientific Abstracts, CAS, OCLC, PAIS).*

Наукові праці, які засвідчують апробацію матеріалів дисертації:

7. Doubrovsky M.P. Modern tendencies in development and renovation of deep-water quay walls in Ukrainian sea ports / M.P. Doubrovsky, A. Belackrouf, S. Gabi, V.V. Petrosyan, K.V. Petrosyan, V.T. Oganesian, E. Tertychnaya, Y.A. Artemiev // Материалы X международной выставки-конференции Интертранспорт, 2011 с. 299-300.

8. Oganesian V.T. Some Peculiarities of Granular Materials Interaction with Rigid Retaining Structures / Doubrovsky M.P., // Proceedings of the 2d “Advances in applied physics and materials science congress”, APMAS, 2011, Istanbul Kultur Universitesi, Antalya, Turkey, p. 110.

9. Дубровский М.П. Некоторые инновационные разработки по повышению эксплуатационных качеств объектов портовой инфраструктуры / М.П. Дубровский, Али Белакруф, Габи Смаил, В.В. Литвиненко, В.Т. Оганесян, Ю.А. Артемьев // Материалы XI международной выставки-конференции Интертранспорт, 2012 с. 365-368.

10. Оганесян В.Т. Ресурсосберегающие и энергоэффективные конструкторско-технологические решения для портовой гидротехники / М.П. Дубровский, Али Белакруф, Габи Смаил, В.В. Литвиненко, В.Т. Оганесян, В.Е. Калюжная // Материалы XII международной выставки-конференции Интертранспорт, 2013 с. 366-369.

11. Oganesian V.T. Innovative solutions in the field of geotechnical construction and coastal geotechnical engineering under difficult engineering-geological conditions of Ukraine / N.L. Zotsenko, Y.L. Vynnykov, M.P. Doubrovsky, V.T. Oganesian, V.S. Shokarev, V.L. Syedin, A.V. Shapoval, M.B. Poizner, V.I. Krysan, G.N. Meshcheryakov // Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Vol. 3, France, Paris, 2013, pp. 2645–2648.

12. Oganesian V.T. Some innovative solutions for marine and port engineering / M.P. Doubrovsky, A. Belackrouf, S. Gabi, V.T. Oganesian, V.E. Kaluzhnaya // Материалы XIV международной выставки-конференции Интертранспорт, 2015 с. 300-302.

Опубліковані праці, які додатково відображають наукові результати дисертації:

13. Оганесян В.Т. Менеджмент качества высшего образования Украины / Збірник наукових праць 3-ої Всеукраїнської науково-практичної конференції «Інформаційно-вимірювальні технології в метрології, технічному регулюванні та менеджменті якості», Одеса, Україна, 2012, с. 154-157.

ABSTRACT

Virzhiniia T. Oganesian An improvement of bearing capacity of anchor bearers of water transport sheet-pile quay walls – Qualification scientific paper, manuscript.

Thesis for a Candidate Degree in Technical Sciences (PhD): Specialty 05.22.20 - Maintenance and repair of means of transport – Odessa National Maritime University Ministry of Education and Science of Ukraine, Odesa, 2020.

Water transport facilities, including quay walls, offshore and onshore structures, as means of maritime transport, are the main production capacities of the ports and important strategic facilities of the port infrastructure. Therefore, very important development tasks of the water transport industry, in accordance with Articles 13, 15 of the Law of Ukraine "On Seaports of Ukraine" are: safe operation, proper maintenance, effective management and utilization of state-owned sea port facilities, including hydrotechnical structures, and also insurance of their timely modernization, repair, reconstruction and construction. Thus, the implementation of enhanced structures and more sophisticated techniques for the assessment of the operational conditions of such structures, for the improvement of their reliability and safety, reduction of the risk of accidents and minimization of operational costs are key ones in order to achieve these goals.

In water transport and port hydrotechnical construction, anchored sheet-pile quay walls are the most widespread, such as for example, embankments with steel or reinforced concrete sheet piling, corner type quay walls, etc., as the most economical and technological design solutions for berths. Broad experience of construction of anchored quay walls at Ukrainian and international ports confirmed their reliability and profitability. They are often used at construction of new terminals and for the renovation of existing ones. For example, sheet-pile quay walls are constructed and operated in Odesa, “Pivdennyi”, Chornomorsk, Mariupol and other ports of Ukraine.

However, the construction and operation of anchored quay walls are related to some difficulties due to the unresolved problems in the field of maritime hydraulic engineering. This also can be attributed to the enhancement of calculation methods, modification of the

structural forms and types of quay walls, to the development of more advanced technologies for their erection, repair and modernization.

Design optimization of more sophisticated scientific-based methods of calculation of port hydrotechnical structures, related to the implementation of effective structural and technological solutions, the use of efficient and economical materials and products, is significantly essential. Much attention is paid to the improvement of structures, which must be carried out taking into account the design schemes, theoretical background and methods that artificially create the most favorable stress state in the structure.

It is known that improvement of the reliability and durability of the structure as a whole can be achieved by means of improvement of similar characteristics of the individual elements of this structure. Existing practice of the operation of anchored quays and studies describing bearing capacity of their front vertical elements and anchor plates indicate the presence of significant reserves of their bearing capacity.

Anchoring devices and, in particular, anchor bearers are one of the most responsible elements of anchored quay walls, on the condition of which largely depends safety of the operation of the entire terminal.

The main disadvantage of anchor devices is their considerable material consumption. As with large anchor forces the height of the anchor plates increases significantly and can reach 5 meters. In many cases, it leads to the necessity of attachment of the anchor to the plates with the help of divers, which leads to complication and increase in the cost of work. It should be also noted the inconvenience caused by the need to install the anchor plates in the trench to ensure their resistance during the arrangement of soil backfill. With the deployment of steel sheet piles as anchor plates, material consumption and cost are significantly increasing.

This work is dedicated to creation and research of anchor device of sheet-pile quay walls in order to use fully the reserves of bearing capacity of the structure and in order to minimize materials` and resources` consumption. The aforementioned can be reached during the design and construction of new sheet-pile quay walls, as well as during operation and repair/reconstruction of the existing ones.

The first section of this thesis assesses the current state and prospective for the development of water transport anchored sheet-pile walls. Traditional design and technological solutions for such structures have particular disadvantages, the main ones being:

• Limited field of utilization (due to the height restrictions for anchor plates; excessive material consumption of long anchor plates; insufficient bearing capacity of gantry systems);

• Technological difficulties of assembly and installation (which require powerful equipment; time-consuming construction works);

• Limited bearing capacity; lack of flexibility of the structural scheme (as well in terms of provision reserves of bearing capacity and stability of the structure).

The relevant task of this domain is to improve the design and technological solutions of anchor systems for sheet-pile walls, aimed at increasing their bearing capacity while ensuring economic efficiency, eco-friendliness and operability of the structure.

The second section of this thesis investigates an innovative (obtained authorship certificate - patent of Ukraine) anchor device of a "comb"-type made of several anchor plates connected by a common core. This device provides the solution for both: for increment of bearing capacity of sheet-pile quay walls due to the particular design features (with the same material consumption, which corresponds to the material consumption of a traditional anchor plate design) and for the reduction of material consumption (with the same bearing capacity, as in traditional anchor plate design). As proved by the comparative calculations of traditional and innovative solutions, the proposed design of the anchor system and the method of its implementation will increase the operational parameters of the considered structures (bearing capacity, stability) and will provide their economic design solution. Thus, the invention provides the optimal use of materials and resources, and increases the efficiency of technical operation of water transport facilities.

The third section of this thesis examines the results of an experimental research of an innovative "comb"-type anchor device, which confirmed the effectiveness of the new device in comparison with the traditional anchor bearers (of a type of a single vertical plate). It has been found that the depth of immersion of the anchor bearers significantly affects the

scale of displacements and the distribution of soil pressure. As shown by the results of the experimental and numerical modeling, the considered positions "on the top" and "in the middle" (related to the height of the traditional single anchor plate) do not increase the bearing capacity. The most effective, as expected, was the "bottom" position. From the dependency graphs of the bearing capacity on displacements of the structure, the position on the height and design of the anchor device, built on the results of experiments, it follows that the dependence of horizontal displacements is nonlinear. The bearing capacity of the "comb" increased with an increment of the angle of inclination of the plates, which characterizes the increment of soil resistance (passive pressure) and of the degree of soil consolidation between the plates of the "comb", thereby this is reducing the deformability of the anchor device as a whole. With the displacement of the anchor device on the soil surface appeared bulges, which is consistent with the known data.

Analysis of the results of comparative calculations completed in accordance with the known methods and theories, allows us to make the following conclusions:

• Methods based on the Coulomb theory, as well as the ones refining them in terms of calculation of the backfill soil passive pressure (pressure of resistance) (in particular it is described in works of A. Budin, Z. Cagareli), lead to a decrease of the bearing capacity of anchor device compared to the experimentally obtained data. Underestimation is observed in the range of 39-69% depending on the method used and the location of the plates "comb".

• Methods based on the theory of critical soil state lead to a significant overestimation of the bearing capacity of the investigated anchor device compared to the experimentally obtained data. Thus, when using the formulas given in regulatory documents, overestimation of values is observed from 59% to 342% (depending on the method used and the localization of "comb" plates). At the same time, further refinements of this theory, proposed by P. Yakovlev, allow to reduce these overstatements to the interval of 60-123%.

• The finite element method, based on the application of the Coulomb-Mohr soil-elastic model provides the results, which are closer to the experimental values (deviation from the experimental data, towards the lowering of the bearing capacity of the anchor device in the interval of 11-36%).

• Most of the calculation methods applied do not show a stable "sensitivity" to a change of the angle of inclination of the anchor plates, which indicates their imperfection when considering the specified parameter.

• Based on the comparison of the calculation methods efficiency it is advisable to recommend for further numerical modeling of design features and utilization methods of an innovative anchor device the finite element method, based on the application of the elastic-plastic Coulomb-Mohr soil model (in particular, by means of Plaxis software package).

The fourth section of this thesis presents the results of the analysis of the "comb"-type anchorage system features in the formation of stress-strain state of the sheet-pile quay wall, which allowed identifying and quantifying the positive impact of the new design solution on the bearing capacity of the quay wall. Based on the numerical modeling, the basic factors that determine the bearing capacity of both the anchor device and the whole structure (the depth of the anchor bearers, the angle of anchor plates` inclination, the number of plates, the height of the various plates in the "comb" and the order of their location in the device) are analyzed. For the specific engineering, geological and operational conditions of the existing terminal (berth No 8 of the port "Pivdennyi"), the basic parameters and bearing capacity of the anchor device of a "comb"-type were calculated. Comparison of the material consumption and cost of a traditional anchor device (which contains anchor wall made of steel sheet piles) and an innovative comb-design for the abovementioned facility (with the condition of provision of the same bearing capacity of the anchor system) demonstrated the high efficiency of the proposed new approach.

Thus, the most important scientific results obtained in the dissertation include the following:

1. An innovative design and technological solution of the anchor device for retaining walls, as well as sheet-pile quay walls, was obtained, for which an authorship certificate (patent of Ukraine for invention) was obtained.

2. Based on the experimental researches of the interaction between the model of innovative "comb"-type anchor device and soil media, the qualitative and quantitative parameters of the anchor device were determined. Thus, in particular, the influence on the

bearing capacity of the device by various configurations of the "comb" and of the size of its structural elements was evaluated.

3. The design scheme of the innovative anchor device of a "comb"-type has been developed and the numerical modelling of its work has been performed, including its work within a structure of sheet-pile quay wall itself; the results of experimental researches and numerical simulations are compared.

4. The calculations of the existing port terminal with the deployment of the developed innovative anchor device were performed; the effectiveness of the new solution was evaluated. The results have been implemented both in Ukraine (reconstruction design of the quay wall in “Pivdennyi” port) and abroad (research projects of the Danube Commission).

Scientific novelty of the obtained results

1. An innovative anchor device of a “comb”-type was developed for the first time (the author obtained a patent of Ukraine for the invention).

2. The features of an innovative anchor device of a “comb”-type, including different combinations of the layout of anchor plates (location, dimensions, etc.) were explored for the first time.

3. For the first time experimental laboratory researches on models of anchor devices of innovative type were carried out; influence of basic parameters (layout and dimensions of anchor plates in the "comb") on the bearing capacity of anchor devices is revealed.

4. For the first time numerical modeling of the system “soil media - anchor device of the “comb”-type”, as well as sheet-type of quay wall with an innovative anchor device was performed.

Practical features of the obtained results

The implementation of the developed innovative design and technological solution of the anchor bearers and the utilization of the results of the experimental researches contributes to the improvement of the retaining walls` bearing capacity in the port structures. This is also helps to reduce the terms of reconstruction and modernization of structures, as well as their material consumption. These results allow increasing the efficiency of technical operation, the reliability of the design of structures during the reconstruction and

construction of water-transport hydraulic engineering structures in general and sheet-pile quay walls in particular.

Practical importance is shown in the following results:

• an innovative rational design and technological solution of a sheet-pile quay wall with an anchor device of the comb type;

• experimental data reflecting the behavior of the innovative anchor device, obtained during laboratory experimental tests of the interaction of the anchor device of a "comb"-type with the soil media;

• clarified methods of calculation of the "sheet-pile wall - soil media" system, taking into account the experimentally established specificity of interaction of the "comb" plates with the soil.

The researches presented in the dissertation are made in accordance with the field of scientific work of "Sea and River ports, Waterways and Technical Operation Department" of Odessa National Maritime University (hereinafter - ONMU). This is reflected, in particular, in the research work "Energy Efficient Solutions for the Development of Hydrotechnical Structures for Water Transport Infrastructure" in 2015-2016, State Registration Number: 0115U000607 (level of participation of the candidate - performer). Developed within the dissertation and the patented innovative design of anchor bearers for sheet-pile quay walls, which was implemented in the design of the reconstruction of berths No 8 and No 9 of the seaport “Pivdennyi”, as well as in research projects of the Danube Commission.

Keywords: technical operation, sheet-pile quay wall, anchor device, bearing capacity.

LIST OF PUBLICATIONS OF THE CANDIDATE

Scientific works, which contain main scientific results of the dissertation (publications at scientific professional editions):

1. Оганесян В.Т. Инновационные конструкторско-технологические решения глубоководных гидротехнических сооружений свайной конструкции / М.П. Дубровский, В.В. Литвиненко, В.Т. Оганесян, О.М. Дубровская // Будівельні

конструкції - межвідомчий науково-технічний збірник «Механіка ґрунтів, геотехніка та фундаментобудування», 2011, вип. 75, книга 2, с. 378-384 *(українське видання, що входить до переліку наукових фахових видань).*

2. Оганесян В.Т. Совершенствование эксплуатационных параметров анкерных опор больверков / М.П. Дубровский, В.Т. Оганесян, Полтавський національний технічний університет; Збірник наукових праць, Серія: Галузеве машинобудування, будівництво. – Полтава, 2013, випуск 3 (38), с. 133-141 *(українське видання, що входить до переліку наукових фахових видань).*

3. Оганесян В.Т. Инновационные решения в геотехническом строительстве и береговой геотехнике в сложных инженерно – геологических условиях Украины / Н.Л. Зоценко, Ю.Л. Винников, М.П. Дубровский, В.Т. Оганесян и др. // науково-технічний журнал «Світ геотехніки», 2014, випуск 1 (41), с. 25-29 *(українське видання, що входить до переліку наукових фахових видань)*.

4. Пат. 105067, Україна, МПК E02B 3/06 (2006.01) E02D 29/02 (2006.01) / Причальна споруда / М.П. Дубровский, В.Т. Оганесян / Власник Одеський національний морський університет № а 2012 05328; заявл. 28.04.2012; опубл. 10.04.2014, Бюл. №7 (*патент на винахід, який пройшов кваліфікаційну експертизу і безпосередньо стосується наукових результатів дисертації*).

5. Oganesian V.T. Some innovations for offshore and harbor berths construction / M.P. Doubrovsky, V.E. Kaluzhnaya, A.V. Kaluzhniy and V.T. Oganesian, Journal of Shipping and Ocean Engineering, David Publishing, New York, USA, 2015, issue № 5, pp. 115-123 *(закордонне видання, яке індексується в наукометричних базах даних Worldcat, Google scholar, EBSCO, DOAJ, Ulrich's periodicals, Cambridge Scientific Abstracts, CAS, OCLC, PAIS).*

6. Oganesyan V. Fast-constructed marine and port structures / M. Doubrovsky, M. Poizner, V. Oganesyan and A. Oganesyan Journal of Shipping and Ocean Engineering, Vol. 9, Number 1, Jan-Mar 2019, David Publishing Company, USA, pp. 8-13 *(закордонне видання, яке індексується в наукометричних базах даних Worldcat, Google scholar, EBSCO, DOAJ, Ulrich's periodicals, Cambridge Scientific Abstracts, CAS, OCLC, PAIS).*

Scientific works, which prove an approbation of the results of dissertation:

7. Doubrovsky M.P. Modern tendencies in development and renovation of deep-water quay walls in Ukrainian sea ports / M.P. Doubrovsky, A. Belackrouf, S. Gabi, V.V. Petrosyan, K.V. Petrosyan, V.T. Oganesian, E. Tertychnaya, Y.A. Artemiev // Материалы X международной выставки-конференции Интертранспорт, 2011 с. 299-300.

8. Oganesian V.T. Some Peculiarities of Granular Materials Interaction with Rigid Retaining Structures / Doubrovsky M.P., // Proceedings of the 2d “Advances in applied physics and materials science congress”, APMAS, 2011, Istanbul Kultur Universitesi, Antalya, Turkey, p. 110.

9. Дубровский М.П. Некоторые инновационные разработки по повышению эксплуатационных качеств объектов портовой инфраструктуры / М.П. Дубровский, Али Белакруф, Габи Смаил, В.В. Литвиненко, В.Т. Оганесян, Ю.А. Артемьев // Материалы XI международной выставки-конференции Интертранспорт, 2012 с. 365-368.

10. Оганесян В.Т. Ресурсосберегающие и энергоэффективные конструкторско-технологические решения для портовой гидротехники / М.П. Дубровский, Али Белакруф, Габи Смаил, В.В. Литвиненко, В.Т. Оганесян, В.Е. Калюжная // Материалы XII международной выставки-конференции Интертранспорт, 2013 с. 366-369.

11. Oganesian V.T. Innovative solutions in the field of geotechnical construction and coastal geotechnical engineering under difficult engineering-geological conditions of Ukraine / N.L. Zotsenko, Y.L. Vynnykov, M.P. Doubrovsky, V.T. Oganesian, V.S. Shokarev, V.L. Syedin, A.V. Shapoval, M.B. Poizner, V.I. Krysan, G.N. Meshcheryakov // Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Vol. 3, France, Paris, 2013, pp. 2645–2648.

12. Oganesian V.T. Some innovative solutions for marine and port engineering / M.P. Doubrovsky, A. Belackrouf, S. Gabi, V.T. Oganesian, V.E. Kaluzhnaya // Материалы XIV международной выставки-конференции Интертранспорт, 2015 с. 300-302.

Published works, which additionally reflect the scientific results of dissertation:

13. Оганесян В.Т. Менеджмент качества высшего образования Украины / Збірник наукових праць 3-ої Всеукраїнської науково-практичної конференції «Інформаційно-вимірювальні технології в метрології, технічному регулюванні та менеджменті якості», Одеса, Україна, 2012, с. 154-157.

ЗМІСТ

Вступ……...25
РОЗДІЛ 1 СУЧАСНИЙ СТАН ТЕОРІЇ ТА ПРАКТИКИ ПРОЕКТУВАННЯ, БУДІВНИЦТВА ТА ТЕХНІЧНОЇ ЕКСПЛУАТАЦІЇ ВОДНОТРАНСПОРТНИХ СПОРУД У ВИГЛЯДІ ЗААНКЕРОВАНИХ БОЛЬВЕРКІВ……...31
1.1 Заанкеровані больверки, як перспективна конструкція воднотранспортних споруд України……...……31
1.2 Напружено – деформований стан заанкерованих больверків……..…….52
1.2.1 Взаємодія з ґрунтовим середовищем у пороговому напруженому стані…….……..……..54
1.2.2 Метод розрахунку больверків як балок на пружній основі…….…....57
1.2.3 Методики, що враховують характер деформацій заанкерованних стінок……..……..…58
1.2.4 Розрахунок анкерних пристроїв……..……...…..60
1.2.4.1 Змішана пружно-пластична задача взаємодії стінок з ґрунтовим середовищем при використанні кінематичного методу……75
1.2.4.2 Методи розрахунку і проектування анкерних пристроїв больверка……..……..82
Висновки до розділу 1……....87
РОЗДІЛ 2 УДОСКОНАЛЕННЯ АНКЕРНИХ ОПОР ВОДНОТРАНСПОРТНИХ СПОРУД ТИПУ «БОЛЬВЕРК»…….. ……..89
2.1 Відомі рішення з удосконалення анкерних опор больверків….……..…89
2.2 Обґрунтування і розробка інноваційного конструкторсько-технологічного рішення анкерних опор больверка……..……..…...……..…96
2.3 Порівняльний розрахунок традиційних анкерних опор та анкерних опор больверків у вигляді «гребінки»……..……..……..…102
Висновки до розділу 2…….…109
РОЗДІЛ 3 ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ АНКЕРНИХ ОПОР БОЛЬВЕРКІВ……...110

3.1 Аналіз відомих експериментальних досліджень анкерних опор больверків……110
3.1.1 Дослідження Гіпроречтрансу……..……...110
3.1.2 Експериментальні дослідження тиску ґрунту на поверхню анкерної плити……..…….....116
3.1.3 Експериментальні дослідження розподілу щільності ґрунту засипки призми випирання перед анкерними опорами…….....120
3.1.4 Дослідження взаємодії анкерних пристроїв з ґрунтом за допомогою фотофіксації …..…….122
3.1.5 Експериментальне дослідження тиску сипучого середовища на підпірну стінку із похилою задньою гранню в бік засипки……..……...123
3.2 Лабораторне фізичне моделювання інноваційного конструкторсько-технологічного рішення анкерних опор у вигляді «гребінки»……....128
3.2.1 Мета та завдання експерименту……....129
3.2.2 Експериментальне устаткування, вимірювальна та реєструюча апаратура……...……...130
3.2.3 Планування експериментальних досліджень……...……....138
3.2.4 Особливості проведення експериментального дослідження……..143
3.2.5 Основні результати експериментального дослідження інноваційної конструкції анкерних опор……..141
3.3 Порівняння експериментальних та розрахункових даних в рамках аналізу роботи інноваційної конструкції анкерної опори.....146
Висновки до розділу 3……167
РОЗДІЛ 4 ЧИСЕЛЬНЕ МОДЕЛЮВАННЯ РОБОТИ АНКЕРНИХ СПОРУД ТИПУ «БОЛЬВЕРК» З ВИКОРИСТАННЯМ ІННОВАЦІЙНОЇ АНКЕРНОЇ СИСТЕМИ У ВИГЛЯДІ «ГРЕБІНКИ»……..…....170
4.1 Аналіз особливостей анкерної системи у вигляді «гребінки» та її впливу на напружено-деформований стан та несучу здатність споруди……...…...170
4.1.1 Чисельне моделювання больверка з анкерною опорою у вигляді «гребінки» при вертикальному положенні плит для різних глибин розташування «гребінки»……...…..181

4.2 Аналіз впливу компонувальних і конструкторських рішень анкерної опори у вигляді «гребінки»……..…….....184
4.2.1 Чисельне моделювання больверка з різною кількістю плит в «гребінці»……184
4.2.2 Чисельне моделювання больверка із різними висотами плит в «гребінці»……186
4.2.3 Чисельне моделювання больверка із різним кроком плит в «гребінці» вертикального типу…….……191
4.2.4 Чисельне моделювання больверка з анкерною опорою у вигляді «гребінки» похилого типу……..……..194
4.2.5 Чисельне моделювання больверка з анкерною опорою у вигляді «гребінки» вертикального типу з мінімізацією її матеріаломісткості.....200
4.3 Застосування інноваційної конструкції анкерної опори у вигляді «гребінки» для умов порту «Південний»……..……...202
Висновки до розділу 4…….209
ВИСНОВКИ…….210
ПЕРЕЛІК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ……211
ДОДАТОК А. Патент на винахід……..…….….220
ДОДАТОК Б. Ілюстративні матеріали експериментальних досліджень……..…..222
ДОДАТОК В. Акти впровадження результатів досліджень……..……..229
ДОДАТОК Г. Список публікацій здобувача за темою дисертації та відомості про апробацію результатів дисертації……...……..…….232

ВСТУП

Актуальність теми

Воднотранспортні споруди, в тому числі причальні, огороджувальні і берегозахисні, як засоби морського транспорту, є основними виробничими потужностями портів і відповідальними стратегічними об'єктами портової інфраструктури. Тому дуже важливими завданнями розвитку воднотранспортної галузі, відповідно до статей 13, 15 Закону України «Про морські порти України» [1], є: безпечна експлуатація, належне утримання, ефективне управління і використання об'єктів портової інфраструктури державної власності, в тому числі гідротехнічних споруд, а також забезпечення їх своєчасної модернізації, ремонту, реконструкції та будівництва. Таким чином, впровадження вдосконалених конструкцій та методик оцінки експлуатаційного стану споруд, підвищення їх надійності та безпеки, та зниження ризику аварійних ситуацій і експлуатаційних витрат, що досягається внаслідок цього, є ключовим моментом при реалізації поставлених завдань.

У воднотранспортному та портовому гідротехнічному будівництві найбільш поширене застосування знайшли причальні споруди у вигляді тонких стінок із заанкерованими лицьовими елементами, наприклад, набережні з металевого або залізобетонного шпунту, кутові стінки тощо, як найбільш економічні і технологічні конструкції причальних набережних. Широкий досвід застосування заанкерованих конструкцій причальних споруд в українських та закордонних портах підтвердив їх надійність та рентабельність. Вони часто застосовуються як при будівництві нових причальних набережних, так і при реконструкції існуючих. Так, наприклад, причальні набережні типу «больверк» побудовані та експлуатуються в Одеському, «Південному», Чорноморському, Маріупольському та інших портах України.

Однак будівництво і експлуатація заанкерованих причальних споруд мають ряд особливостей і пов'язані з певними труднощами через невирішені до теперішнього часу проблеми в галузі морської гідротехніки. Це стосується і уточнення методів розрахунку, і зміни конструктивних форм і профілю споруд, і розробки більш прогресивних технологій їх зведення, ремонту і модернізації [2].

Значно суттєвими є завдання оптимального проектування, пов'язані із впровадженням в практику ефективних конструкторсько-технологічних рішень, більш досконалих науково-обґрунтованих методів розрахунку портових гідротехнічних споруд, застосуванням ефективних і економічних матеріалів та виробів. Велика увага приділяється вдосконаленню конструкцій, що має здійснюватися з урахуванням розрахункових схем, теоретичних передумов і методів, які штучно створюють в споруді найбільш вигідний напружений стан [2].

Відомо, що підвищити надійність і довговічність споруди в цілому можна шляхом підвищення аналогічних характеристик окремих елементів, які складають конструкцію цієї споруди. Досвід експлуатації заанкерованих конструкцій причальних споруд і дослідження несучої здатності їх лицьових вертикальних елементів і анкерних плит свідчать про наявність значних резервів їх несучої здатності.

Анкерні пристрої та, особливо, анкерні опори є одними з найбільш відповідальних елементів конструкції заанкерованих причальних споруд, від стану яких в значній мірі залежить безпека експлуатації всієї споруди в цілому.

Основним недоліком анкерних пристроїв є їх значна матеріаломісткість. Оскільки при великих анкерних зусиллях висота анкерних плит значно зростає і може досягати 5 метрів, у багатьох випадках доводиться кріпити анкера до плит за допомогою водолазів, що веде до ускладнення і подорожчання робіт. Слід зазначити також незручність, викликану необхідністю виконання монтажу анкерних плит в траншеї для забезпечення їх стійкості до моменту засипання ґрунтом. При використанні в якості анкерних пристроїв сталевих шпунтових стінок істотно зростають матеріаломісткість і вартість споруди.

На даний момент питання створення анкерного пристрою, яке змогло б максимально реалізувати існуючі резерви (підвищити несучу здатність) при мінімальних витратах матеріалів і ресурсів є однією з вельми актуальних завдань при проектуванні і будівництві нових причалів типу «больверк», а також при експлуатації та ремонті/реконструкції існуючих.

Зв'язок роботи з науковими програмами, планами, темами

Дослідження, викладені в дисертації, виконані відповідно до напряму наукової роботи кафедри «Морські та річкові порти, водні шляхи та їх технічна експлуатація» Одеського національного морського університету (далі - ОНМУ), що відображено, зокрема, у виконаній у 2015-2016 роках науково-дослідній роботі «Енергоефективні рішення для розвитку гідротехнічних споруд воднотранспортної інфраструктури», номер державної реєстрації НДР: 0115U000607 (ступінь участі дисертанта - виконавець).

Мета і завдання дослідження

Мета дисертаційної роботи полягає в розробці та дослідженні економічних та технологічних анкерних опор інноваційної конструкції для воднотранспортних споруд типу «больверк», що забезпечують необхідні параметри надійності та несучої здатності споруди.

Для досягнення поставленої мети необхідно було вирішити такі завдання:

- виявлення та аналіз чинників, що мають істотний вплив на роботу анкерних пристроїв у складі споруди, аналіз методів їх розрахунку і проектування;
- уточнення розрахункової схеми і методики розрахунку анкерних опор больверка у вигляді плит;
- обґрунтування і розробка інноваційних конструкторсько-технологічних рішень анкерних опор больверка;
- проведення експериментального дослідження роботи системи «анкерний пристрій - ґрунтове середовище» в лабораторних умовах;
- виконання чисельного моделювання анкерних опор інноваційної конструкції і порівняння отриманих результатів з даними лабораторних експериментальних спостережень для оцінки ефективності запропонованого рішення;
- розробка практичних рекомендацій щодо розрахунку та конструювання удосконаленої анкерної опори, яка дозволяє підвищити економічність, надійність, довговічність і безпеку експлуатації причальних споруд.

Об'єкт дослідження - формування напружено-деформованого стану системи «анкерна опора - ґрунтове середовище» з урахуванням специфіки запропонованого інноваційного рішення анкерної опори.

Предмет дослідження - анкерний пристрій інноваційної конструкції, що являє собою закріплені в певному положенні вздовж жорсткого сердечника анкерні плити.

Методи дослідження

Метод експериментальних досліджень на моделях анкерних пристроїв в лабораторних умовах; чисельне моделювання роботи системи «анкерний пристрій - ґрунтове середовище» методами теорії граничного напруженого стану, а також методами, що реалізують пружно-пластичну модель ґрунтового середовища (аналіз впливу інноваційного конструкторського рішення та особливостей його компонування на несучу здатність анкерних пристроїв).

Наукова новизна отриманих результатів

1. Вперше розроблено інноваційний анкерний пристрій у вигляді «гребінки» з анкерних плит, закріплених вздовж загального жорсткого сердечника (автором отримано патент України на винахід);

2. Вперше досліджено особливості інноваційного анкерного пристрою у вигляді «гребінки», в тому числі варіанти компонувального рішення для анкерних плит (розташування, габарити та ін.);

3. Вперше проведено експериментальні дослідження на моделях анкерних пристроїв інноваційної конструкції в лабораторних умовах; виявлено вплив основних параметрів пристроїв (компонування і розміри анкерних плит в «гребінці») на несучу здатність анкерних пристроїв;

4. Вперше виконано чисельне моделювання системи «ґрунтове середовище - анкерний пристрій типу «гребінка», а також причальних споруд типу «больверк» з інноваційним анкерним пристроєм.

Практичне значення отриманих результатів

Впровадження на практиці розробленого інноваційного конструкторсько-технологічного рішення анкерної опори і використання результатів виконаних експериментальних досліджень сприяє підвищенню несучої здатності підпірних

стінок портових гідротехнічних споруд, скороченню термінів реконструкції і модернізації споруд, а також зменшенню їх матеріаломісткості та обсягів виробництва робіт. Ці результати дозволяють підвищити ефективність технічної експлуатації, надійність проектування споруд при реконструкції та будівництві воднотранспортних гідротехнічних споруд в цілому і причальних споруд типу «больверк» зокрема.

Особистий внесок здобувача

Особистий внесок відображений у наступному:

- проведено аналіз літературних матеріалів, які висвітлюють проблему удосконалення анкерних опор при реконструкції воднотранспортних споруд [Додаток Г - 2, 9, 10];

- розроблено нове конструкторсько-технологічне рішення анкерного пристрою для підпірних, в тому числі - причальних, стінок і рекомендації щодо визначення основних параметрів конструкції [Додаток Г - 1, 3, 4, 7];

- проведені лабораторні експериментальні дослідження роботи інноваційного анкерного пристрою на моделях [Додаток Г - 2, 8, 11, 12];

- виконано чисельне моделювання роботи інноваційного анкерного пристрою, в тому числі у складі портової причальної споруди типу «больверк» [Додаток Г - 2, 12];

- проведена оцінка техніко-економічної ефективності застосування розробленого інноваційного конструкторсько-технологічного рішення анкерного пристрою (на прикладі причальної споруди одного з українських портів).

Основні результати дисертаційної роботи отримані автором самостійно.

Апробація результатів дисертації

Результати дисертаційної роботи доповідалися і отримали позитивну оцінку на наукових конференціях: II Міжнародному інженерно-технічному конгресі «Advances in applied physics & material science congress» (Туреччина, Анталія, 2011 р), VII Всеукраїнській науково-технічній конференції: «Механіка ґрунтів, геотехніка і фундаментобудування» (м. Одеса, 2011 р.), конференціях професорсько-викладацького складу Одеського національного морського університету (м. Одеса,

2011-2015 рр.), X, XI, XII і XIV Міжнародних транспортних виставках – конференціях «ІнтерТрансПорт» (м. Одеса, 2011-2015 рр.), регіональному конкурсі інноваційних проектів, приуроченому до Дня науки України Одеського інноваційно-інформаційного центру (ІНВАЦ), де проект «Інноваційне рішення анкерних опор причальних споруд типу «больверк» посів 1-ше місце в номінації «Кращий проект молодих вчених» (м. Одеса, 2013), XVIII Міжнародній конференції «Soil Mechanics and Geotechnical Engineering» (Франція, м. Париж, 2013), Міжнародному науково-технологічному форумі «Наука. Інновації. Технології - 2013» (м. Київ, 2013).

Крім того, розроблена в ході дисертаційного дослідження і запатентована інноваційна конструкція анкерних опор «больверка» була використана при розробці проекту реконструкції причалів №8 і №9 морського порту «Південний», а також в дослідницьких проектах Дунайської Комісії, що підтверджується актами впровадження (Додаток В).

Публікації

Основні матеріали і результати дисертаційної роботи опубліковані в 6 наукових працях, в тому числі в 3 статтях у вітчизняних наукових фахових виданнях, регламентованих вимогами ВАК України, в 3 статтях в зарубіжних індексованих виданнях і в 6 збірниках доповідей та тез доповідей конференцій різного рівня; отримано патент України на винахід.

Дисертація складається із вступу, чотирьох розділів, загальних висновків, списку використаної літератури та додатків.

РОЗДІЛ 1
СУЧАСНИЙ СТАН ТЕОРІЇ І ПРАКТИКИ ПРОЕКТУВАННЯ, БУДІВНИЦТВА ТА ТЕХНІЧНОЇ ЕКСПЛУАТАЦІЇ ВОДНОТРАНСПОРТНИХ СПОРУД У ВИГЛЯДІ ЗААНКЕРОВАНИХ БОЛЬВЕРКІВ

1.1. Заанкеровані больверки, як перспективна конструкція воднотранспортних споруд України

Больверки знаходять широке застосування в якості різноманітних воднотранспортних споруд - як в морських (причальні стінки, камери сухих доків, берегозахисні та хвилевідбійні стінки), так і в річкових (камери шлюзів, дамби, причали). У міру зростання висоти шпунтових стінок (відповідно до збільшення глибини води біля споруди) відбувся перехід від незаанкерованих до заанкерованих больверків, що підвищило їх несучу здатність і збільшило параметри загальної стійкості.

Одним з найбільш перспективних напрямків розвитку морської галузі України є створення високопродуктивних глибоководних портових терміналів, оскільки збільшення глибин біля причалів тісно пов'язане з можливістю збільшення вантажообігу портів. Тому є актуальним і необхідним поступовий перехід до глибин, достатніх для пропуску сучасних великотоннажних суден з прохідною осадкою близько 19 м [3, 4]. Перспективними, з цієї точки зору, в Україні є порти «Південний» (включаючи причали ТОВ «ТІС»), Одеса і Чорноморськ.

Більшість гідротехнічних споруд в українських портах були спроектовані і побудовані в 50-60-ті роки минулого століття. Основними типами конструкцій причальних споруд, що застосовувалися в той час в портовому будівництві, були класичний заанкерований больверк із шпунту Ларсен-IV, V, VII та естакада на залізобетонних або металевих палях з монолітною залізобетонною верхньою надбудовою і підпричальним укосом [6]. Явний прогрес, пов'язаний з удосконаленням конструкцій глибоководних причалів стався наприкінці XX - початку XXI ст. Для цього періоду характерний перехід до посилених конструкцій

больверків [7]. Створення таких споруд, з огляду на високу вартість і унікальність конструкції, як правило, пов'язане з підвищенням надійності, поліпшенням економічних та експлуатаційних параметрів споруди, вдосконаленням технологій будівельно-монтажних робіт, забезпеченням безпеки судноплавства, а також освоєнням нових, екологічно чистих, енерго- та ресурсозберігаючих технологій [6, 8].

Для сучасної технічної політики України в області воднотранспортного гідротехнічного будівництва характерно зведення невеликої кількості основних типів гідротехнічних споруд, добре освоєних для умов певного басейну територіальною спеціалізованою будівельною організацією [9, 10].

Такий підхід можна вважати прийнятним, якщо мова йде про оптимальне для поданого регіону конструкторсько-технологічне рішення. Однак з часом виявляються труднощі (а іноді й неможливість) впровадження принципово нових технологічних рішень в сфері конструювання і технологій через прагнення будівельних організацій уникнути об'єктивних складнощів перебудови технологічного процесу [9, 10]. Позначається також інерція застосування усталених конструктивних рішень і технологій, що забезпечують зайві запаси міцності і несучої здатності [9, 10].

Практика будівництва та технічної експлуатації показує, що не менш ніж 50% споруджуваних в світі гідротехнічних споруд створюються із застосуванням металевого шпунту [11]. Набережні цього типу широко поширені в портовому будівництві, також широко використовуються при реконструкції причалів в умовах обмежених акваторій.

Тонкі підпірні стінки, іменовані больверками, характеризуються значною довговічністю і добре пристосовуються до роботи в складних інженерно-геологічних умовах. Про це свідчить, у тому числі, й той факт, що найменше число руйнувань або катастрофічних деформацій під час аварій воднотранспортних гідротехнічних споруд, зведених на слабких глинистих ґрунтах, мають відношення до больверків із сталевих шпунтових паль.

Больверки - це конструкції, міцність яких забезпечується опором вигину, а стійкість, в більшості випадків, - опором випиранню ґрунту основи [13]. При середніх якостях ґрунтів вільна висота тонких стінок може перевищувати 20 м. Вони найбільш

прості за улаштуванням, економічні та найменш чутливі до перевантажень (у порівнянні з іншими типами воднотранспортних споруд), в більшості випадків зводяться без застосування водолазних робіт [12, 14]. До переваг больверків слід також віднести раціональну конструкцію замка, що дозволяє влаштовувати різні за обрисами в плані лицьові стінки, шарнірні сполучення основних елементів, простоту конструкції та її розрахункової схеми.

Лицьова площина стінок утворюється найчастіше залізобетонними або сталевими шпунтовими палями, палями-оболонками і панелями, які заглиблюють в основу, або широкопанельними чи комбінованими елементами, які останнім часом застосовуються іноді замість шпунтів [13].

Застосовують палі з металевого шпунту плоского, коритного, зетового профілів, зварного шпунту та ін., залізобетонні палі таврового і трубчастого перетину (рис. 1.1).

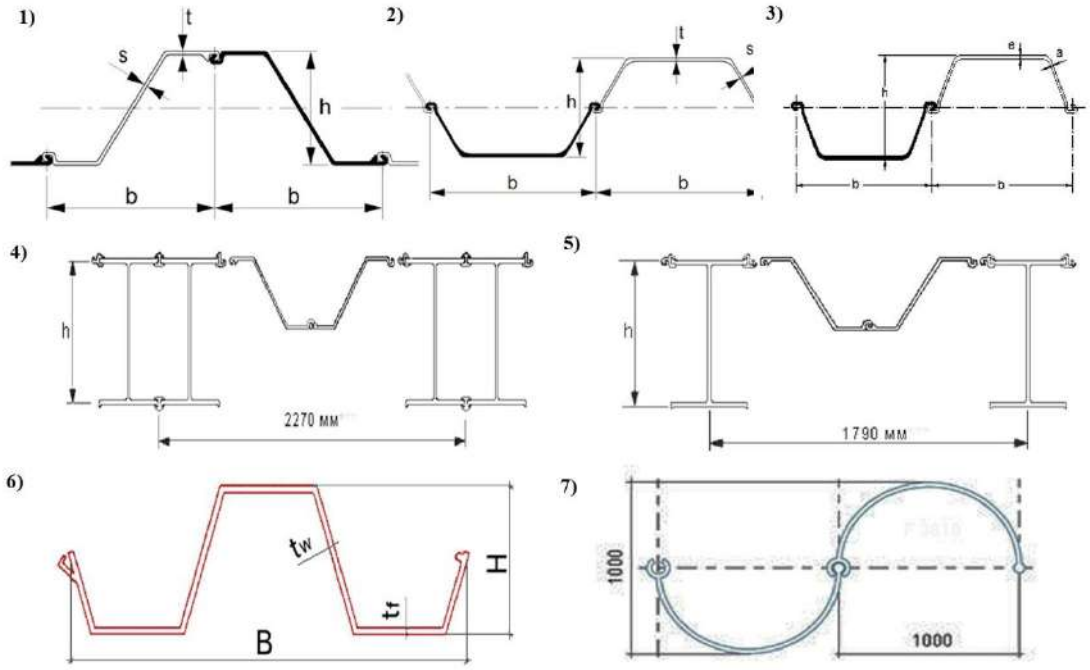


Рисунок 1.1 - Сучасні профілі сталевих шпунтових паль: 1 - шпунт зетового профілю AZ; 2 - шпунт коритного профілю AU; 3 - шпунт коритного профілю PU; 4, 5 - комбіновані системи HZ/AZ; 6 - панелі шпунтові зварні ПШЗ; 7 - шпунт з труб напівкруглий [15, 16, 17, 18]

Сьогодні світовий досвід проектування, будівництва та реконструкції воднотранспортних гідротехнічних споруд свідчить про широке застосування сталевих шпунтових паль. Марки сталей, з яких виготовляють сталеві палі європейського виробництва, регламентовані європейськими нормами [15, 16, 17, 18], з різними границями текучості і тимчасовим опором, що коливаються в досить широких межах - від 240 і 340 Н/мм^2 (сталь марки S240GP) до 430 і 510 Н/мм^2 (сталь марки S430GP) відповідно [15].

Основний світовий і найбільший в Європі виробник шпунту - компанія «ArcelorMittal» [17, 19] для різноманітних потреб портового гідротехнічного будівництва випускає наступні види шпунтових профілів:

- коритний різних модифікацій (PU, AU) в залежності від відстані між осями замків з варіаціями геометричних параметрів перетинів кожної модифікації (за формою перетину його аналогом є відомий шпунт типу Ларсен);

- зетовий (для будівництва причалів зазвичай поставляється у вигляді попередньо зібраної в заводських умовах коробки з двох паль зетового профілю);

- плоский (ефективний для зведення замкнутих циліндричних комірок великого діаметру);

- комбінований (поєднання обладнаних замковими з'єднаннями двотаврових балок високої несучої здатності та вставок між ними з шпунтових паль коритного профілю дозволяє забезпечити сприймання практично будь-якого згинального моменту без використання екрануючих та розвантажувальних пристроїв).

Сталевий шпунт коритного типу, найбільш поширений в гідротехнічному будівництві, головним чином застосовується в конструкціях больверків при глибинах до 9,0-10,0 м. У випадку значних глибин необхідні спеціальні заходи, що зменшують тиск ґрунту засипки на лицьову стінку. Різні конфігурації лицьових стінок (рис. 1.2), системи екранування, багатоярусне анкерування, зниження відмітки кріплення анкеру, влаштування розвантажувальних призм та ін. дозволяють розширити діапазон глибин для застосування шпунтів типу Ларсен, однак це призводить до помітного підвищення трудомісткості і, в результаті, до збільшення термінів і вартості будівництва.

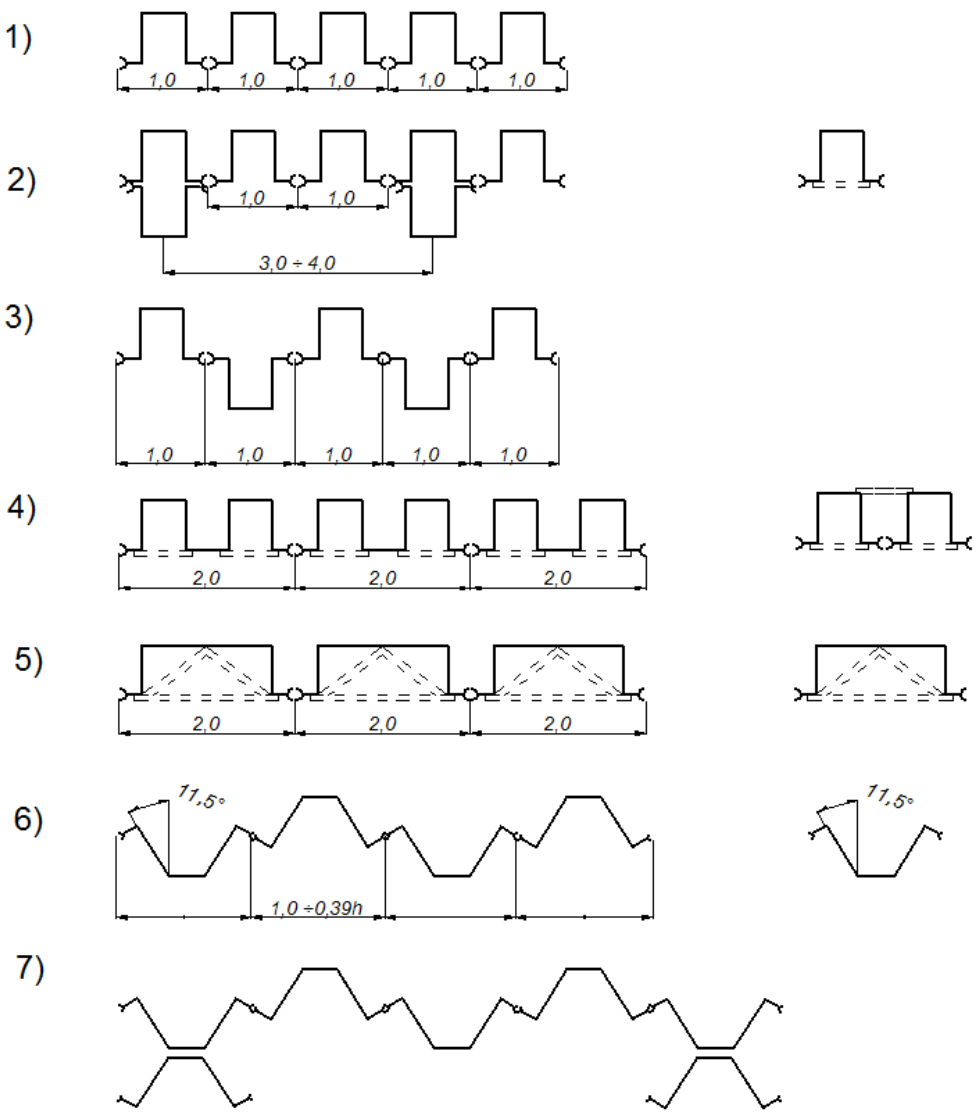


Рисунок 1.2 - Типи шпунтових стінок із використанням зварного шпунту коритного профілю: 1 - звичайного типу; 2 - із застосуванням шпунтових коробок; 3 - із розташуванням гребнів сусідніх шпунтин в шаховому порядку; 4, 5 - великопанельного типу; 6, 7 - з тупим кутом між полицею і стінкою [11, 20].

Крім провідних світових лідерів з виробництва шпунту (Люксембург, Німеччина, Китай) також відомі вітчизняні розробки професора Придніпровської державної академії будівництва та архітектури Большакова В.І. із створення нових профілів сталевого шпунту, що складається з холодногнутого коритного профілю з привареними до його полиць замковими з'єднаннями [21].

Найважливішою класифікаційною ознакою тонких підпірних стінок є наявність або відсутність анкерних пристроїв (рис. 1.3) [13].

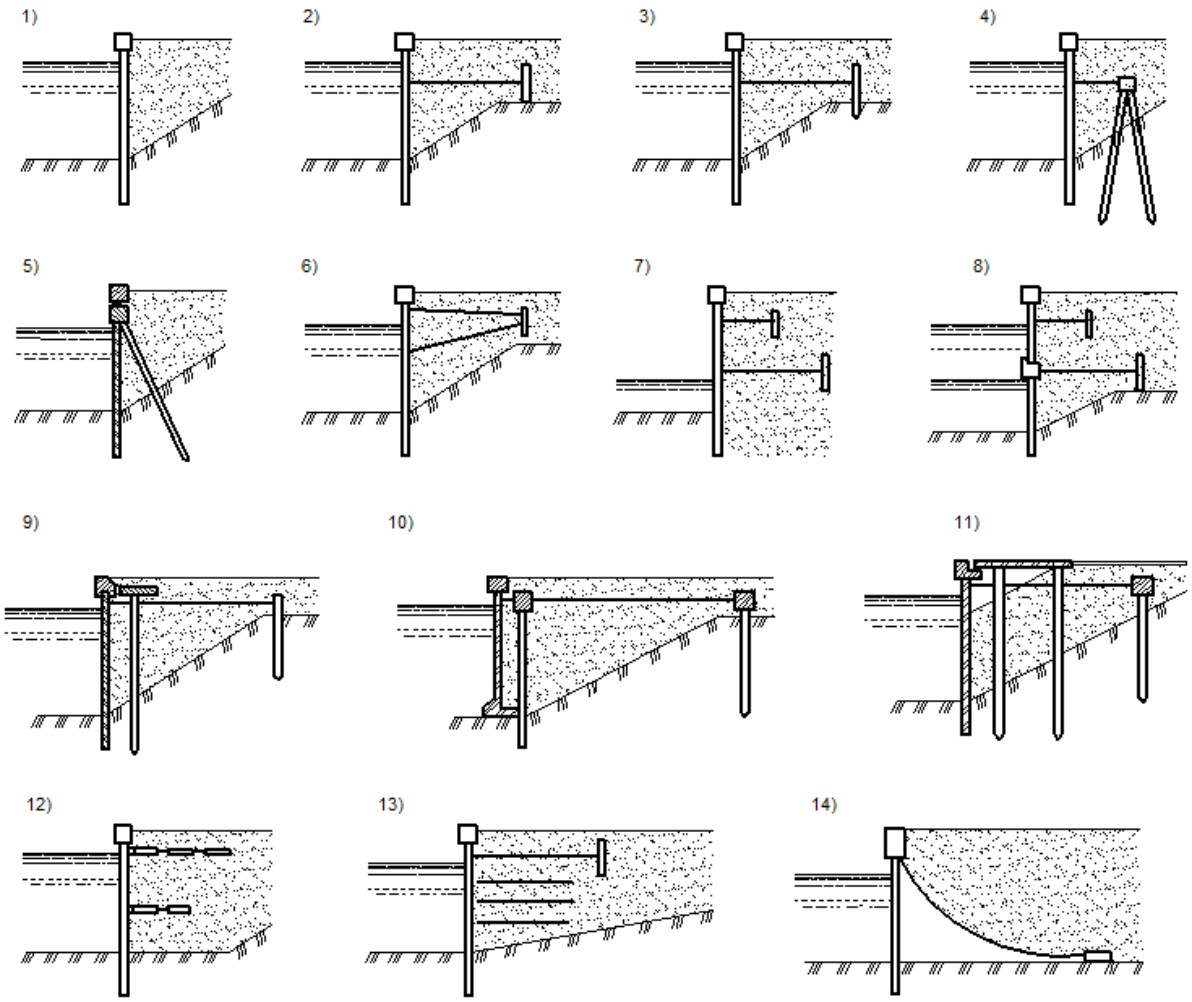


Рисунок 1.3 - Класифікація тонких стінок залежно від типу анкерного пристрою: 1 - незанкерована; 2 - заанкерована за анкерну плиту; 3 - заанкерована за анкерну стінку; 4 - заанкерована за козлову опору; 5 - заанкерована похилими палями (козловий больверк); 6, 7 - двоханкерні нерозрізні больверки; 8 - двоханкерний розрізний больверк; 9 - заанкерований больверк з одним рядом екрануючих паль; 10 - заанкерований больверк із зовнішнім навантаженням; 11 - заанкерований больверк з розвантажувальною естакадою; 12 - набережна з розвантажувально-анкерними плитами; 13 - стінка з елементами, що армують засипку; 14 - стінка парусного типу [12]

Конструкція і розташування анкерів істотно впливають на схему роботи споруди та на її несучу здатність. Тому для задоволення вимог воднотранспортної гідротехніки при зведенні споруд на глибинах 15,0 - 25,0 м в складних гідрологічних

і інженерно-геологічних умовах, а також для вирішення питань їх посилення, реконструкції та модернізації необхідне впровадження в практику проектування, будівництва та технічної експлуатації больверків анкерних пристроїв підвищеної несучої здатності [9].

Удосконалення конструкцій лицьової стінки больверку, а також конструкцій анкерного пристрою з метою зниження витрат матеріалу і його раціонального використання може бути досягнуто шляхом уточнення розрахунково-теоретичних методів, розробки економічних гарячокатаних профілів, створення нових конструкцій з різними розвантажувальними та екрануючими пристроями, збільшення несучої здатності за рахунок ефективного розподілу матеріалу за перетином профілю, застосування металу з покращеними показниками міцності [11].

Одним з ефективних напрямків збільшення несучої здатності паль є створення зварних шпунтових профілів із значним моментом опору.

Досвід проектування і технічної експлуатації воднотранспортних гідротехнічних споруд вказує, що найбільш поширеною є конструкція заанкерованих больверків, що включає лицьову стінку, виконану із шпунтових паль, зворотну засипку, анкерні опори і анкерні тяги (останні прикріплені до балки розподільного поясу, з'єднаного з лицьовою стінкою причалу). Наявність анкерного пристрою дозволяє знизити згинальні моменти в лицьовій стінці і підвищити стійкість споруди.

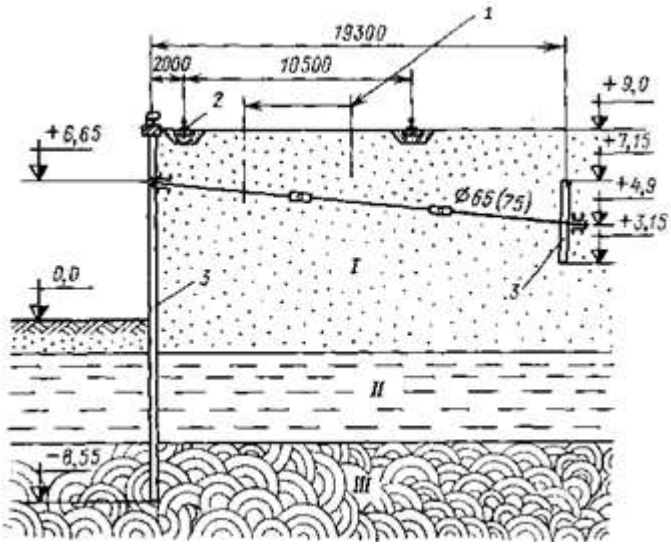


Рисунок 1.4 - Сталева одноанкерна стінка: 1 - осі залізничних колій; 2 - рейки портального крану; 3 - шпунт «Ларсен-IV»; I - пісок; II - суглинок; III - глина [22]

Приклад причальної набережної у вигляді сталевої заанкерованої стінки показаний на рис. 1.4.

Недоліками такого конструктивного рішення є значна матеріаломісткість, зокрема за рахунок використання прокатних елементів в якості анкерних тяг, трудомісткість під час монтажу анкерних пристроїв та під час монтажу розподільного поясу для анкерних тяг, а також під час стикування окремих відрізків тяг за допомогою з'єднувальних муфт, необхідність занурення підмосточних паль для підтримки анкерних тяг в їх прольоті. Крім того, має місце нерівномірність розподілу зусиль між анкерними тягами внаслідок складності натягування анкерів в процесі будівництва [13, 22].

Стінки з двома ярусами анкерів по висоті (рис. 1.5) в морському портовому будівництві застосовуються нечасто, що пояснюється складністю монтажу другого ярусу анкерів під водою та забезпеченням передбаченої розрахунком спільної роботи обох ярусів анкерів [22].

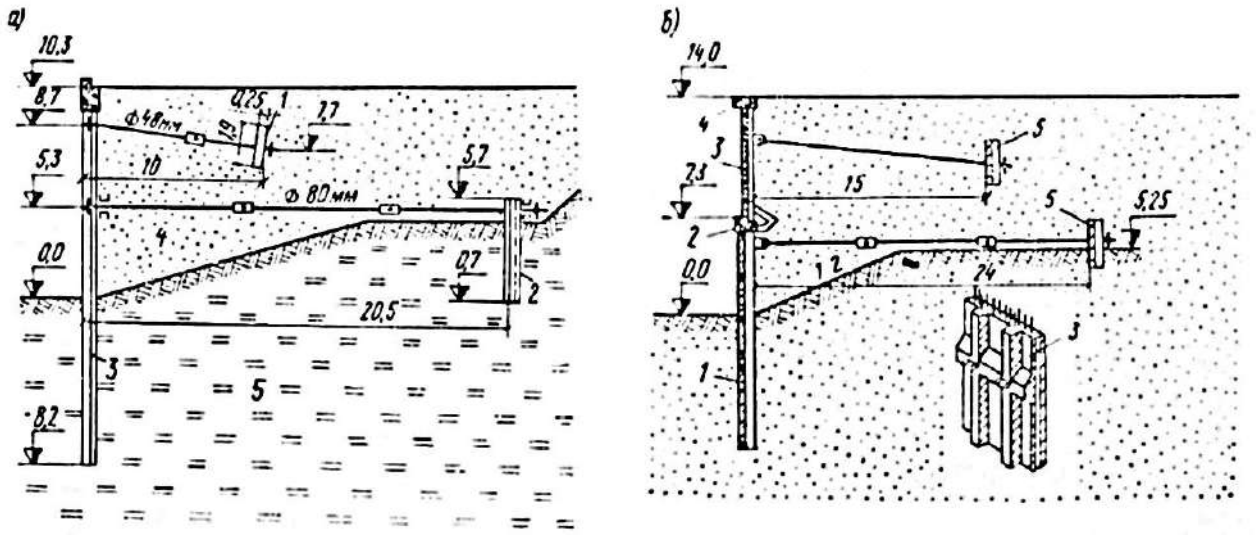


Рисунок 1.5 - Двоханкерні набережні: а - нерозрізна стінка із сталевого шпунту: 1 - залізобетонна анкерна плита; 2 - анкерна стінка із сталевого шпунту «Ларсен-III-н»; 3 - шпунт «Ларсен-IV-н»; 4 - пісок; 5 - мулистий суглинок; б - розрізна стінка із залізобетону: 1 - шпунт таврового профілю; 2 - монолітна балка; 3 - ребриста панель; 4 - кордонна балка; 5 - анкерні плити [22, 23]

Конструкції набережних з подвійним по висоті анкеруванням знаходять застосування в тих випадках, коли влаштування одного ряду анкерів не забезпечує отримання в лицьовій стінці напружень, для яких можна використовувати стандартні профілі сталевого шпунту або залізобетонний шпунт з прийнятними розмірами поперечного перерізу. Основний недолік нерозрізних двоханкерних стінок полягає в нерівномірному включенні анкерів в роботу, оскільки чітке однакове первинне натяжіння верхніх та нижніх анкерів забезпечити важко. В результаті дійсний напружений стан конструкції може істотно відрізнятися від проектних припущень. Зазначена обставина, чітко зафіксована під час натурних дослідженнь, в ряді випадків призводила до виникнення аварійного стану [23].

Слід зазначити специфіку застосування больверків в річкових умовах, коли для порівняно невеликих глибин біля причалів (до 7,0-7,5 м на Дунаї) висота причальної стінки може становити 17-18 м через необхідність урахування сезонних коливань рівня води в річці (для умов низов’їв Дунаю - до 7 м).

Використання розвантажувальних та екрануючих пристроїв (кам'яні призми, горизонтальні розвантажувальні платформи на пальових опорах) дозволяє різко розширити можливий діапазон застосування тонких стінок. На теперішній час вільна висота таких стінок наближається до 20 м.

У випадку, коли в основі споруди залягають слабкі ґрунти, параметри жорсткості стандартних прокатних шпунтів виявляються недостатніми для сприймання розрахункових навантажень. У зв'язку з цим застосовують різні конструктивні заходи, спрямовані на збільшення згинальної жорсткості шпунтової стінки. Зокрема, використовують зварювання шпунтин типу Ларсен-V, зв'язаних в коробки, що підвищує момент опору стінки. Недоліками такого рішення є збільшення витрат шпунту і подовження термінів будівництва [10, 11].

Сфера застосування типових сталевих шпунтових стінок зазвичай обмежена несучою здатністю використовуваних шпунтів та обумовлюється, як інтенсивністю експлуатаційних навантажень, так і номенклатурою ґрунтів основи. У разі необхідності підвищення несучої здатності споруди застосовують больверки із хвилеподібним обрисом забивання шпунту, недоліками якого є складнощі

облаштування верхньої будови і анкерних пристроїв, металоємність, а також значна трудомісткість під час зведення споруди. Менш матеріаломісткими є лицьові стінки больверків, у разі, якщо вони виконуються прямолінійними в плані з металевих труб, облаштованих замковими з'єднаннями. Разом з тим таке конструктивне рішення є досить складним, особливо при з'єднанні шляхом зварювання труб із замковими елементами, і не забезпечує достатню надійність.

Безумовний практичний інтерес являють також наведені нижче ефективні конструктивні рішення у вигляді тонких стінок, запропоновані вітчизняними і зарубіжними фахівцями.

На рис. 1.6 зображена конструкція, область доцільного застосування якої – основи споруд, представлені щільними ґрунтами, забивання шпунта в які є складним.

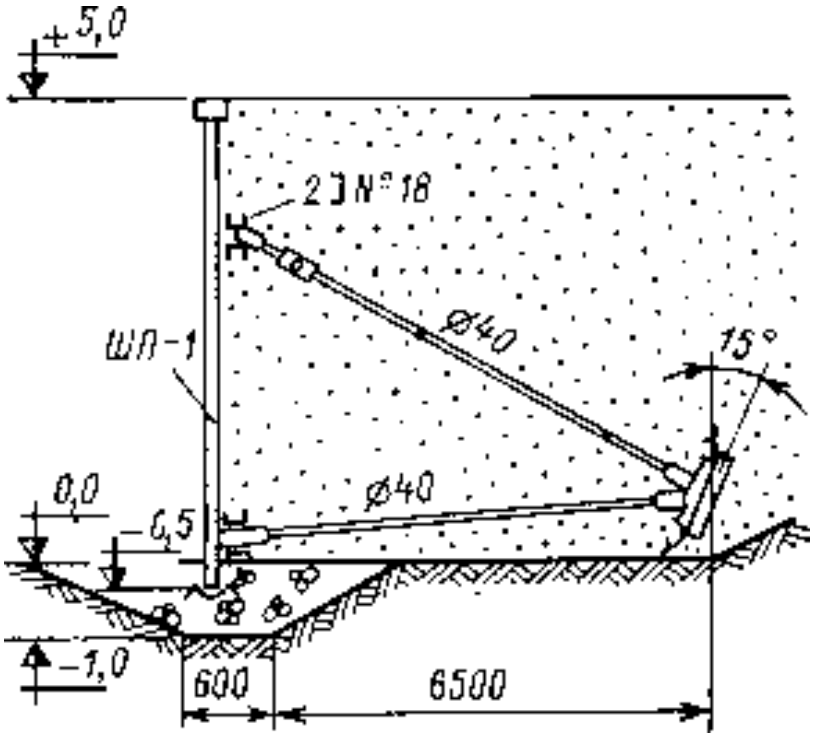


Рисунок 1.6 - Сталева тонка підпірна стінка з об'ємних монтажних елементів [10]

Також досить технологічною для подібних споруд може бути і конструкція причалу, зображена на рис. 1.7 [24].

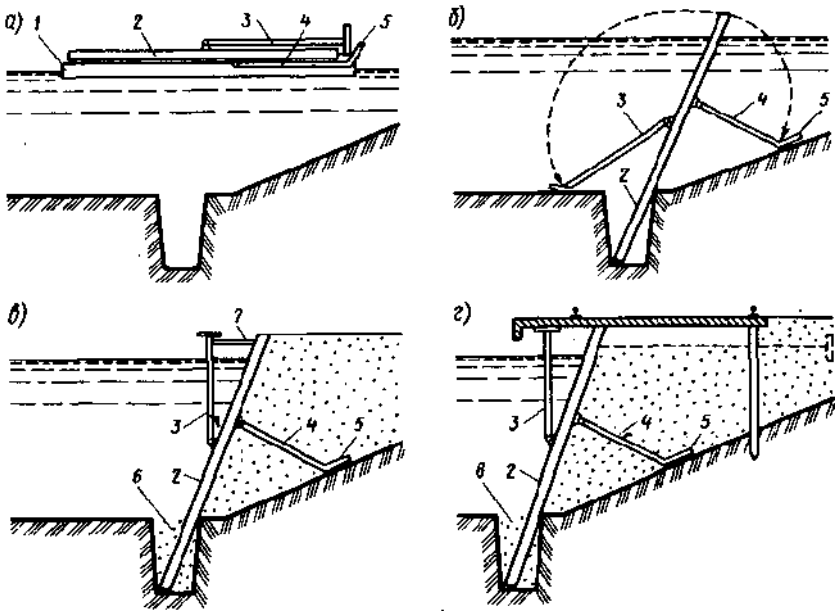


Рисунок 1.7 - Технологія зведення і конструкція причалу, що зводиться на щільних ґрунтах: а - укрупнений блок в транспортному положенні на плаву; б - блок після влаштування та розкріплення; в - етап облаштування засипки; г - етап монтажу верхньої будови і анкерного пристрою; 1-понтон, 2-лицьова стінка, 3,4 - похилі опори, 5 - консоль, 6 - монтажний зв'язок [24]

Також, у якості прикладу успішно реалізованих проектів будівництва заанкерованих больверків в українських портах може бути проект створення причалів №№ 19, 20, 21 і 22 для стивідорної компанії ТОВ «Трансінвестсервіс» (ТІС) [25, 26, 27].

При будівництві цього об'єкту була застосована ефективна та економічна система жорсткого анкерування лицьової стінки (рис. 1.8). Коротким відрізком звичайної анкерної тяги (довжина 2,1 м, крок уздовж причалу 2,4 м) верх шпунтової стінки з'єднаний з розподільною балкою у вигляді сталевої труби (зовнішній діаметр 355,6 мм, товщина стінки 25 мм), яка спирається на екрануючий ряд сталевих трубчастих опор діаметром 1220 мм (товщина стінки 11 мм), занурених в ґрунтову основу до позначки 27 м. У свою чергу, розподільна балка шарнірно з'єднана з переднім кінцем жорсткого похилого анкеру довжиною 26 м (кут нахилу до горизонту 22,5°), виконаного з двотавру і розташованого вздовж причалу з кроком 2,4 м.

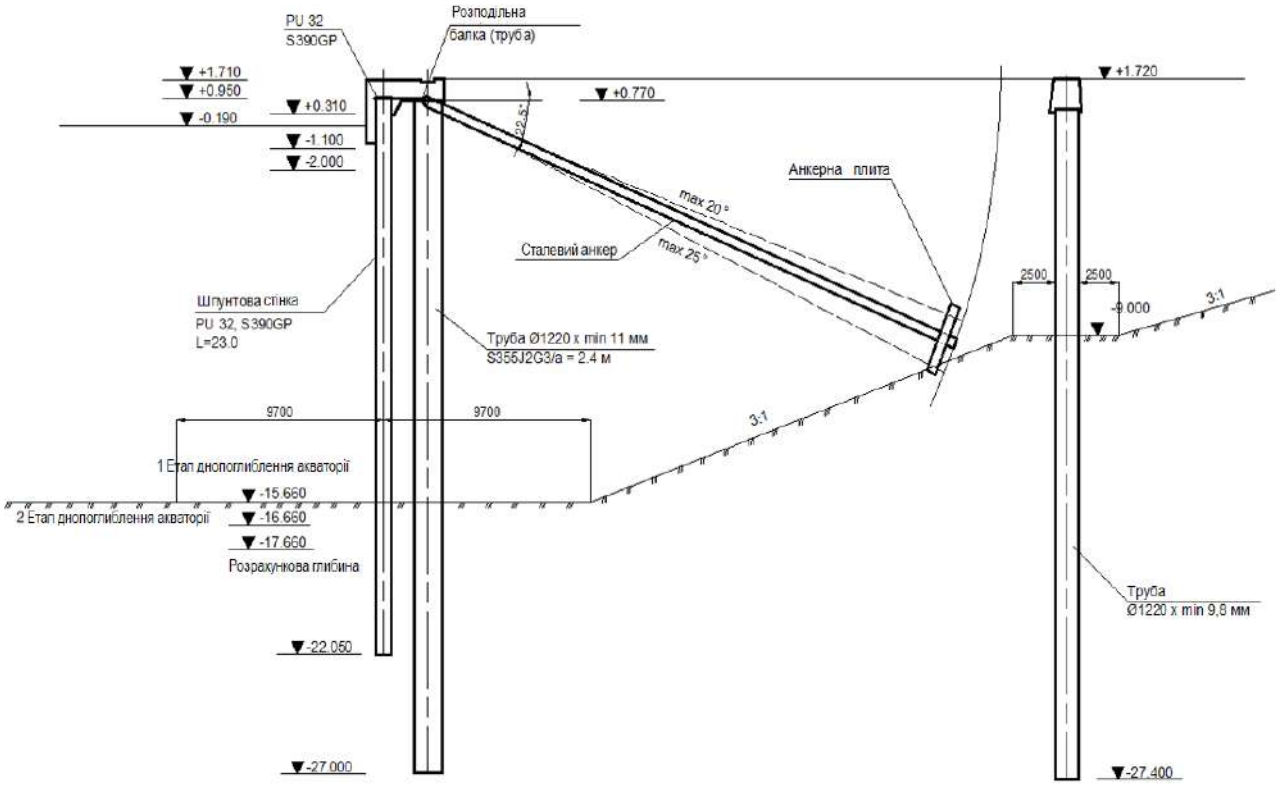


Рисунок 1.8 - Конструктивна схема причалів №№ 20, 21
ТОВ «Трансінвестсервіс» (регулярна секція) [25].

Анкерна опора представлена сталевою плитою розмірами 3×1,8 м, що складається із сталевих шпунтин PU 32. За вже згадуваним переднім екрануючим рядом паль зі сталевих труб, а також за тиловим рядом пальових опор (сталеві труби діаметром 1220 мм, довжина 28 м, крок уздовж причалу 3,8 м) влаштовані підкранові залізобетонні балки [25].

Секція сполучення розглянутих причалів мала деякі конструктивні відмінності (рис. 1.9): в ній (крім вище згаданих основних) під кутом 15° до горизонту були встановлені додаткові жорсткі сталеві анкери аналогічної конструкції довжиною 26 м. Монтаж жорстких анкерних пристроїв укрупненими блоками дозволив уникнути трудомістких робіт, що притаманні установці традиційних гнучких анкерних тяг, і скоротити час виконання анкерування [25].

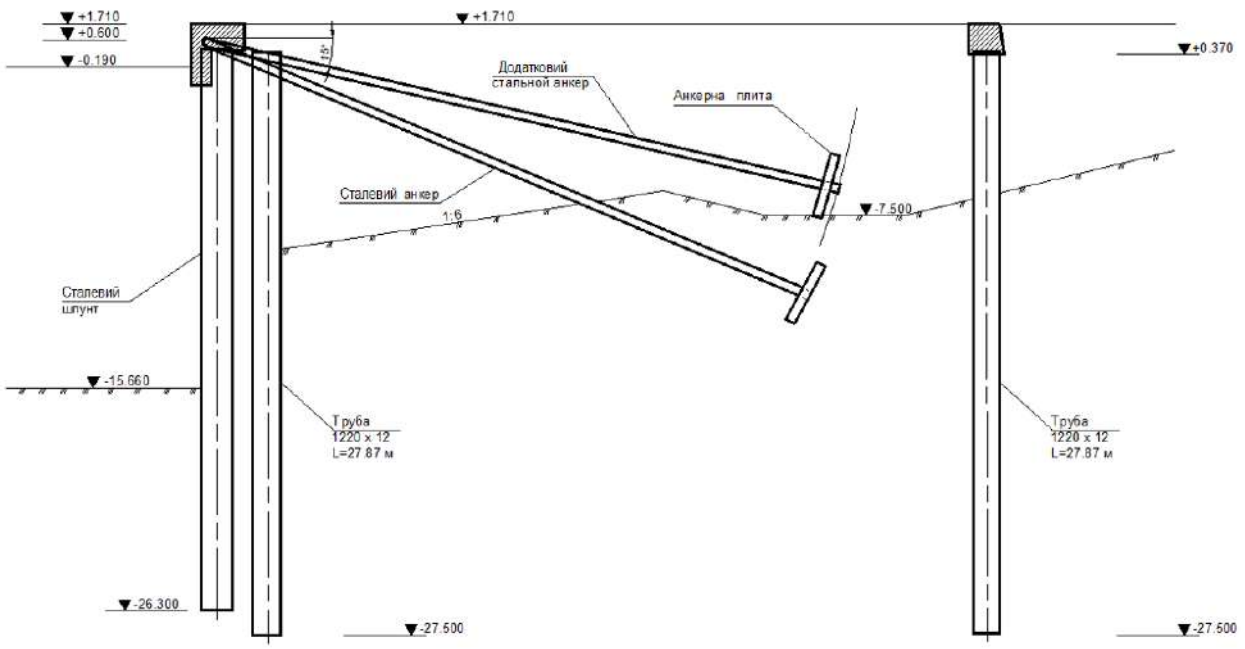


Рисунок 1.9 - Конструктивна схема причалів №№20, 21
ТОВ «Трансінвестсервіс» (секція сполучення) [25]

Не менш цікавими є конструкторсько-технологічні рішення, розроблені при реалізації проекту будівництва контейнерного терміналу на Карантинному молу Одеського морського порту для прийому, навантаження-розвантаження і виконання окремих операцій комплексного обслуговування суден-контейнеровозів (рис. 1.10). Будівництво причалів (2 причалу (1к і 2к)) було передбачено загальною довжиною 650 м із глибиною біля кордону на перспективу 16 м для обробки спеціалізованих суден-контейнеровозів водотоннажністю до 11 2600 т, огороджувальних споруд і підкранових шляхів на території.

З урахуванням природних умов та компонування причальних споруд за основу конструктивного рішення була прийнята набережна з металевого шпунту.

Конструкція причалів представлена больверком з розвантажувальною естакадою. Лицьова стінка больверку виконана з металевого шпунту у вигляді комбінації спарених таврових і коритних профілів. Таврові профілі довжиною 45,6 м занурені на позначку мінус 45,092 м. Між тавровими профілями спарені шпунтини типу PZ675/12 довжиною 45,6 м занурені на позначку мінус 45,092 м. Анкерна стінка передбачена з труб діаметром 1220х14 мм довжиною 45,6 м, занурених з кроком 2,31

м на позначку мінус 45,092 м. Анкерні тяги діаметром 100 мм довжиною 53,1 м встановлені з кроком 2,31 м [27].

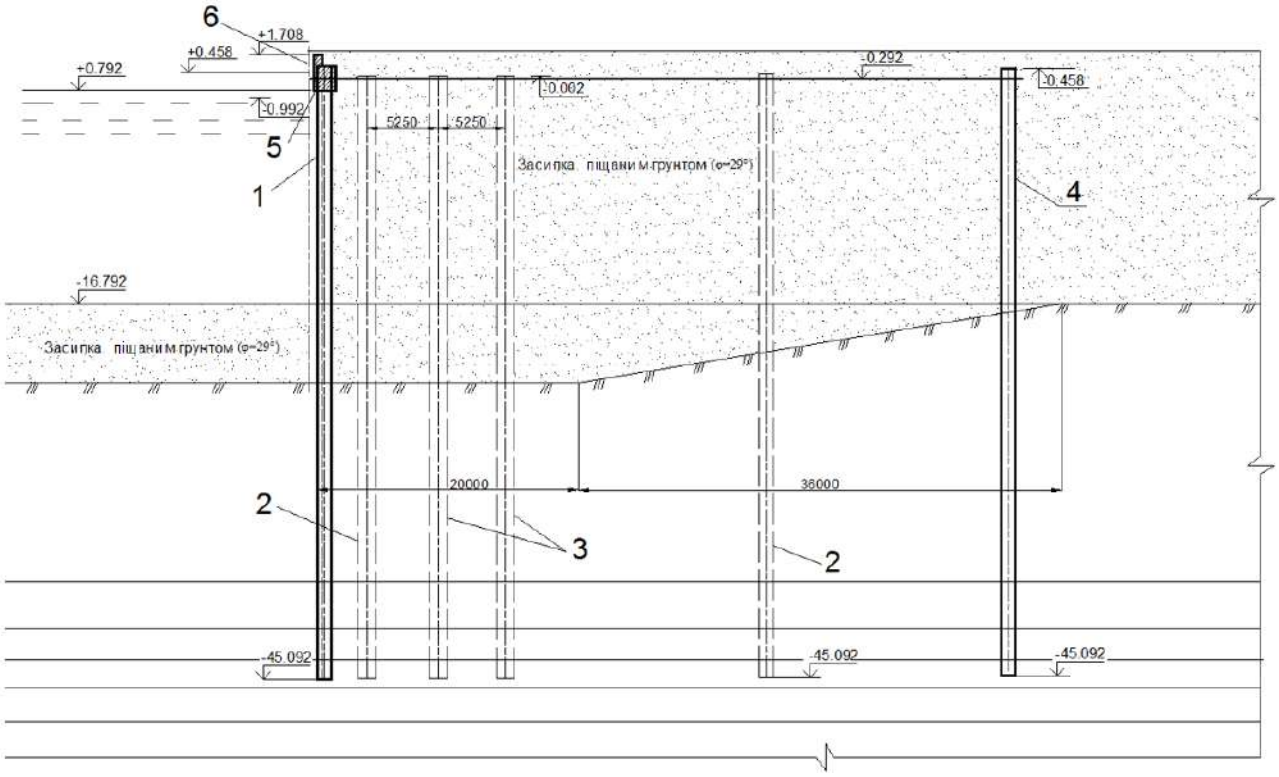


Рисунок 1.10 - Причал 1к і 2к: 1 - лицьова стінка з шпунту; 2 - металева паля з труб діаметром 1220х14 мм; 3 - металева паля з труб діаметром 1020х14 мм; 4 - анкерна стінка з труб діаметром 1220х14 мм; 5 - опоряджувальна плита; 6 - відбійний пристрій [28]

Естакадна частина конструкції виконана з металевих труб діаметром 1220х14 мм (основа кордонної підкранової нитки) і діаметром 1020х14 мм (основа розвантажувальної платформи) з монолітною залізобетонною верхньою будовою. Труби діаметром 1220х14 мм, довжиною 45,2 м занурені з кроком 2,31 м в поздовжньому напрямку. Труби діаметром 1020х14 мм, довжиною 45,2 м занурені з кроком 4,62 м в поздовжньому напрямку і з кроком 5,25 м в поперечному напрямку. Основа тилової нитки підкранового шляху виконана у вигляді залізобетонних балок на пальовій основі з труб [28].

Далі наведено застосування конструкцій зі сталевих шпунтових паль в конструкціях огороджувальних і берегоукріплювальних споруд, швартових - відбійних палів, а також судноремонтних і суднобудівних споруд.

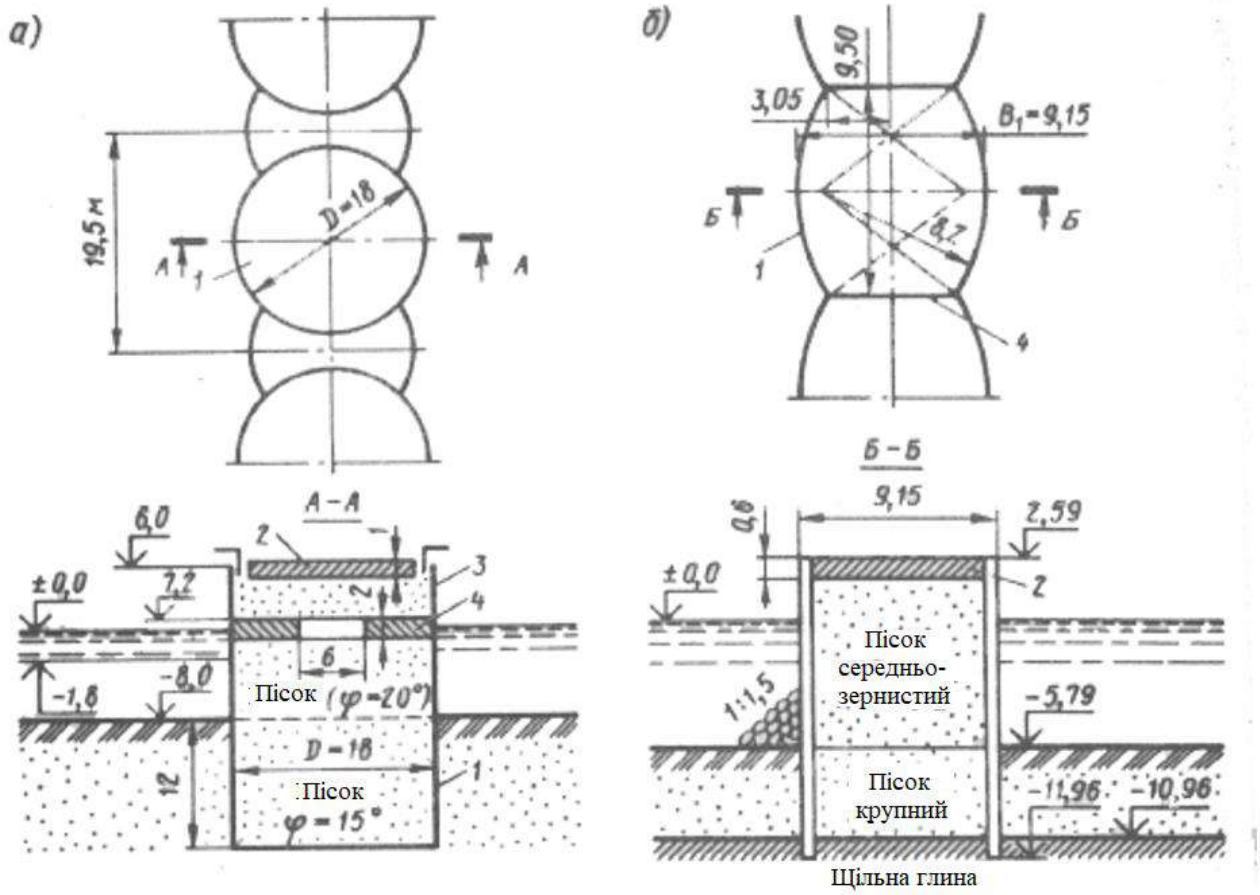


Рисунок 1.11 - Захисні споруди комірчаного типу: а - циліндричного, б - сегментного, 1 - комірки, 2 - плити верхньої будови, 3 - шпунтові стінки, 4 - діафрагма [11]

Висока несуча здатність шпунта і його значна жорсткість забезпечують можливість його застосування при будівництві пірсів дворядної конструкції із піщаною або щебеневою засипкою [11, 14]. Аналогічна конструкція використовується при зведенні захисних споруд із застосуванням, так званої, діафрагми. Діафрагму виконують з того ж шпунту, що й огороджувальні стінки та розташовують поперечно через 20-30 м за довжиною конструкції. На рис. 1.11 зображені захисні споруди комірчаної конструкції: з комірками циліндричного типу (рис. 1.11, а) та козирками, що перекривають простір між комірками, а також з

комірками сегментного типу (рис. 1.11, б), в яких зовнішні стінки окреслені по циліндричних сегментах та стягнуті поперечними діафрагмами [11].

Шпунт може бути також застосований в конструкціях швартовно-відбійних (рис. 1.12) і напрямних палів. Швартовні пали найчастіше виконуються жорсткими, наприклад, у вигляді замкнутої комірки різного обрису в плані. Напрямні пали із сталевого шпунту входять до комплекса гідротехнічних споруд судноремонтних та суднобудівних підприємств та бувають гнучкими й жорсткими [11, 29].

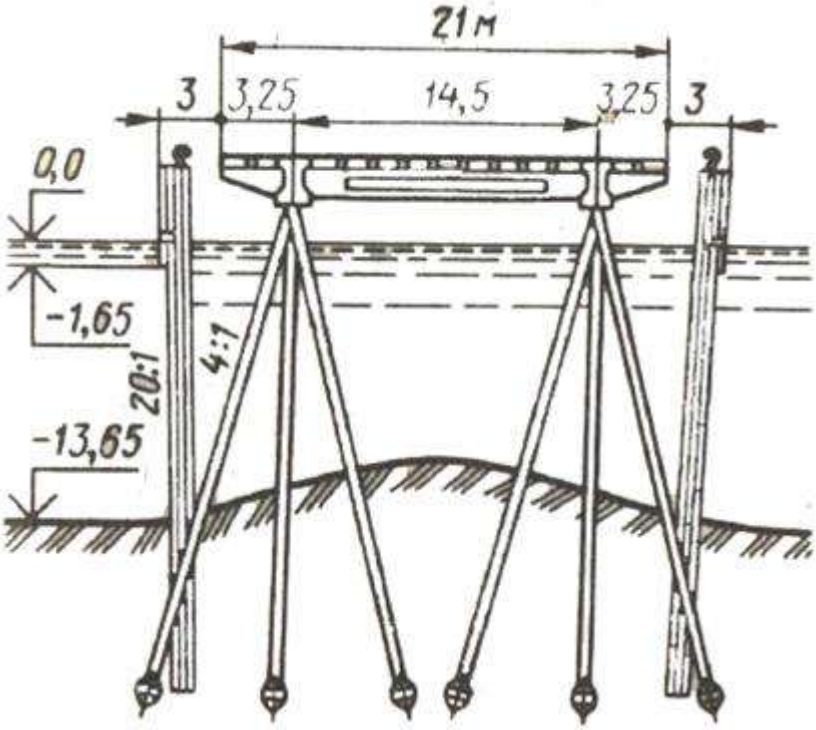


Рисунок 1.12 - Причал з гнучкими швартовно-відбійними палами [11, 29]

Широке розповсюдження сталевого шпунту відзначається у будівництві камер сухих доків полегшеного типу. На рис. 1.13 представлено його використання при зведенні стінок камер, що також може бути використано під час улаштування протифільтраційних завіс за периметром залізобетонної камери дока [11, 14].

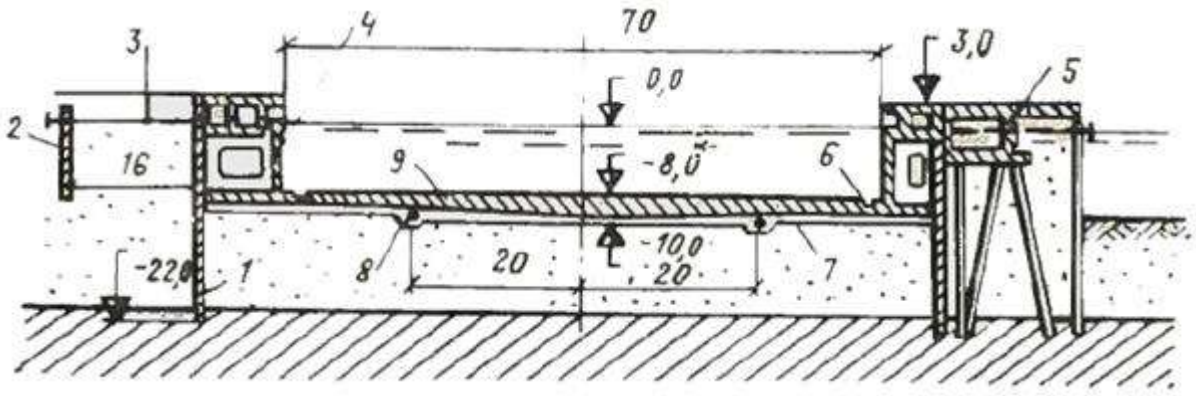


Рисунок 1.13 - Сухий док зі сталевими стінками камери: 1 - анкерні тяги, 2 - шпунт [11, 14]

При будівництві береугоукреплень (рис. 1.14) сталевий шпунт застосовують для тимчасових підпірних стінок, що оберігають від обвалювань, розмивів і впливу хвиль.

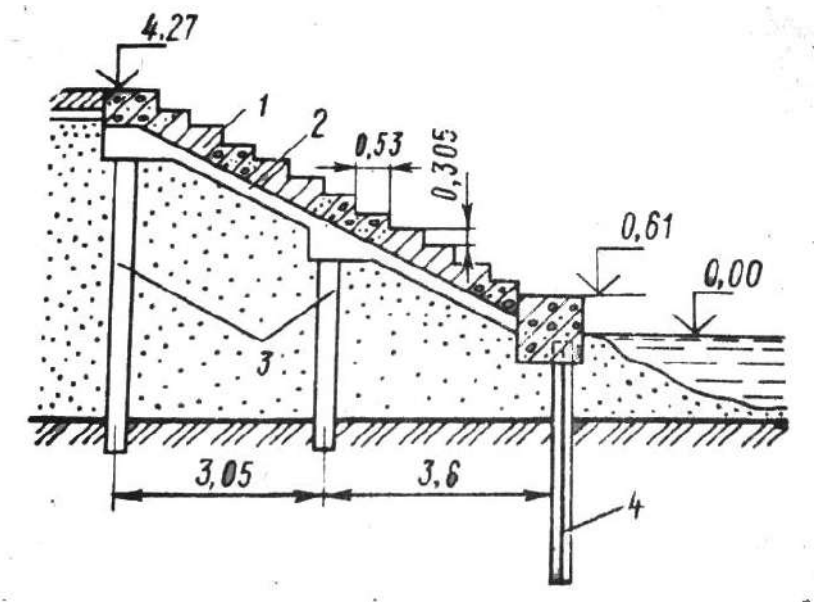


Рисунок 1.14 - Берегоукріплення сходового типу на пальовій основі: 1 - залізобетонна ступінчаста плита на пальовій основі; 2 - залізобетонні балки; 3 - дерев'яні палі; 4 - металевий шпунт [13]

Крім наведеного вище, в портовому гідротехнічному будівництві шпунт застосовують не тільки при будівництві основних, але й при зведенні тимчасових споруд, в якості перемичок при будівництві суднопідіймальних споруд в

огородженому котловані при влаштуванні напрямних для занурення пальових опор різного типу [11, 14].

Больверки так само набули розповсюдження в практиці річкового портового будівництва. Прикладом таких споруд може бути причал напівукісного типу (рис. 1.15), наведений в [30]. Для зручності швартування до похилої частини набережної встановлені причальні пали. Такі річкові набережні можуть застосовуватися для спеціалізованих, окремо розташованих причалів портів і причалів, які обслуговують промислові підприємства. Залежно від рельєфу і стійкості берегової смуги проти розмиву, так само як і від технології вантажних робіт на причалі укіс може закріплюватися по всій довжині або лише в місцях примикання містків до берега.

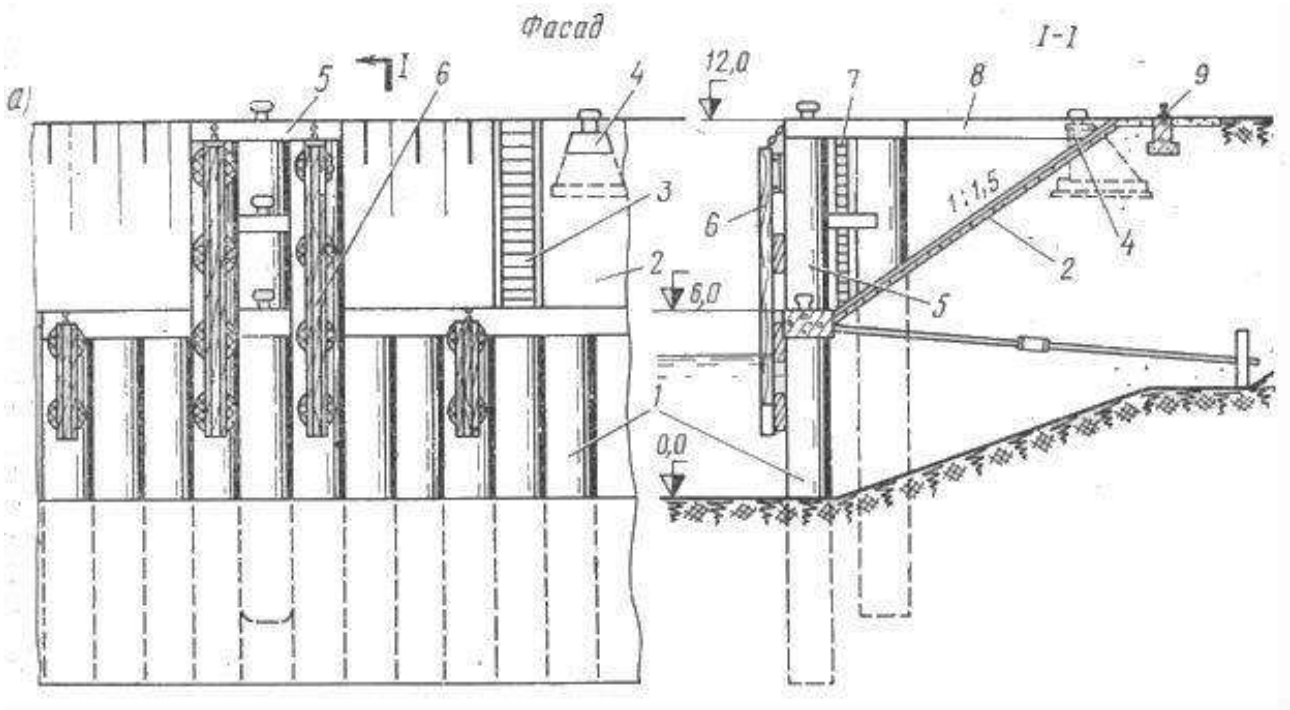


Рисунок 1.15 - Річкова набережна напівукісного типу: 1 - вертикальна частина, 2 - укісна частина, 3 - бетонні сходи, 4 - тумбовий масив, 5 - пал на трьох оболонках, 6 - відбійний пристрій, 7 - сталеві сходи, 8 - місток, що з'єднує пал з територією причалу, 9 - підкрановий шлях [30]

Амбарян А.А. [23] та Горюнов Б.Ф. [29] наводять приклад застосування шпунтових стінок у якості берегоукріплювальних споруд (рис. 1.16), що

застосовуються одночасно так само як і мілководні причали. Даний тип може використовуватися, як внутрішні портові або річкові споруди.

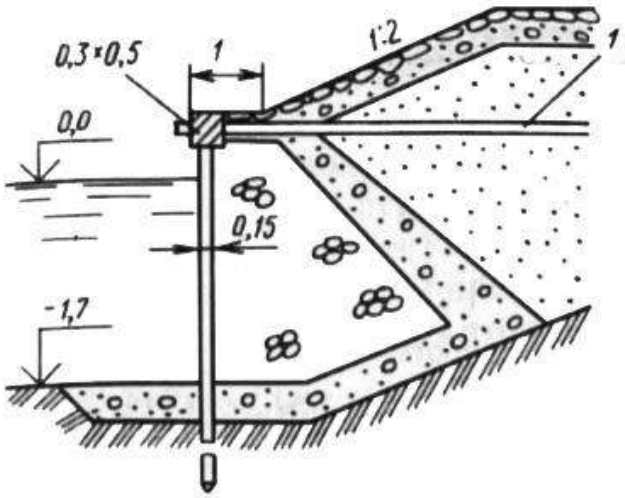


Рисунок 1.16 - Шпунтова стінка з розвантажувальною тиловою призмою [23, 29]

Говорячи про конструкцію тонкостінних причальних споруд слід зазначити, що анкерні пристрої є одними з найбільш відповідальних елементів больверка. Досвід експлуатації показує, що різного типу аварійні стани тонких стінок є за більшістю випадків наслідком руйнувань або незадовільної роботи анкерних пристроїв [22]. При будівництві причалів розпірного типу із сталевого шпунту зазвичай застосовують анкерні пристрої, що складаються з розподільного (анкерного) поясу, тяг і анкерних опор з плит або паль. У якості анкерних тяг використовують сталеві прокатні елементи круглого профілю діаметром 55-110 мм, що застосовуються у вигляді окремих відрізків з нарізевим з'єднанням на кінцях. При монтажі споруди ці відрізки з'єднують спеціальними муфтами [13, 14, 22]. Зазвичай тяга больверка складається з двох-трьох таких відрізків. Для підтримки анкерних тяг в їх прольоті влаштовують підмосточні палі, до голів яких приєднують поздовжні балки або колоди. Для зменшення згинального моменту в прольоті стінки тяги закріплюють на більш низьких відмітках, але так, щоб це не вимагало залучення водолазів, а згинальний момент в консолі не перевищував момент в прольоті. Для забезпечення рівномірного розподілу зусиль між шпунтинами лицьової стінки больверку передні кінці анкерних тяг потрібно кріпити не безпосередньо до шпунту, а до спеціально влаштованого

розподільного поясу. Останній виконують зазвичай з жорстких прокатних профілів, наприклад, з двох швелерів, які зв'язують зі шпунтом. Анкерний пояс зазвичай розташовується за стінкою, з боку ґрунту. При такому розташуванні підвищується корозійна стійкість анкерного вузла і забезпечується захист вузла від пошкодження суднами. Анкерні опори больверка поділяють на три основні типи: опори з вертикальних паль, козлові і опори з плит. Виготовляють їх в основному з металу і залізобетону [13, 14, 22].

Анкерні стінки, так само, як і лицьові, можуть застосовуватися з металевого шпунту коритного, зетового профілю різної конфігурації, а також із зварного шпунту (рис. 1.2) [11].

Опори з вертикальних паль влаштовують з окремих паль і у вигляді суцільних пальових стін. Стійкість таких опор забезпечуюється опором ґрунту, в який вони занурені. Поодинокі вертикальні палі сприймають порівняно невеликі зусилля, тому їх застосовують при глибинах біля стінки до 4-5 м [13, 14, 22].

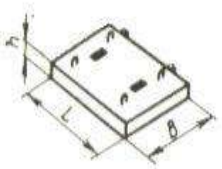
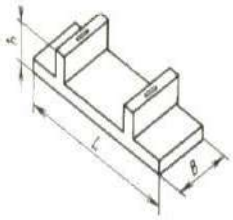
Анкерні опори у вигляді козел складаються з двох паль (або двох груп паль), забитих похило і з'єднаних поверху одна з одною. Опори цього типу сприймають великі анкерні зусилля. За характером передавання на ґрунт навантаження, яке сприймається ними, ці палі можуть бути встановлені близько до лицьової стінки. Козлові опори за конструкцією є більш складними, ніж опори з вертикальних паль, тому застосовують їх зазвичай лише в умовах обмеженої прикордонної території [13, 14, 22].

Анкерні плити виготовляють основним чином із залізобетону і металу (зазвичай з відрізків шпунту). Стійкість опор цього типу забезпечується опором ґрунту, розташованого перед плитами [13, 14, 22].

Номенклатура залізобетонних плит наведена в таблиці 1.1 [31].

Недоліком анкерних плит є те, що при великих анкерних зусиллях висота плит сильно зростає, і точка кріплення анкерної тяги до плити, що співпадає з центром ваги епюри опору ґрунту, опиняється під водою, внаслідок чого в ряді випадків доводиться кріпити анкери до плит за допомогою водолазів, що веде до ускладнення і удорожчення робіт.

Таблиця 1.1 - Техничні характеристики анкерних плит та паль

Тип і марка плити	Ескіз	Розміри плити, см			Крок анкер-них тяг, см	Витрати матеріалів на плиту, палю		Вага плит, т
		Довжина, L	Висота, B	Висота перерізу, h		Бетон, м3	Сталь, кг	
Плоска подвійна для річкового больверка з таврового і плоского з/б шпунту 2АП		300 300 300 300 300 300 300	100 150 150 200 250 250 300	15 20 25 30 30 35 40	155 155 155 155 155 155 155	0,5 0,9 1,1 1,8 2,3 2,6 3,6	130 190 250 330 390 420 530	1,1 2,3 2,8 4,5 5,6 6,6 9,0
Ребриста для плоского з/б морського больверка АПШ		310 310 310 310 310 310 310 310	140 160 180 200 220 240 260 280	40 45 50 60 70 80 90 100	156 156 156 156 156 156 156 156	1,0 1,2 1,5 1,9 2,3 2,6 3,1 3,5	120 150 170 200 230 280 310 380	2,6 3,1 3,7 4,7 5,6 6,5 7,6 8,8
Ребриста для сталевого морського больверка		470 300 470 300	240 240 240 240	80 80 80 80	252 168 2x168 2x84	3,4 2,6 4,1 2,9		8,5 6,5 10,3 7,3
Анкерні палі ненапружені морські АПШ		5-7 6-9 7-11 8-11	50 50 50 50	30 35 40 45	- - - -	0,14L 0,17L 0,19L 0,22L	370* 365* 410* 360*	0,36 L 0,43 L 0,5 L 0,57 L

Примітка 1. Витрати сталі на 1 м3 бетону палі.

При влаштуванні анкерних плит на глибині нижче будівельного рівня води, анкерні пристрої можуть бути змонтовані у зборі і встановлюватися за допомогою гідророзмиву [31].

Таким чином, монтаж традиційних анкерних пристроїв причалів є досить трудомістким і багатокроковим, причому забезпечити рівномірність натяжіння тяг, як

правило, не вдається, у зв'язку із чим в нормативних рекомендаціях з розрахунку анкерних зусиль вводиться коефіцієнт, що збільшує розрахункову анкерну реакцію на 50%.

1.2 Напружено – деформований стан заанкерованих больверків

У зв'язку з великою часткою споруд типу больверк у вітчизняній портовій гідротехниці значно відповідальним є етап вибору і застосування методу проектування і розрахунку заанкерованних больверків. Це в значній мірі відноситься до моделі ґрунтового середовища, що приймається в розрахунку, оскільки силова взаємодія ґрунту з лицьової стінкою (розпір ґрунту) і анкерною опорою (опір ґрунту) обумовлює основне навантаження і стійкість таких розпірних набережних [11, 32]. Істотний вплив при цьому має вид анкерування споруди і тип анкерного пристрою (анкерні тяги або козлові опори; анкерні плити або анкерні стінки та інш.).

Зовнішнім навантаженням на тонкі стінки є розпірний (активний) тиск ґрунту. Істотним є вплив експлуатаційних навантажень, що діють на поверхні засипки, а також динамічні і вібраційні впливи, які передаються конструкціям через ґрунтове середовище. Тиск (пасивний) опору ґрунту, що сприймається анкерним пристроєм, обумовлює стійкість споруди [22].

При оцінці напружено-деформованого стану больверку сформувалося декілька основних напрямків, кожен з яких по-своєму відображає специфіку взаємодії споруд з ґрунтом. Одним з найбільш розповсюджених в проектній практиці, і водночас, досить часто критикованих через надмірні запаси міцності споруди є напрямок, що розглядає ґрунтове середовище та його бічний вплив на больверк, в пороговому напруженому стані [11].

Існують два основні методи побудови епюр активного (при переміщенні стінки больверка від ґрунту) і пасивного (при переміщенні стінки на ґрунт) тиску ґрунту. Перший, що ґрунтується на так званій "класичній теорії" Ш. Кулона, розробленій в 1773 р., яка базується на розгляді граничної рівноваги ґрунтових призм, обмежених прямолінійними площинами обвалення і випирання [33]. Другий метод,

який базується на теорії граничної рівноваги сипких і зв'язно- сипких середовищ (дослідження В.І. Соколовського, С. С. Голушкевича [33], подальший розвиток цієї теорії був здійснений П. І. Яковлєвим [34, 35], Г.К. Клейном [36] та іншими авторами), показує, що дійсний контур цих площин є криволінійним. При розрахунку активного тиску обидва методи призводять до наближених результатів, значення пасивного тиску відрізняються досить істотно. Крім того, обидва цих методи ігнорують наявність зон допорогового напруженого стану ґрунту, що призводить до певних похибок і не дозволяє враховувати деформованість споруди [11, 33, 35].

Результати спостережень за великою кількістю побудованих заанкерованних шунтових стінок, показали, що несуча здатність цих конструкцій має значні резерви. Розрахунками, виконаними під час цих спостережень, було встановлено, що больверки, які експлуатуються протягом тривалого часу були б зруйновані, якби тиск ґрунту, що діє на них, відповідав «класичній теорії» (згідно Кулону).

Таким чином, результати цих спостережень посприяли розвитку досліджень, метою яких була розробка методів розрахунку, враховуючих виявлені резерви в напруженому стані набережних.

Дуже важливою обставиною, що вимагає пильного врахування при проектуванні і експлуатації больверків розглянутого типу, є те, що потягом часу в результаті старіння конструкційних матеріалів і впливу на них навколишнього середовища змінюються їх міцностні і деформаційні характеристики, причому зміна міцності матеріалу шпунту впливає на несучу здатність споруди безпосередньо, а зміна деформаційних характеристик - побічно, викликаючи певний перерозподіл бічного тиску ґрунту на стінку. Вплив зазначеного фактору, тобто зміна несучої здатності шпунту протягом часу, стає надзвичайно суттєвою, коли больверки споруджують на повзучих ґрунтах.

Зважаючи на складність чітких теоретичних методів, як таких, що засновані на гіпотезі про пороговий напружений стан ґрунтового середовища, так і таких, що розглядають ґрунт в якості пружного тіла, а больверк, що взаємодіє з ним – у якості балки на пружній основі, отримали розвиток інженерні методи розрахунку заанкерованних тонкостінних розпірних споруд. В таких спорудах, на базі значного

експериментального матеріалу приймаються допущення і передумови, які наближають розрахункові схеми системи "споруда - ґрунтове середовище" до спостережуваних в натурі і в дослідженнях умов роботи таких систем [11, 37].

Зазначені методи основним чином полягають у трансформації епюр бічного тиску ґрунту за допомогою емпіричних коефіцієнтів, що враховують переміщення і деформації стінки, у епюри, близькі до сідловидної форми в зоні випирання і до параболічної форми в зоні опору ґрунту (дослідження В.М. Ренгача, Г.П. Чеботарьова [37], В. Б. Гуревича [30] та інших) [11].

Іншою значно важливою можливістю врахування особливостей взаємодії розглянутих споруд з ґрунтовим середовищем є формування змішаної пружно-пластичної задачі при визначенні бічного впливу ґрунту. Актуальність цього питання обумовлена тим, що у випадку високих і досить жорстких стінок (наприклад, больверка із зварного або комбінованого шпунту) їх зсув, що відповідає виникненню порогового напруженого стану, не тільки не може бути реалізований по всій висоті стінки, а й часто є неприпустимим за умовами експлуатації споруди. Отже, в розрахункових схемах необхідно враховувати одночасну наявність зон як порогового, так і допорогового напружених станів ґрунту, що взаємодіє з контактною поверхньою споруди [11].

Заанкеровані стінки в розрахунковому відношенні являють собою балкові плити, верхній кінець яких є шарнірно закріпленим до анкерного пристрою, а нижній занурений в ґрунт. Характер деформацій такої стінки та її напружений стан залежать від ряду факторів: її гнучкості, глибини занурення в ґрунт, податливості анкерних опор, розподілу тиску ґрунту за висотою стінки, що залежить, в свою чергу, від характеру деформацій стінки.

1.2.1 Взаємодія з ґрунтовим середовищем у пороговому напруженому стані

Розрахункову схему больверка як двохконсольної балки з верхньою опорою на рівні анкера і нижньою опорою, розташованою на відстані $0,4*t$ (t - глибина занурення шпунту) від низу шпунту, запропонував Е. К. Якобі. У цьому методі тиск

приймався згідно Кулону без урахування тертя ґрунту о стінку, також не враховувалася можливість виникнення закладення стінки в ґрунті при збільшенні *t*. Такі припущення призводили до того, що отримані в результаті розрахунку згинальні моменти слід було зменшувати удвічі.

На підставі значної серії експериментів Р. Роу [30] ввів в розрахунки больверку критерій гнучкості:

$$p = H^4/EI \tag{1.1}$$

де H - довжина шпунту;

EI - його згинальна жорсткість.

Залежно від EI визначається співвідношення $M/M_{мах}$ згинальних моментів в розрахунковому больверку, що вільно спирається на ґрунт, та аналогічне співвідношення $Rc/R_{мах}$ анкерних реакцій. Відзначимо, що користуватися зазначеними залежностями для сталевих больверків можна починаючи з мінімального значення $p=5*10^{-3}$. Гнучкість больверка якісно впливає на характер епюри тиску опору основи. Так, експерименти Р. Роу і К. Терцагі [30] показали, що епюри опору основи больверка мають криволінійний (наближений до параболічного) обрис на відміну від лінійно зростаючої з глибиною епюри, що приймається згідно Кулону.

У розрахунковому методі Терцагі - Роу [30] активний тиск на стінку больверка обчислюється згідно Кулону (з урахуванням кута тертя ґрунту о стінку $\delta=0,5\varphi$, де φ - кут внутрішнього тертя ґрунту), а пасивний - за методами теорії граничної рівноваги при $\delta=0,7\varphi$. Глибину забивання шпунту визначають виходячи з умови відсутності повороту відносно точки кріплення анкеру (зі збільшенням отриманого значення t на 20% для забезпечення стійкості стінки при перепоглибленні дна в процесі черпання). Зусилля в елементах больверка ($M_{мах}$ і $R_{мах}$ визначають графоаналітичним методом (побудовою мотузкового багатокутника) в припущенні, що шпунт вільно спирається на ґрунт своїм нижнім кінцем. Для жорсткого шпунту (коли $p<pmin$) розрахунок на цьому закінчують і за отриманими зусиллями

остаточно призначають розміри поперечних перерізів конструктивних елементів. При гнучкому шпунті ($p \geq pmin$) за вказаними вище залежностями, отриманими Р. Роу, обчислюють коефіцієнти для коригування зусиль. Цей метод, що дозволяє врахувати такий важливий фактор, як гнучкість шпунтової стінки, разом з тим має ряд недоліків. Він, зокрема, не враховує тиск в наданкерній частині больверка і призводить до завищення *t*, а також не дозволяє обчислити згинальний момент на ділянці стінки, зануреній в ґрунт.

Блюм і Ломеєр [30] розробили метод "пружної лінії", в якому активний тиск обчислювався згідно Кулону без урахування тертя ґрунту о стінку, а пасивний - з урахуванням тертя в результаті помноження коефіцієнта пасивного тиску ґрунту на підвищувальний коефіцієнт. Зусилля в шпунтовій стінці визначають при цьому графоаналітичним методом. Подібний підхід зберігається і в сучасних розрахункових методах, модифікованих внаслідок врахування тертя при визначенні активного тиску і застосування методів теорії граничної рівноваги при обчисленні пасивного [40]. Для встановлення максимальної глибини забивання будують пружну вісь шпунту і знаходять місце, де кривизна останньої дорівнює нулю (що відповідає повному закладенню в ґрунті). Оскільки в цьому методі не враховується перерозподіл ґрунтового тиску по висоті стінки, що призводить до недовантаження шпунта в прольоті, завищення анкерних реакцій і глибини занурення, розрахункові зусилля в шпунті і анкерах рекомендується збільшувати у 1,5 рази.

За дослідженнями Г.Є. Лазебника [30] в шпунтових стінках значної гнучкості максімальні згинальні моменти складають 67-75% від розрахованих методом пружної лінії (метод Блюма-Ломеєра) і 50% - від розрахованих методом Якобі, а при значенні податливості анкеру, що дорівнює *(0,005 - 0,01) H*, в стінці висотою *H*, забитої навіть на невелику глибину, починає позначатися защемлення нижнього кінця, що сприяє зменшенню анкерної реакції і прольотного моменту.

1.2.2 Метод розрахунку больверків як балок на пружній основі

Ці методи були запропоновані В. С. Христофоровим, В. В. Кречмером, Д. А. Мейстером, В. Ф. Раюком та іншими авторами [30].

Також наведені сучасні розрахункові методи, реалізовані у вигляді алгоритмів і прикладних програм, які знайшли практичне застосування при проектуванні портових споруд.

Метод коефіцієнту постелі ґрунтової основи [11]. Лицьову стінку больверка, можна розраховувати, як статично невизначену балку, завантажену активним тиском ґрунту. Останній визначають за методом теорії граничної рівноваги ґрунту з урахуванням криволінійного характеру поверхні ковзання призми обвалення. Балка спирається в місці кріплення анкера на пружно-податливу опору, а нижче рівня дна вона заглиблюється в пружну основу, яка характеризується коефіцієнтом постелі, лінійно зростаючим з глибиною.

Для визначення зусиль в статично невизначеній балці в розрахунковій схемі усувають пружно-податливу опору і замінюють її силою, яка дорівнює анкерній реакції балки, забезпечуючи при цьому дотримання умови спільності деформацій.

Розрахунок ведеться методом переміщень будівельної механіки, в результаті чого визначають зусилля в конструктивних елементах больверка (згинальні моменти в лицьовій стінці, реакції в анкерах) і реактивний тиск пружної основи. Ординати епюри останнього порівнюють з ординатами пасивного тиску, обчисленими за методом граничної рівноваги ґрунту з урахуванням криволінійного характеру поверхні ковзання призми випирання. Якщо ординати епюри реактивного тиску перевищують відповідні ординати епюри пасивного тиску, то визначають критерій коригування і у разі необхідності виконують додатковий розрахунок, що обумовлює перерозподіл зусиль в споруді.

В.Ф. Раюк при визначенні тиску ґрунту на тонку заанкеровану стінку розглядав її при накладенні двох видів деформацій: паралельного зсуву (епюра тиску має параболічний обрис) і прогину в прольоті.

Метод скінченних елементів при постановці плоскої задачі [11, 37]. У даній постановці ґрунт моделюється плоскими (трикутними або чотирикутними) елементами, в межах яких пружне лінійно-деформоване середовище, що характеризується модулем деформації і коефіцієнтом Пуассона, вважається однорідним. Елементи ґрунту шарнірно з'єднані між собою у вузлах. Зовнішнє навантаження докладають у вузлових точках на поверхні засипки, а масові сили розподіляють між вузловими точками системи.

Враховувати наявність односторонніх зв'язків при вирішенні завдань теорії пружності методом скінченних елементів дозволяють різні програмні комплекси, такі як Plaxis та інші. Вони дозволяють в розрахунках більш повно враховувати такі реальні властивості матеріалів і ґрунтових середовищ як неоднорідність, пружність, пластичність і в'язкість.

1.2.3 Методики, що враховують характер деформацій заанкерованних стінок

Оде [30], ґрунтуючись на лабораторних і теоретичних дослідженнях заанкерованних стінок, в 1938 р. один з перших встановив залежність між характером деформації стінок і виглядом епюри тиску ґрунту. Він запропонував визначати цей тиск як складання епюр, отриманих від елементарних переміщень (рис. 1.17).

При цьому сумарний тиск на заанкерованну стінку є близьким до тиску згідно Кулону, але точка докладання рівнодійної тиску наближається до середини висоти стінки. Епюра тиску має сідловидний обрис. Оде розробив досить складне аналітичне рішення, засноване на припущенні, що в ґрунті утворюються кругло-циліндричні поверхні ковзання. Для практичного застосування ним був запропонований спрощений метод визначення загальної стійкості споруди [30].

Ф. М. Шихієвим [30] надано найбільш суворий теоретичний метод визначення тиску ґрунту на підпірні стінки (зокрема, на заанкеровані стінки) з урахуванням їх деформацій і за умови, що в ґрунтовій засипці є області, які знаходяться в допороговому і пороговому напружених станах.

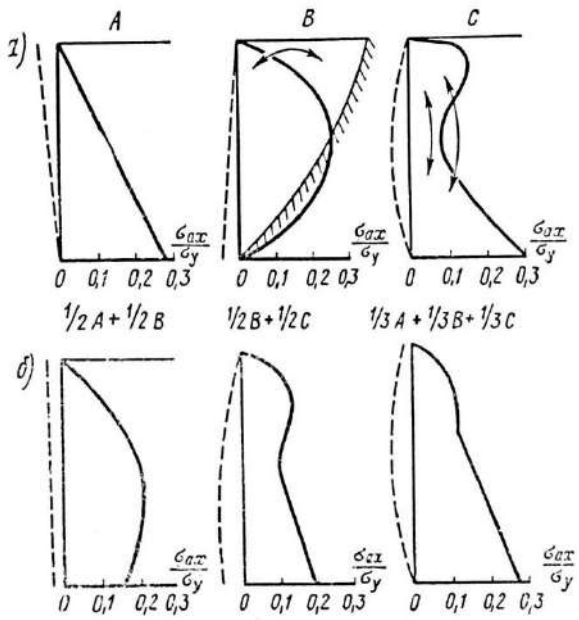


Рисунок 1.17 - Епюри для визначення тиску ґрунту на стінку: а - при елементарних переміщеннях; б - при складних переміщеннях [30]

Відмовившись від застосування теорії лінійно деформованого середовища, в якій використовуються пружні константи E і μ, Ф. М. Шіхіев [30] по-новому підходить до складання рівнянь математичної фізики в допороговому стані. У цих рівняннях, що поєднують статичну, фізичну і геометричну сторони завдання, використовуються такі фізичні характеристики ґрунту, як кут внутрішнього тертя φ, питоме зчеплення c, коефіцієнт стисливості a_0 і кут відносного зсуву $v_{S1,S2}$ (отриманий Ф.М. Шихієвим за допомогою сконструйованого ним приладу). Кінематична сторона завдання визначається заданими по контуру переміщеннями.

Розподіл бічного тиску на тонкі заанкеровані стінки зводиться до вирішення так званого трьохзонального завдання. При цьому верхня та нижня зони, де має місце допороговий стан, розташовані біля місця кріплення анкеру і в тій частині стінки, що занурена в ґрунт, а середня зона, що характеризується пороговим станом, знаходиться в середній частині прольоту.

Критерієм кордону зони порогового стану є умова [30]

$$v_{S_1S_2} \geq v_{KP} \tag{1.2}$$

де $v_{S1,\,S2}$ - кут відносного зсуву;

v_{KP} - критичне значення кута зсуву, при перевищенні якого у відповідній зоні масиву ґрунту виникає пороговий напружений стан.

Що стосується шпунтових стінок, наведена вище нерівність може бути виражена через нерівність:

$$U_{KP} \geq v_{KP}{}^{\circ} h \tag{1.3}$$

де v_{KP} – див. формулу (1.2);

h - висота анкерної стінки.

Коефіцієнт бічного тиску в допорогових зонах Ф. М. Шихієв [30] визначає з урахуванням величини переміщень, а в пороговій зоні - за звичайними залежностями граничної рівноваги.

Зважаючи на складність прямого аналітичного рішення Ф. М. Шихієв [30] розробив графоаналітичний метод послідовних наближень. У першому наближенні приймають трикутну епюру тиску ґрунту (згідно Кулону), а потім методом графічної статики отримують пружну лінію. Далі знаходять критичні прогини за формулою 1.2, висоти трьох зон, коефіцієнти бічного тиску для кожної зони і епюру бічного тиску. Повторюючи цей метод, отримують наступне наближення, причому за вихідну приймають отриману епюру бічного тиску.

Теорія, розроблена Ф. М. Шихієвим [30], дає можливість враховувати податливість анкеру і фактори, пов'язані з виконанням планових робіт.

1.2.4 Розрахунок анкерних пристроїв

Розрахунок анкерних опор у вигляді вертикальних стінок або плит аналогічний розрахунку лицьових стінок. Деяка відмінність полягає в побудові епюр навантажень, що діють на анкерні плити і стінки, оскільки вони розташовуються повністю в ґрунті.

Деформативність анкерних плит в застосовуваних раніше методах розрахунку несучої здатності не враховувалася, хоча наведені вище дослідження свідчать про те, що переміщення анкерних плит мають значний вплив на напружений стан в

елементах набережних. Тому, користуючись різними методами [37], можна отримати висоту анкерної плити для однієї і тієї ж набережної, що може дорівнювати і 1 м, і 3 м.

Чисельні експериментальні та натурні дослідження вказують на можливість застосування класичної теорії Кулона для побудови епюр тиску ґрунту на анкерні опори за умови введення поправочних коефіцієнтів до розрахункових параметрів напруженого стану конструктивних елементів анкерного пристрою.

Пасивний тиск ґрунту (тиск опору) на анкерні стінки згідно теорії Кулона визначають наступним чином [22].

Ординати пасивного тиску ґрунту на стінку (рис. 1.18) обчислюються за формулою

$$p = \gamma h \lambda_P \tag{1.4}$$

де γ - об'ємна вага ґрунту;

h - відстань від поверхні засипки до точки, в якій обчислюється пасивний тиск;

λ_P - коефіцієнт пасивного тиску, істотно залежить від тертя ґрунту о стінку, що в реальних умовах завжди має місце.

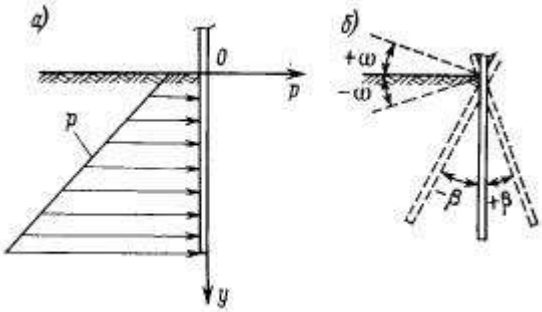


Рисунок 1.18 - Пасивний тиск ґрунту на анкерну стінку: а - епюра тиску; б - знаки кутів β і ω [22]

Класичний вираз для визначення коефіцієнта пасивного тиску на гладку стінку (тобто коли тертя ґрунту не враховується) описується формулою:

$$\lambda_P = tg^2\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right) + \left(\frac{2c}{\gamma h}\right) tg^2\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right) \tag{1.5}$$

де c - питоме зчеплення,

φ - кут внутрішнього тертя ґрунту,

γ, h – див. формулу (1.4).

Визначення коефіцієнту пасивного тиску ґрунту за формулою 1.5 дає результати, що різко відрізняються від спостережуваних в натурі в сторону зменшення. З урахуванням цього вводиться емпіричний коефіцієнт k, що враховує тертя ґрунту о стінку і вираз 1.5 набуває вигляду:

$$\lambda_P = k \cdot tg^2\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right) + \left(\frac{2c}{\gamma h}\right) tg^2\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right) \tag{1.6}$$

Величина k залежить від матеріалу стінки і кута внутрішнього тертя ґрунту. Значення вказаного коефіцієнту можна приймати за таблицею Будіна, табл. 1.2 [22].

Таблиця 1.2 - Залежність величини k від матеріалу стінки і кута внутрішнього тертя ґрунту

φ, град.	k	
	металеві стінки	залізобетонні стінки
40	2,3	3,0
35	2,0	2,6
30	1,8	2,3
25	1,7	2,1
20	1,6	1,8
15	1,4	1,5
10	1,2	1,2

Для похилої стінки і негоризонтальної поверхні ґрунту в зоні випирання з урахуванням тертя ґрунту о стінку [22]:

$$\lambda_p = \frac{\cos^2(\varphi+\beta)}{\cos^2\beta\cos(\delta+\beta)\left[1-\sqrt{\frac{\sin(\varphi-\delta)\sin(\varphi+\omega)}{\cos(\delta+\beta)\cos(\omega-\beta)}}\right]^2} \qquad (1.7)$$

де β - кут нахилу анкерної стінки;

ω - кут нахилу поверхні засипки до горизонту;

δ - кут тертя поверхні засипки об анкерну стінку;

φ - див. формулу (1.5).

Знаки при β і ω приймаються згідно рис.1.17, б.

При визначенні коефіцієнту пасивного тиску ґрунту в багатьох довідкових посібниках та рекомендаціях допускається визначати його при $\delta=0,333\varphi$.

Більш чіткі результати при застосуванні залежності (1.4) для незв'язних ґрунтів дає додавання до неї значення λp, обчисленого шляхом зіставлення формули Кулона з теорією граничної рівноваги сипучих і зв'язно-сипучих середовищ, розробленої В.В. Соколовським. Різниця між коефіцієнтами пасивного тиску в цьому випадку тим більше, чим вище кут тертя о стінку (при $\delta=0$ величини λp згідно Кулону і згідно Соколовського збігаються).

Тому для вертикальних анкерних стін рекомендується обчислювати λp відповідно теорії Соколовського [22]. При цьому значення кута тертя ґрунту о стінку часто приймають $\delta=\varphi$, але не більше 30°. Складова пасивного тиску за рахунок сил зв'язності ґрунту обчислюється за співвідношенням

$$p_C = 2c \cdot tg\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right) \qquad (1.8)$$

Віддалення анкерних плит від лицьової стінки, при якому їхній опір випиранню S_{max} реалізується повною мірою, визначається побудовою, зазначеною на рис. 1.19 і призначається з умови якнайповнішого використання опору ґрунту випиранню. Зазвичай споруди такого типу проектують і будують таким чином, щоб довжина анкерної тяги була мінімальною, а несуча здатність анкерного пристрою -

максимальною. Це досягається за рахунок того, що довжину анкерної тяги визначають, як суму горизонтальних проекцій основи призми обвалення ґрунту поза лицьовою стінкою (призма будується під кутом 45°-$\varphi/2$ до вертикалі, що проводиться через точку *n*, розташовану на рівні максимальної ординати епюри моментів в межах зануреної частини стінки, до перетину з поверхнею засипки) і основи призми випирання ґрунту перед анкерної опорою (будується під кутом $45^o+\varphi/2$ до анкерної опори через точку, від підошви анкерної плити до перетину з поверхнею засипки). Якщо прийняти відстань між лицьовою стінкою і анкерної плитою $S<_{Smax,}$ несуча здатність останньої буде недовикористаною. Мінімально допустимою відстанню між ними є така відстань, при якому площина випирання, проведена від низу плити, виклинюється на рівні верху стінки. Таким чином, в разі однорідного ґрунту, відстань між лицьовою і анкерної стінками дорівнюватиме:

$$S_{MAX} = h_t tg\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) + t_{\Pi} tg\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right) \tag{1.9}$$

де h_t - глибина занурення шпунту, при якій згинальний момент стінки $M=0$;

t_{Π} - глибина закладення плити, відстань від відмітки кордону до низу плити.

Отримана за формулою (1.9) відстань між стінками є оптимальною. Подальше її збільшення або зменшення є недоцільним.

Деякі автори [14] при відстані між лицьовою та анкерною стінками (або анкерною плитою), меншою ніж *Smax*, рекомендують проводити перевірку загальної стійкості споруди на плоский зсув - горизонтальний зсув стін разом з масивом ґрунту, що знаходиться між ними.

Стійкість суцільної за довжиною анкерної плити визначається з умови

$$nR_A \le \psi * E_P - E_A \tag{1.10}$$

де E_P і E_A - відповідно рівнодійні пасивного і активного тиску ґрунту на ділянці від низу плити до поверхні засипки;

n - коефіцієнт запасу, що враховує неприпустимість значних зсувів плити. Приймається рівним від 1,9 до 2,0;

R_A - анкерна реакція;

ψ - коефіцієнт, що відображає вплив заглиблення $t_П$ і висоти плити H_a на її несучу здатність.

А Я. Будін [22] рекомендує приймати $n=1,9 \div 2$, а величину ψ визначати за графіком (див. рис. 1.18). При цьому, в розрахунку завжди виходять з найбільш несприятливого розташування навантажень на поверхні засипки. Це відповідає випадку, коли тимчасове навантаження, максимально збільшуючи активний тиск ґрунту на плиту, не впливає на пасивний тиск.

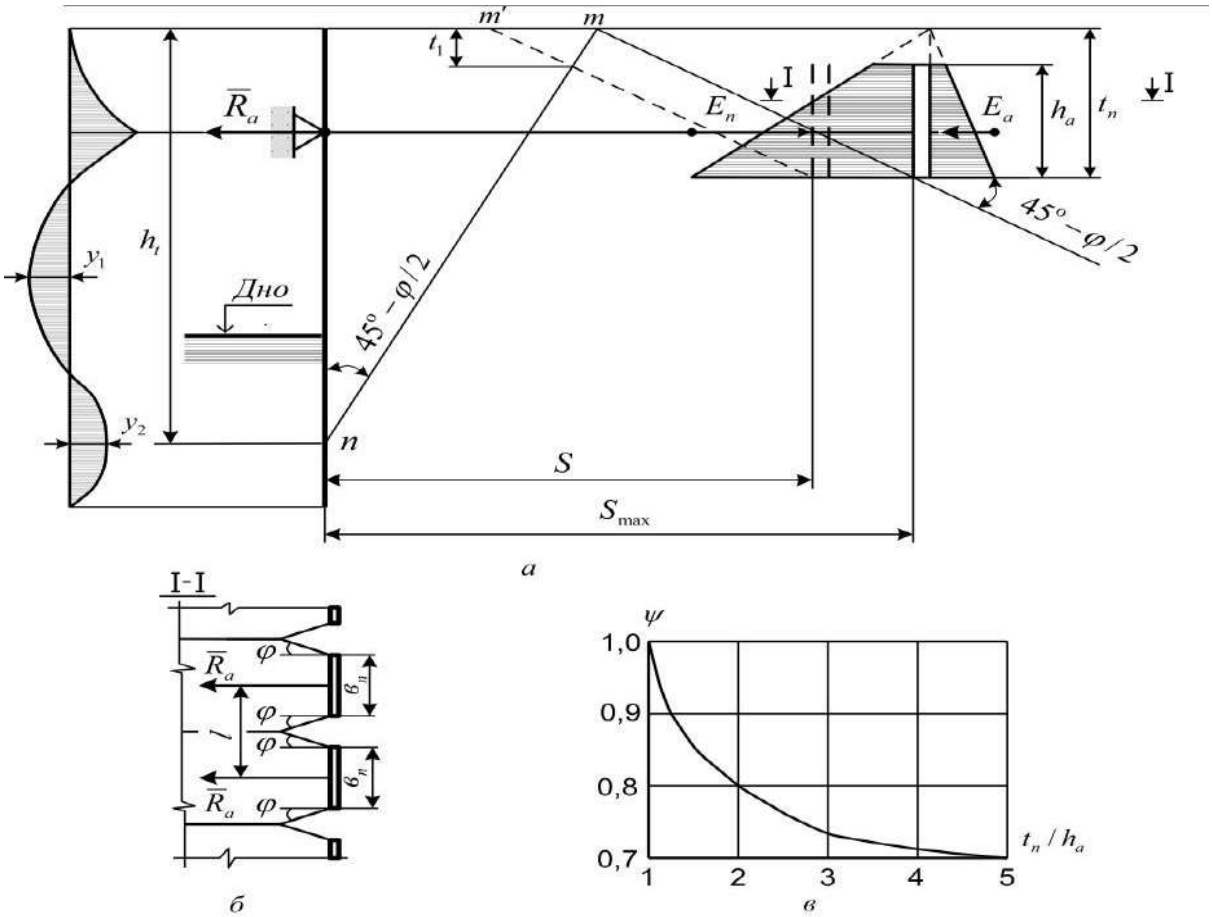


Рисунок 1.19 - Схема до розрахунку анкерних плит: а – для суцільної анкерної плити; б - для несуцільної анкерної плити; в - для визначення коефіцієнта

Величини E_P і E_A є площами епюр пасивного і активного тиску ґрунту на ділянці висотою $t_П$ (епюра активного тиску включає в себе складову від навантаження q_0 на поверхні засипки).

Якщо анкерна плита не суцільна, то замість виразу 1.10 слід використовувати формулу

$$n \cdot R_A l_A \leq (\psi \cdot E_P - E_A) \cdot b_П K \tag{1.11}$$

де l_A - крок анкерних тяг;

bn - ширина плити в напрямку лінії кордону;

K - поправочний коефіцієнт, який враховує роботу ґрунту, що знаходиться між плитами, може бути обчислений за формулою

$$K = 1 + \frac{8t_П^3 - \left(2t_П + b_П - l_A\right)^3}{12t_П^2 b} \tag{1.12}$$

При значенні $S<Smax$ для перевірки стійкості анкерної плити використовується вираз

$$nR_A \leq (\psi E_P - E_P{}^*) - E_A \tag{1.13}$$

де E_P* - зниження пасивного тиску ґрунту за рахунок зменшення обсягу призми випирання.

$$E_P{}^* = \gamma t_1^2 \lambda_P / 2 \tag{1.14}$$

де t_1 - відстань між точкою перетину площин обвалення і випирання та поверхнею засипки.

Розмір анкерних плит по висоті h_A встановлюють шляхом підбору, задовольняючи умови (1.10) або (1.11). Рекомендують також [14] висоту плит приймати рівній половині їх заглиблення, тобто $h_A = 0{,}5t_P$.

Чисельні вказівки і норми проектування гідротехнічних споруд [38, 39, 40, 41] ґрунтуються на методиці розрахунку за двома групами граничних станів:

- за першою групою (повна непридатність споруд, їх конструкцій і основ до експлуатації) – включає розрахунки загальної міцності та стійкості системи «споруда-основа»; розрахунки загальної фільтраційної міцності основ; стійкості проти перекидання споруд на скельній основі; міцності окремих елементів споруд, руйнування яких призводить до припинення експлуатації споруд; нерівномірності переміщень різних ділянок основи, що призводить до неможливості подальшої експлуатації споруди;

- за другою групою (непридатність до нормальної експлуатації) - включає розрахунки основ на місцеву міцність, розрахунки з обмеження переміщень і деформацій; розрахунки щодо появи або розкриття тріщин; розрахунки щодо порушення місцевої фільтраційної міцності окремих елементів споруд, не розглядається в першій групі граничних станів.

Основний тиск ґрунту на розрахункову площину, що залежить від ваги ґрунту і інших об'ємних сил (фільтраційних, сейсмічних [42]), а також від навантажень на поверхні засипки, слід визначати при розрахунках тонкостінних конструкцій споруд і їх елементів в такий спосіб. Бічний тиск ґрунту дозволяється визначати, розглядаючи ґрунт в стані граничної рівноваги. Вплив деформацій і інших факторів враховується шляхом введення (до розрахункових значень тиску ґрунту або згинальних моментів, анкерних реакцій і занурення шпунту) коефіцієнтів умов роботи, що встановлюються за нормами проектування окремих конструкцій.

Бічний тиск ґрунту в стані граничної рівноваги, що відповідає стадії появи поверхні обвалення (активний тиск) або поверхні випирання (пасивний тиск), слід, як правило, визначати з урахуванням тертя о розрахункову площину. Абсолютну величину кута тертя φ_s за розрахунковою площиною в залежності від характеристик

ґрунту засипки, стану поверхні тилової межі стінки, впливів динамічних навантажень і інших чинників слід приймати від 0 до φ, але не більше 30°.

Як вказано на рис. 1.20, при плоскій поверхні ґрунту [38], рівномірно розподіленому навантаженні q на поверхні ґрунту і в шарах ґрунту, паралельних поверхні, горизонтальна p_{ph} і вертикальна p_{pv} складові пасивного тиску ґрунту на одиницю висоти розрахункової площини визначаються за формулами:

$$p_{ph} = p_y \lambda_{ph\varphi} + \frac{c}{tg\varphi}\left(\lambda_{phc} - 1\right), \tag{1.15}$$

$$p_{pv} = p_{ph} tg\left(\varepsilon + \varphi_S\right) \tag{1.16}$$

де φ і c – див. попередні розрахунки;

p_y - вертикальний тиск в ґрунті по розрахунковій площині на глибині;

$\lambda_{ph\varphi}$ та λ_{phc} - коефіцієнти горизонтальної складової пасивного тиску ґрунту;

ε - кут нахилу розрахункової площини до вертикалі, що приймається зі знаком "мінус" при нахилі від ґрунту;

φ_S - кут тертя ґрунту по розрахунковій площині, що дорівнює за абсолютною величиною від 0 до φ - при визначенні $\lambda_{ph\varphi}$ за таблицями ДБН або формулою (1.14) і від 0 до 2/3φ - при визначенні $\lambda_{ph\varphi}$ за формулою (1.19).

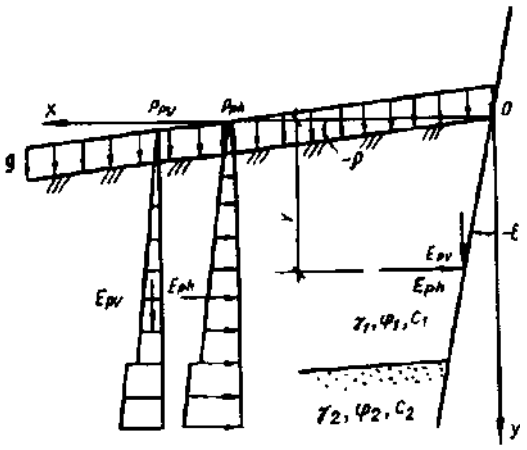


Рисунок 1.20 - Схема до розрахунку пасивного тиску ґрунту [38]

Величина p_y визначається за формулою

$$p_y = \sum \gamma_i \Delta y_i + \frac{q}{1 + tg\varepsilon tg\rho} \tag{1.17}$$

де γ_i та Δy_i - відповідно, питома вага ґрунту (у випадку насичення ґрунту водою - з урахуванням зважування) і висота і-го шару ґрунту за розрахунковою площиною;

ρ - кут нахилу поверхні засипки до горизонту.

При $\rho=0$ і врахуванні криволінійних поверхонь випирання $\lambda_{ph\varphi}$ слід визначати згідно табл. 1 [37] або при φ ≥ 15° - за формулою 1.18.

$$\lambda_{ph\varphi} = \frac{\cos\varphi_s + \sqrt{\sin^2\varphi - \sin^2\varphi_s}}{\cos^2\varepsilon(1 - \sin\varphi)} \times \exp\left[\left(\varphi_s + \arcsin\frac{\sin\varphi_s}{\sin\varphi} + 2\varepsilon\right)tg\varphi\right] \tag{1.18}$$

При $\rho \le \varphi$ та $\varepsilon \le 7°$, а також з урахуванням плоских поверхонь випирання - за формулою:

$$\lambda_{ph\varphi} = \left[\frac{\cos(\varphi - \varepsilon)}{\cos\varepsilon\left(1 - \sqrt{k_4}\right)}\right]^2, \tag{1.19}$$

$$k_4 = \frac{\sin(\varphi + \varphi_s)\sin(\varphi + \rho)}{\cos(\varepsilon + \varphi_s)\cos(\varepsilon - \rho)} \tag{1.20}$$

Коэфіцієнт λ_{phc} визначається за формулою

$$\lambda_{phc} = \lambda ph\varphi + tg\varepsilon tg\varphi_s \tag{1.21}$$

При значенні $p_{pv}<0$ вертикальна складова інтенсивності пасивного тиску спрямована вниз.

Горизонтальна E_{ph} та вертикальна E_{pv} складові пасивного тиску ґрунту визначаються складанням епюр інтенсивності тиску ґрунту по висоті.

У загальному випадку, в роботі [38] рекомендують визначати пасивний тиск ґрунту методами, які враховують виникнення в граничному стані криволінійних поверхонь випирання, зокрема, методами, що засновані на теорії граничної рівноваги сипучого середовища.

У складних випадках (при неплоских і непаралельних межах шарів ґрунту, неплоских поверхнях та ін.) допускається визначати пасивний тиск виходячи з припущення про утворення плоскої (для однорідного ґрунту ε ≤ 7°) або ламаної поверхні випирання. При цьому E_{ph} і E_{pv} слід визначати за формулами:

$$E_{ph} = -\sum_{1}^{n} \Delta_{hi}\,, \tag{1.22}$$

$$E_{pv} = \sum_{1}^{n} \Delta E_{vi} \tag{1.23}$$

де n - число елементів призми обвалення.

E_{hi} визначається за формулою [38]:

$$\Delta E_{hi} = \frac{G_i + F_h tg\left(\alpha + \varphi_i\right) - c_i b_i \left[tg\left(\alpha + \varphi_i\right) + ctg\alpha\right]}{tg\left(\varepsilon + \varphi_s\right) + tg\left(\alpha + \varphi_i\right)}\,, \tag{1.24}$$

$$\Delta E_{vi} = \Delta E_{hi} tg\left(\varepsilon + \varphi_s\right) \tag{1.25}$$

де Gi - сума вертикальних складових навантажень, включаючи вагу елемента, навантаження на його поверхні тощо;

F_h - сума горизонтальних складових навантажень в межах ширини елемента b_i, в тому числі фільтраційних сил (зі знаком "плюс" – якщо вони спрямовані в сторону розрахункової площини);

b_i - ширина елемента;

α - кут між вертикаллю і поверхнею обвалення, приймається зі знаком "плюс" - за годинниковою стрілкою.

За розрахункове значення E_{ph} приймається найменше із значень, обчислених для різних поверхонь випирання.

У разі, якщо значення E_{pv} менше нуля, вертикальна складова тиску спрямована вниз.

П.І. Яковлєв в роботі [34] наводить нову методику визначення тиску ґрунту, в тому числі й опору ґрунту, з урахуванням сейсмічних впливів, засновану на технічній

теорії граничного напруженого стану ґрунтового середовища (далі по тексту - ТТГНС).

При обчисленні коефіцієнтів тиску ґрунту на стінку П.І. Яковлєв [34] вводить коефіцієнт сейсмічності і величину, названу сейсмічним кутом. Таким чином, особливістю розрахунку в сейсмічних умовах є необхідність врахування зміни за значенням і напрямку сейсмічної сили, яка додається в центрі ваги об'єму ґрунту.

Метод визначення пасивного тиску ґрунту при наявності або відсутності сейсмічних впливів, розроблений П.І. Яковлєвим, може бути застосований і для розрахунку анкерних опор у вигляді плит. Цей метод характеризується, зокрема, наступним.

П.І. Яковлєвим [34] була вперше встановлена закономірність, відповідно до якої всі розрахункові формули для визначення пасивного опору можна отримати з відповідних формул для активного тиску, якщо кут внутрішнього тертя ґрунту φ, кут тертя ґрунту о стінку δ і сейсмічний кут ω підставляти зі знаком «мінус». Також при розрахунку похилих стін П.І. Яковлєв розрізняє круту стінку, в якої задня грань є поверхнею ковзання, і пологу стінку, поза якою в засипці утворюється внутрішня поверхня ковзання, що відокремлює примикаючу до стінки пружну зону ґрунту та область граничної рівноваги. Як випливає з ТТГНС, критерієм для віднесення стінок до крутих або пологих служить значення кута θ_1.

При цьому П.І. Яковлєв [34] запропонував розглядати три розрахункові схеми:

а) $\theta_1 \geq \alpha,\ \theta \geq 0$ - крута стінка при утворенні перехідної зони із безперервним напруженим станом засипки (рис. 1.21);

б) $\theta_1 \geq \alpha,\ \theta < 0$ - крута стінка при відсутності перехідної зони із розривним напруженим станом засипки (рис. 1.22);

в) $\theta_1 < \alpha$ - полога стінка (рис. 1.23).

У наведених умовах кути визначаються за формулами:

$$\theta = \theta_1 - \alpha - \varepsilon, \tag{1.26}$$

$$\theta_1 = \frac{1}{2}\left[\arccos\frac{\sin(\beta+\omega)}{\sin\varphi} - \varphi + \beta - \omega\right], \tag{1.27}$$

$$\varepsilon = \frac{1}{2}\left(\frac{\pi}{2} + \delta - \varphi - \arcsin\frac{\sin\delta}{\sin\varphi}\right), \qquad (1.28)$$

де α - кут нахилу стінки, приймається зі знаком «плюс» у випадку нахилу задньої грані стінки «від ґрунту»;

β - кут нахилу поверхні засипки до горизонту.

Відсутність сейсмічних впливів є окремим випадком, коли в усі формули слід підставляти $\omega=0$.

Кут θ між зонами мінімального і максимального напруженого стану характеризує присутність перехідної області. При зменшенні цього кута ($\theta \longrightarrow 0$) утворюється деяка поверхня розриву, а зона навколо лінії розриву сипучого середовища знаходиться у стані граничної рівноваги. Соколовський В.В. в одній із своїх монографій назвав розривний граничний стан перехідним між першим (круті стінки) і другим (пологі стінки), тобто коли зони максимального і мінімального напружених станів «проникають» одне до одного.

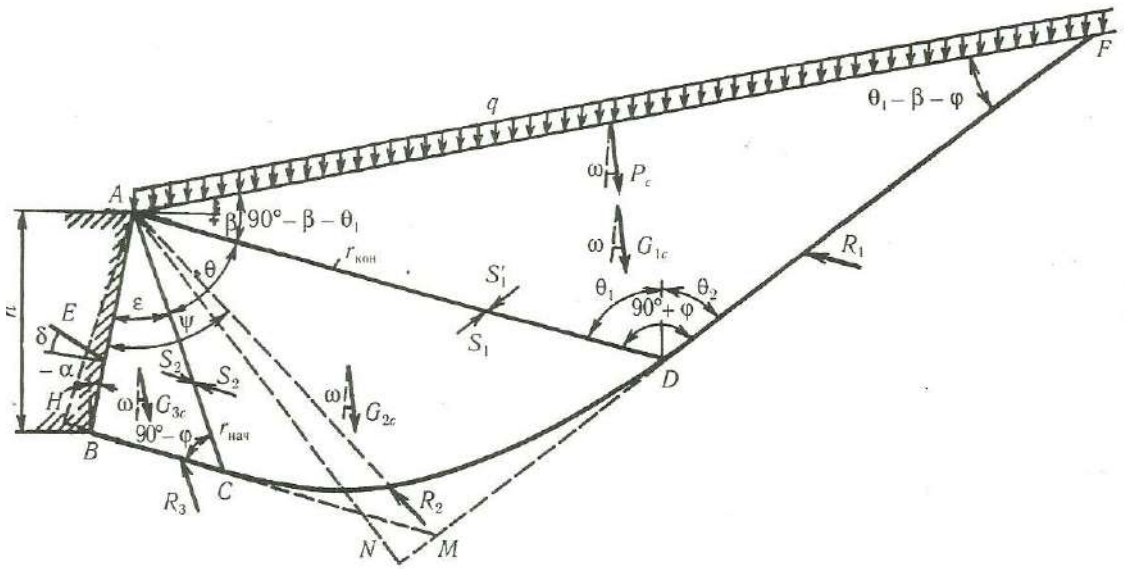


Рисунок 1.21 - Поверхні ковзання для випадку пасивного опору для крутої стінки при утворенні перехідної зони із безперервним напруженим станом засипки [34]

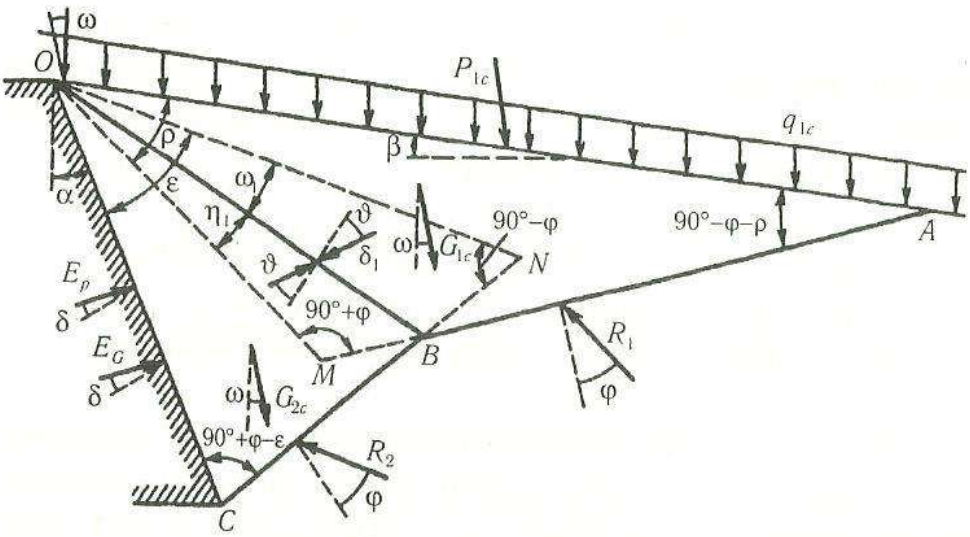


Рисунок 1.22 - Поверхні ковзання для випадку пасивного опору для крутої стінки при відсутності перехідної зони із безперервним напруженим станом засипки [34]

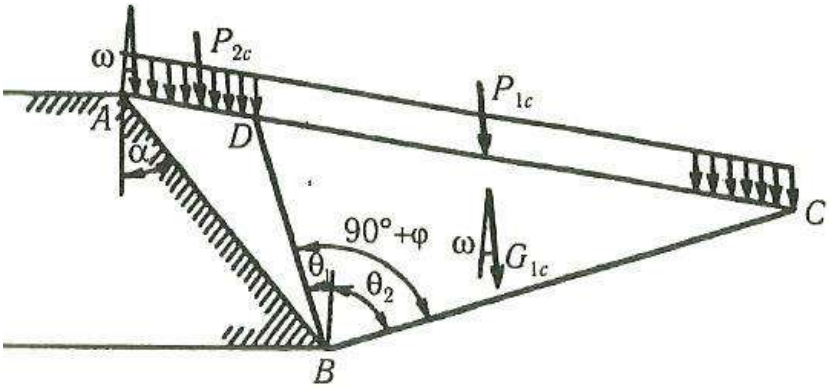


Рисунок 1.23 - Поверхні ковзання для випадку пасивного опору для пологої стінки [34]

При цьому, рівнодійна пасивного/активного тиску ґрунту без урахування дії навантаження ($q = 0$) визначається за відомою формулою Кулона

$$E = \frac{1}{2}\gamma h^2 \xi_\gamma, \tag{1.29}$$

де для першого розрахункового випадку (рис. 1.21):

$$\xi_\gamma = 2S_\gamma\left[b(n+1)+d+i\right] \tag{1.30}$$

Для другого розрахункового випадку (рис. 1.22):

$$\xi_\gamma = \frac{2(b+i)\cos(\beta-\rho+\omega)\sin\left(\mu_{1\gamma}+\varepsilon+\alpha+\omega\right)}{\cos\left(\beta-\rho+\mu_{1\gamma}+\omega\right)\cos\left(\varepsilon-\delta\right)} \tag{1.31}$$

Для третього розрахункового випадку (рис. 1.23)

$$\xi_\gamma = \frac{\sin\left(\theta_1+\omega\right)\cos\left(\beta-\alpha\right)\left[\cos\varphi\cos\left(\beta-\alpha\right)\sin\theta\cos\left(\theta_2+\beta\right)\right]}{\cos\omega\cos^2\alpha\sin\left(\theta_1+\mu_0\right)\cos\left(\theta_2+\beta\right)\cos\left(\theta_1-\beta\right)}, \tag{1.32}$$

де ξ_γ - коефіцієнт пасивного тиску ґрунту (згідно П.І. Яковлєву [34] визначається за тими ж формулами, що і коефіцієнт активного тиску) - безрозмірна величина, що залежить тільки від кутів φ, δ, α, ρ, μ_0, $\mu_{1\gamma}$;

ρ, μ_0, $\mu_{1\gamma}$ - кути, які визначаються за формулами П.І. Яковлєва;

S_γ, b, d, i, n - безрозмірні коефіцієнти, що визначаються за формулами П.І. Яковлєва [34] окремо для кожного розрахункового випадку.

В.В. Голушкевич [33] досліджував випадок, коли одночасно можливе утворення безперервних і розривних напружених станів, причому розривні становлять більш значну небезпеку, ніж безперервні, що вказує на важливість вирішення поставлених завдань. Також була висловлена думка про недоцільність поширення методу Кулона на випадок похилих стінок з похилою засипкою.

В роботі П.І. Яковлєва [34] широко застосовані безрозмірні параметри, що дозволяють зіставити і узагальнити результати, передбачити хід малодосліджених явищ появи зони розривного напруженого стану і зменшити число незалежних змінних в рівняннях рівноваги.

Професор П.І. Яковлєв [34, 35] зазначає, що прийнятий в нормативних документах умовний метод Кулона катастрофічно завищує пасивний тиск, що може призвести до аварій споруд і має бути замінений запропонованим методом, заснованим на ТТГНС. Також він не згоден з думкою К. Терцагі про те, що при $\delta=\varphi/3$ розрахунок за плоскою поверхнею ковзання дає прийнятне значення пасивного

опору. Він рекомендує вирішувати задачу визначення тиску ґрунту на жорсткі стінки при похилій поверхні ґрунта, порівнюючи в широкому діапазоні коефіцієнти активного і пасивного тиску на основі теорії Кулона з коефіцієнтами на основі більш обґрунтованої теорії граничного напруженого стану. П.І. Яковлєв [34, 35] надав вказівки і рекомендації про межі застосування теорії Кулона при визначенні активного і пасивного тиску, засновані на порівнянні з результатами розрахунків згідно ТТГНС в широкому діапазоні розрахункових параметрів $(\varphi, \delta, \alpha, \beta)$.

1.2.4.1 Змішана пружно-пластична задача взаємодії стінок з ґрунтовим середовищем при використанні кінематичного методу

Щоб уникнути недооцінки розпірного тиску і переоцінки тиску опору ґрунту, що притамане зазначеним традиційним методам, професором М.П. Дубровським [43, 44] було запропоновано кінематичний метод визначення бокового тиску ґрунту на підпірні стінки, що дозволяє врахувати величину і характер її переміщень і деформацій. Цей метод також може бути застосований для розрахунку анкерних опор.

Проаналізуємо зазначений метод розрахунку [43].

Вже згадана підпірна стінка висотою H з довільно нахиленими контактною гранню (відносно вертикалі - кут α_0) і поверхнею засипки (відносно горизонту - кут β) під дією рівномірно розподіленого поверхневого навантаження інтенсивністю q (див. рис. 1.24). Межа поверхні ковзання може бути плоскою або криволінійною.

Основні розрахункові передумови кінематичного методу полягають в наступному:

а) Ґрунт, який взаємодіє з анкерної плитою, знаходиться в допороговому напруженому стані тільки в стані спокою (стінка нерухома). Будь-який зсув споруди викликає в ґрунті, що взаємодіє з ним виникнення зон порогового напруженого стану, розміри яких збільшуються в міру зростання зсувів. Зони порогового напруженого стану виникають в області, що примикає до поверхні засипки, і при збільшенні зсувів розвиваються вниз по контактній межі стінки. Характер напруженого стану

(допорогового або порогового) в довільній точці контакту стінки з ґрунтом визначається відношенням *u(z)/z*, де *u(z)* - горизонтальний зсув поперечного перерізу стінки, розташованого на глибині *z* від поверхні ґрунту в місці її перетину з контактною гранню споруди. Тоді при *u(z)/z<a*, ґрунт буде перебувати в допороговому, а при зворотному співвідношенні - в пороговому напруженому стані. Тут [43] приймається в разі порогового (максимального) напруженого стану (пасивного тиску) $\alpha=\alpha_a=0,01\div0,03$.

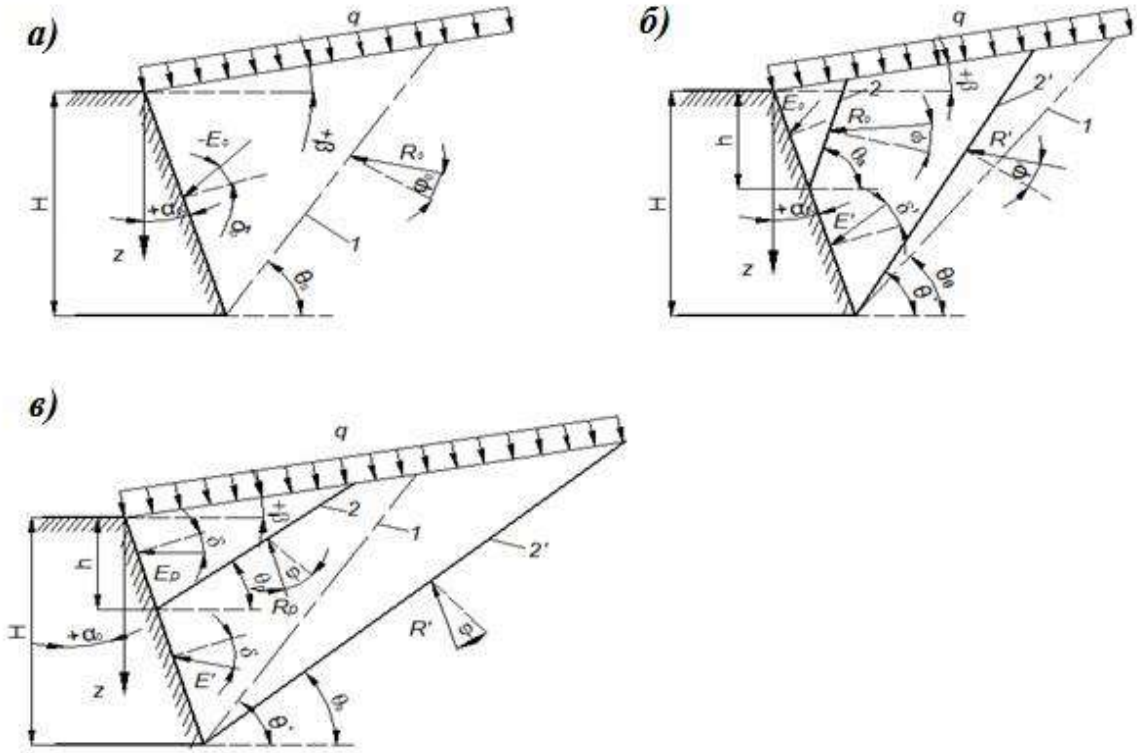


Рисунок 1.24 - Розрахункові схеми до змішаної пружно-пластичної задачі при плоских поверхнях ковзання: а - тиск ґрунту в стані спокою; б - розпірний тиск; в – тиск опору; 1 - умовна поверхня ковзання, що відповідає тиску ґрунту в стані спокою; 2 - поверхня ковзання ґрунту в пороговому напруженому стані; 2' - потенційна поверхня ковзання ґрунту в допороговому стані [43]

Межа зон допорогового і порогового напружених станів ґрунту (або висота *h* зони контакту ґрунту, що знаходиться в пороговому напруженому стані, зі спорудою) може бути визначена за допомогою залежності

$$u(p)/h=\alpha \tag{1.43}$$

звідки отримуємо

$$h=u(h)/\alpha \tag{1.44}$$

Для обчислення значення h за формулою (1.44) слід задати вид функції $u(z)$, яка визначається характером зсуву споруди (наприклад, при поступальному переміщенні $u(z)=const$, а при поворотах або зсувах, суміщених з поворотами, ця функція для жорстких споруд є лінійною), що перетворює зазначену залежність у рівняння з однією невідомою h.

Таким чином, в межах висоти $0\leq z \leq h$ ґрунт знаходиться в пороговому, а в межах висоти $h < z \leq H - h$ - в допороговому напруженому стані.

б) Кути відхилення рівнодійної бічного тиску ґрунту від нормалі до контактної межі споруд і рівнодійної реактивного тиску масиву ґрунту поза призмою розпору (або опору) від нормалі до кордона цієї призми приймаються рівними:

$$\delta = m\varphi, \tag{1.45}$$

де m - коефіцієнт, який призначається в інтервалі $0\leq m\leq 1$ за результатами експериментальних досліджень або за рекомендаціями нормативних документів.

Для зони допорогового напруженого стану відповідно δ' та φ', причому

$$\delta' = \delta_0 + (\delta - \delta_0)n, \tag{1.46}$$

$$\varphi' = \varphi_0 + (\varphi - \varphi_0)n \tag{1.47}$$

де n - коефіцієнт, що залежить від співвідношення розмірів зон порогового і допорогового напружених станів ґрунту і визначає обчислювальні величини в інтервалах $\delta_0\leq\delta'\leq \delta$, $\varphi_0\leq \varphi'\leq \varphi$ (тут $\delta_0=m_{\varphi_0}$, а кут φ_0 відповідає тиску ґрунту в стані спокою), тобто $0\leq n \leq 1$.

в) Область порогового напруженого стану в масиві ґрунту, що взаємодіє з підпірною стінкою, визначається плоскими або криволінійними поверхнями

ковзання, побудованими традиційними методами з використанням кутів φ і δ, і має з контактною межею споруди загальну ділянку, проекція якої на вертикальну вісь z дорівнює h (див. рис. 1.25).

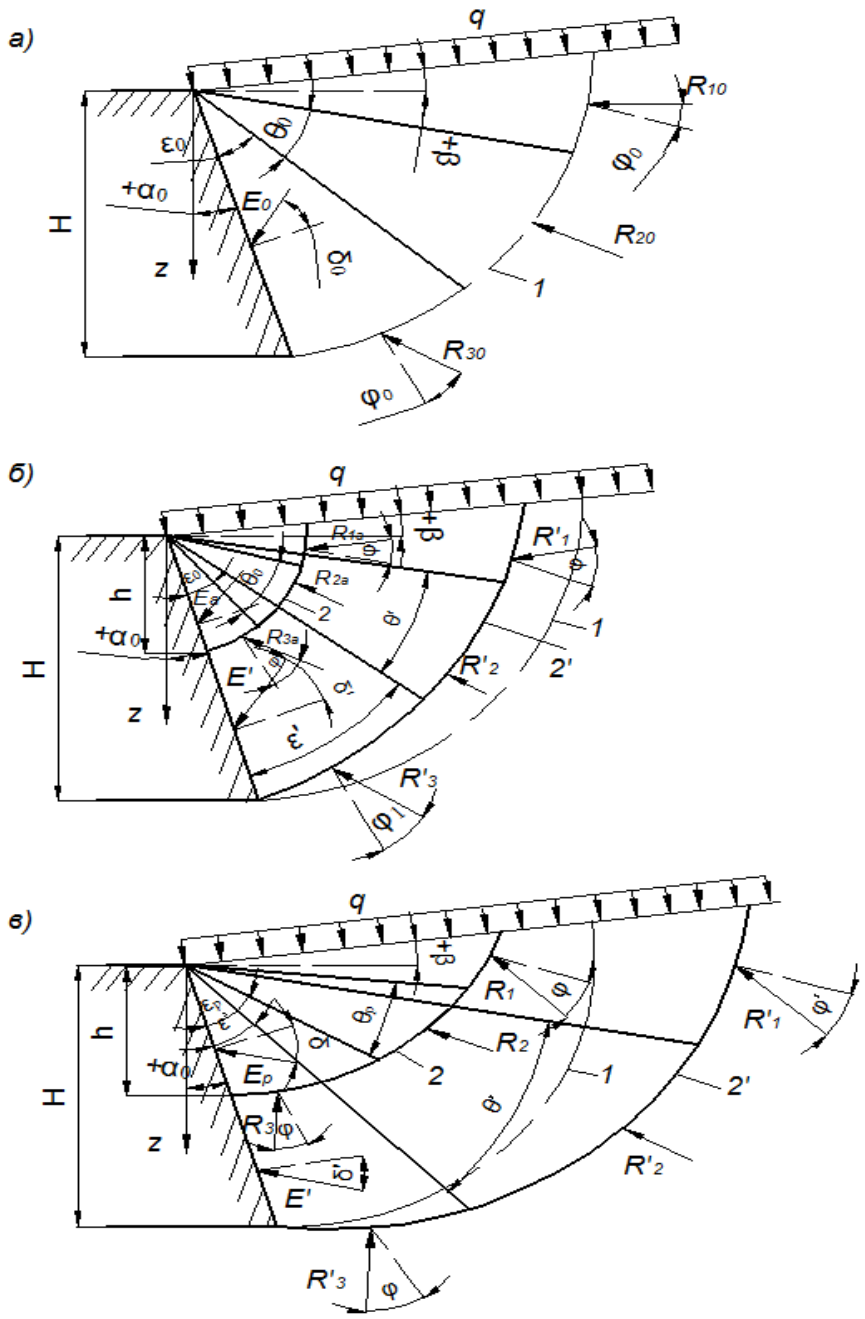


Рисунок 1.25 - Розрахункові схеми до змішаної пружно-пластичної задачі при криволінійних поверхнях ковзання: позначення див. рис. 1.24 для зони порогового напруженого стану відповідно δ і φ [43]

Область допорогового напруженого стану в масиві ґрунту, що взаємодіє із спорудою визначається плоскими або криволінійними поверхнями ковзання, побудованими аналогічно поверхням ковзання для області порогового напруженого стану, але з використанням замість кутів φ і δ відповідно кутів δ' і φ', і має з контактною гранню стінки загальну ділянку, проекція якої на вертикальну вісь z дорівнює H - h (див. рис. 1.24, 1.25).

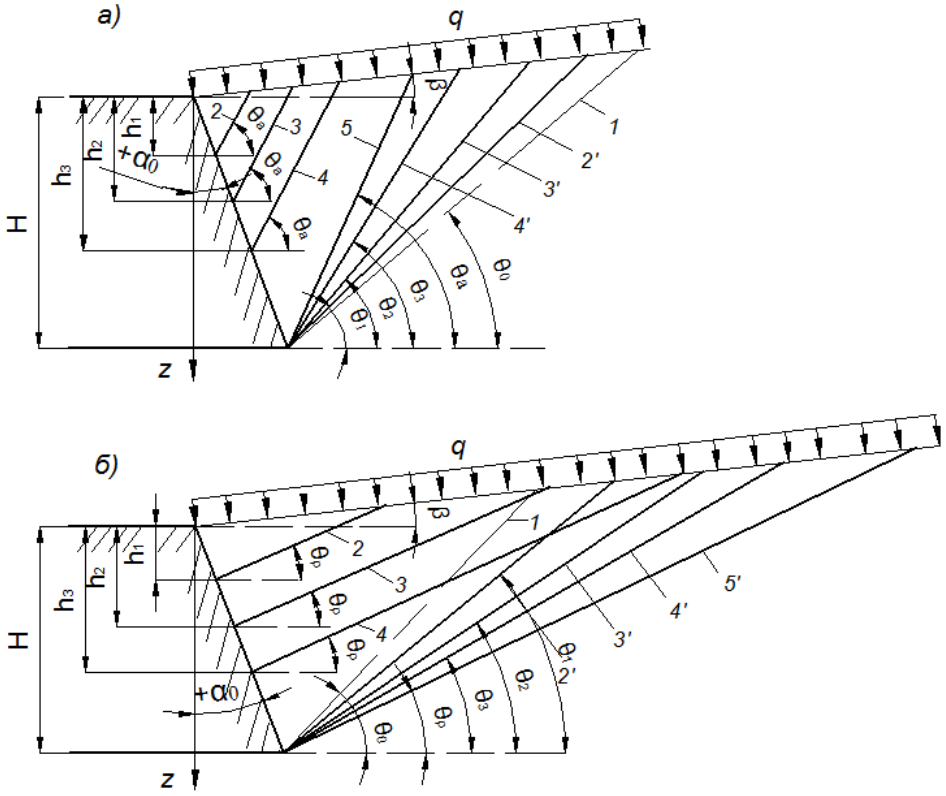


Рисунок 1.26 - Трансформація плоских поверхонь ковзання при зсувах стінки від ґрунту (а) і на ґрунт (б): 1 - умовна поверхня ковзання, що відповідає тиску ґрунту в стані спокою; 2, 3, 4 - проміжні положення поверхонь ковзання по мірі збільшення зсувів стінки для областей порогового напруженого стану ґрунту; 2', 3', 4 '- проміжні положення поверхонь ковзання по мірі збільшення зсувів стінки для областей допорогових напружених станів ґрунту; 5 і 5 '- положення поверхні ковзання, коли весь ґрунт, який взаємодіє зі спорудою, переходить в пороговий напружений стан [43]

г) Розрахункові залежності для визначення розпірного тиску (при зсуві стінки від ґрунту) і тиску опору (в протилежному випадку) ґрунту визначаються

універсальними формулами, застосування яких в зазначених випадках відрізняється лише зміною знаків перед кутами φ, δ або $\delta^{/}$, $\varphi^{/}$ на протилежні (цей принцип аналогії виявлено П.І. Яковлєвим [34, 35]). В подальшому при необхідності використання в універсальних формулах подвійних знаків "±", мається на увазі, що верхні знаки відповідають розпірному тиску, а нижні - тиску опору ґрунту.

д) Рівнодійна E розпірного тиску або тиску опору ґрунту споруди визначається як алгебраїчна сума порогової (активної E_a або пасивної E_p) сили, що діє на ділянці висотою h, і допорогової E', що діє на ділянці висотою H - h, складових тиску з урахуванням відповідних кутів δ і $\delta^{/}$.

Можуть мати місце два основних кінематичні випадки (рис. 1.26): зсув підпірної стінки споруди від ґрунту, що супроводжується зменшенням бічного тиску від початкового значення до деякої величини розпірного тиску, що залежить від характеру і досягнутої величини зсуву (в межах - до активного) і зсув стінки на ґрунт, що супроводжується збільшенням бічного тиску від початкового значення до деякої величини тиску опору, також залежить від характеру і досягнутої величини зсуву (в межах - до пасивного).

Трансформація областей порогового і допорогового напружених станів обумовлена збільшенням розмірів перших і скороченням розмірів других в міру зростання зсувів стінки. При плоских поверхнях ковзання межі зон порогового напруженого стану, що проходять через точки контактної межі на глибині hi, опускаються вниз, залишаючись паралельними внаслідок усталеності кута θa або θp, що відповідає пороговому (активному або пасивному) тиску (рис. 1.24). Одночасно з цим межі зон допорогового напруженого стану, що проходять через низ контактної межі стінки на глибині H, змінюють нахил до горизонту від кута θ_0, що відповідає початковому напруженому стану, до значення θi, що відповідає досягнутій величині зсуву u_i стінки, зменшуючись на межі до θa або збільшуючись до θp при досягненні відповідного граничного тиску, коли $h_i \longrightarrow H$.

У разі криволінійних поверхонь ковзання (рис. 1.27) межі зон порогового напруженого стану, опускаючись вниз відповідно зростанню зсувів стінки та внаслідок усталеності кутів ε_a, θ_a, або ε_P, θ_P, залишаються, а межі зон допорогового

напруженого стану, що проходять через низ контактної межі стінки на глибині H, не залишаються подібними (через зміни відповідних кутів від значень ε_0, θ_0, що відповідають початковому напруженому стану, до значень ε_i, θ_i, які при $h_i \longrightarrow H$ наближаються до ε_a, θ_a, або ε_P, θ_P).

При досягненні порогового напруженого стану по всій контактній межі споруди ($hi=H$) кордони обох зон співпадають. У цьому випадку обсяг зони допорогового напруженого стану стає рівним нулю, а обсяг зони порогового напруженого стану стає максимальним. Таким чином, тиск ґрунту в стані спокою, а також значення активного та пасивного тиску можуть бути отримані як екстремальні окремі випадки розглянутої змішаної постановки завдань.

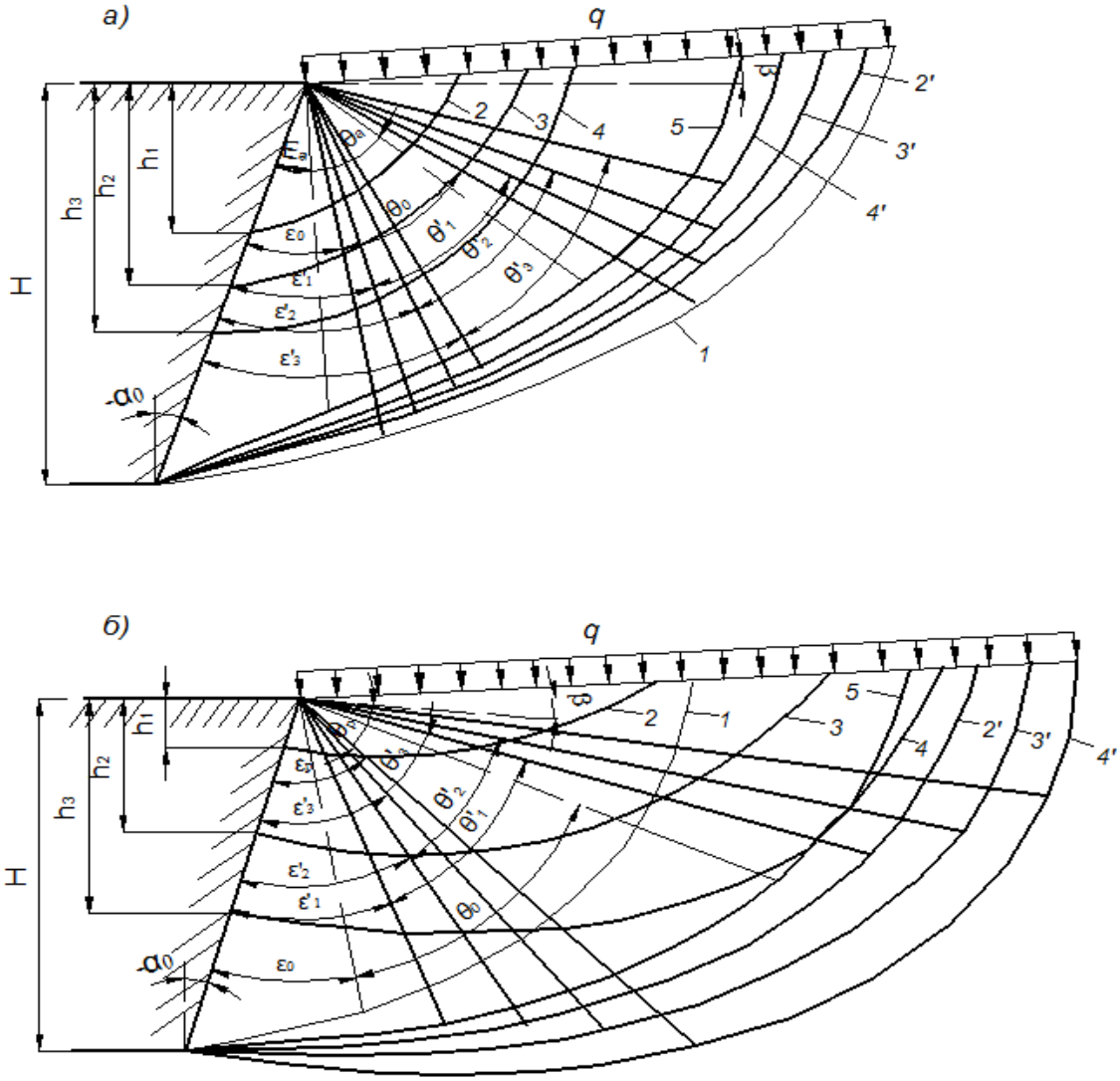


Рисунок 1.27 - Трансформація криволінійних поверхонь ковзання ґрунту при зсуві стінки від ґрунту (а) і на ґрунт (б): позначення див. рис. 1.24 [43]

1.2.4.2 Методи розрахунку і проектування анкерних пристроїв больверка

Анкерні тяги є одним з найбільш відповідальних елементів конструкції причальних набережних. Принцип роботи тяги являє собою роботу розтягнуто-зігнутого стержня, що частково спирається на основу, яка осідає та зазнає одночасного впливу поздовжнього і поперечного навантажень. Анкерні тяги причальних набережних часто зазнають вплив поперечного навантаження від зависання ґрунту і поздовжнього розтягуючого зусилля від сезонних коливань температури зовнішнього повітря. При розрахунку анкерних тяг повинні враховуватися умови їх закріплення до лицьової і анкерної стінок, нахил тяг, зсув опор, величини початкового зворотного прогину, наявність проміжних опор, компенсаторних механізмів, а також вплив температурних коливань зовнішнього повітря. Особливе значення має вивчення залежності з визначення прогину анкерних тяг, горизонтального розпору, вертикальних опорних реакцій і згинального моменту в тязі.

До основних факторів, які визначають напружено-деформований стан анкерних тяг причальних споруд і які неодмінно повинні бути враховані при оцінці безпеки експлуатації споруд, відносяться (крім обов'язкового для будь-яких методик фактору - анкерної реакції, що визначається на підставі статичного розрахунку лицьового елементу):

- розвиток осідань ґрунту під тягами (через неможливість ущільнення масиву ґрунту засипки і основи до необхідної кінцевої щільності) при ущільненні засипки в процесі будівництва і в початковий період експлуатації причального споруди і, внаслідок цього, зависання на тягах вищележачого ґрунту засипки;

- нерівномірність натяжіння анкерних тяг і включення їх в роботу із сприймання горизонтальних зусиль (навантаження від тиску ґрунту);

- умови закріплення тяг до лицьового елементу і до анкерної опори;

- податливість анкерних тяг і переміщення опор.

Внаслідок сумарного впливу зазначених факторів, особливо податливості, мають місце непередбачувані деформації анкерних тяг, що призводять до виникнення

в них додаткового розтягуючого зусилля (розпирання) і згинального моменту, що в свою чергу призводить до перенапруження і обривання тяг і, як наслідок, виведення частини причальної споруди з експлуатації .

Визначенню поперечного навантаження на анкерні тяги від зависання ґрунту присвячені експериментальні і теоретичні дослідження Л.С.Агамірзяна, В.Е.Даревського, В.С.Зеленського, С.М.Мельнікова і ін. [45]. У більшості випадків ці дослідження присвячені визначенню граничного навантаження від зависання ґрунту, значення якого потім враховувалося при розрахунку міцності анкерних тяг незалежно від фактичного осідання нижчого шару ґрунту засипки.

Граничне навантаження на анкерну тягу від зависання на ній ґрунту (тобто, навантаження в пороговому стані, коли має місце внутрішнє випирання ґрунту) враховує вагу ґрунту призми випирання і тимчасове корисне навантаження, розташоване безпосередньо над тягою, а також сили тертя, що виникають по поверхнях призми випирання, що проходить через бічні грані тяги.

Кількісно величина навантаження від зависання ґрунту на тягу залежить від того, в якому стані знаходиться масив ґрунту над тягою - пороговому або допороговому - тобто, від того, чи має місце випирання ґрунту, що відповідає моменту реалізації деякого порогового переміщення ґрунту під тягою $S_{пр}$ (або іншими словами, порогового осідання ґрунту «основи»). Тоді дійсну величину навантаження q від зависання ґрунту на 1 м довжини тяги можна визначити за узагальненою формулою 1.48 [45]

$$q = aq_{Пр} = a\left(\lambda \cdot \sigma_y \cdot d + T_{Тр}\right), \qquad (1.48)$$

де a - параметр, що залежить від переміщення ґрунту під тягою;

λ - коефіцієнт пропорційності;

σ_y - побутовий вертикальний тиск на рівні осі тяги;

$T_{тр}$ - сила тертя по бічних поверхнях анкерної тяги.

Для визначення параметру a може бути прийнята екстраполяційна залежність В.Е. Даревського [45]:

$$a = \frac{1}{\lambda}\left(1 - \sqrt{\frac{S}{S_{Пр}}}\right) + \sqrt{\frac{S}{S_{Пр}}}, \qquad (1.49)$$

але не більш ніж 1.

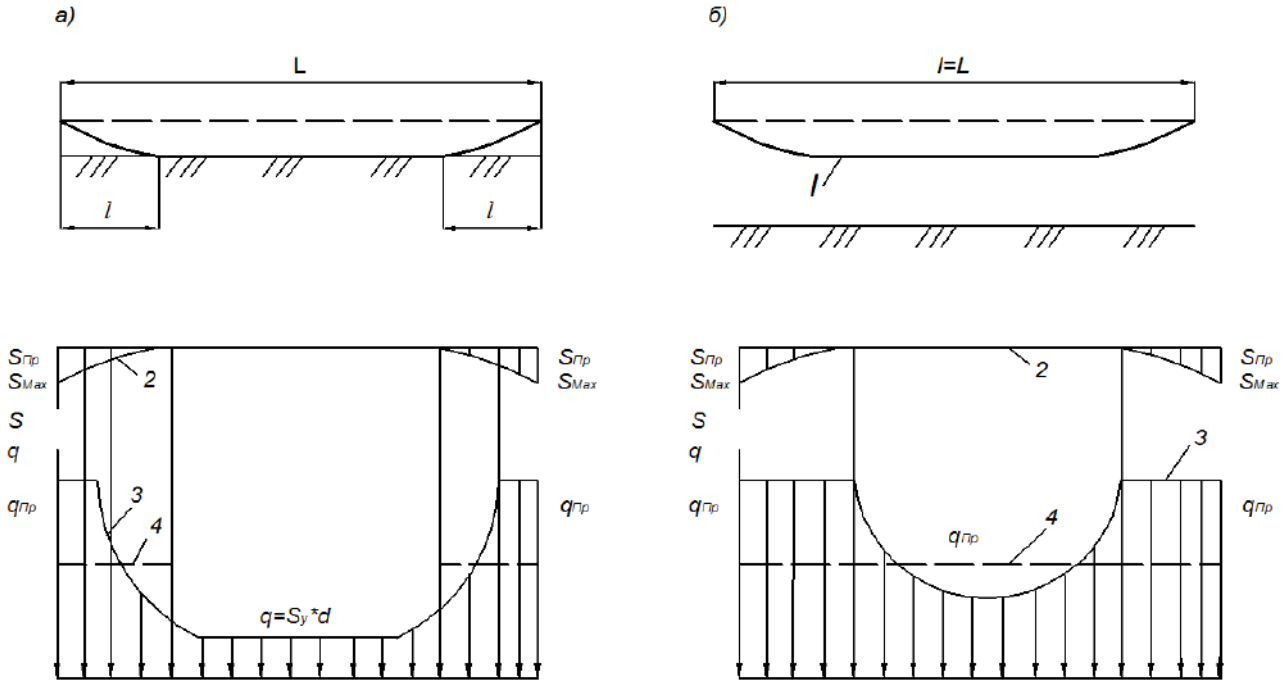


Рисунок 1.28 - Навантаження на тягу від зависання ґрунту: а - при *l<0,5L*; б - при *l=L*; 1 - прогин тяги; 2 - осідання ґрунту відносно тяги; 3 - вертикальне навантаження від зависання ґрунту; 4 - осереднене навантаження ділянки тяги довжиною *l*, що не спирається на ґрунт. *l* - довжина ділянки тяги, що не спирається на ґрунт, *L* - повна довжина тяги [45]

Максимальне навантаження на тягу [45]

$$q_{MAX} = q_{Пр} = \lambda \cdot \sigma_y \cdot d + T_{Тр} \qquad (1.50)$$

виникатиме тоді, коли переміщення *S* ґрунту під тягою буде більше або дорівнюватиме граничному переміщенню $S_{пр}$, тобто при *a=1*.

Мінімальне навантаження [45]

$$q_{MIN} = \sigma_y \cdot d + T_{Тр} / \lambda \qquad (1.51)$$

виникає при відсутності зсуву ґрунту відносно тяги *(S=0)*, тобто при $a = 1/\lambda$.

Осідання ґрунту відносно тяги не є сталим за її довжиною, воно залежить від нахилу тяги, від величини відносних осідань опор, від наявності зворотного будівельного прогину, від реалізованої схеми деформацій тяги під навантаженням (від того, чи має місце повне зависання тяги над основою чи торкається тяга основи в одній точці, або розпластується своєю середньою частиною по основі) [45].

Однак, як показують натурні спостереження за роботою анкерних пристроїв, при визначенні зусиль в анкерних тягах від зависання ґрунту необхідно враховувати дійсне значення поперечного навантаження від зависання, що відповідає фактичному прогину тяги, а не його пороговому значенню (рис. 1.28).

Спостереження за побудованими причальними заанкерованими спорудами показали, що зусилля в тязі від зависання ґрунту залежать не тільки від величини вертикального навантаження, але й від статичної схеми роботи тяги. В основу існуючих методик визначення зусиль в тязі було покладено припущення про роботу тяги, як гнучкої нитки. При розрахункових прогинах тяги, що перевищують осідання нижнього шару ґрунту, рекомендувалося розраховувати тягу як гнучку нитку з прогином в середині прольоту, що дорівнювало б осіданню ґрунту під тягою, але при цьому навантаження обчислювалося б зворотним підрахунком, виходячи з прийнятої величини прогину. Дослідження роботи анкерних тяг в натурних умовах показують, що їх роботу можна ототожнювати з роботою гнучкої нитки. Анкерна тяга в залежності від розмірів перерізу, довжини, величини прогину, умов закріплення на опорах та низки інших чинників працює як стрижень, що згинається, який зависає або частково спирається на основу, що осідає і зазнає одночасного впливу поздовжнього і поперечного навантажень.

Вплив зависання найбільш повно проявляється на кінцевих ділянках тяг, що примикають до лицьового елементу і до анкерної опори. При улаштуванні під тягою проміжних опор-стійок, які не зазнають зсуву по висоті, в місці, де тяга спирається на опору відбувається защемлення тяги. Крім того, збільшується жорсткість ділянки тяги між опорами і довжина ділянки тяги, що зависає над осідаючою основою. Все це

призводить до виникнення підвищених значень згинальних моментів в тязі і її перенапруження при тому ж значенні поперечного навантаження від зависання ґрунту.

Зниження напруг в анкерних тягах може бути досягнуто також установкою компенсаторних механізмів [45]. Компенсаторні пристрої (пружинні або зрізані компенсатори) встановлюють на анкерні тяги у вузлі з'єднання з лицьовим елементом або з анкерної опорою з метою зниження впливу розпірного зусилля в тязі на її напружений стан. Доцільність застосування компенсатора обґрунтована наступною обставиною. Під дією навантаження в деяких критичних ситуаціях, наприклад, коли розпір від зависання ґрунту перевищує анкерну реакцію, яка визначається згідно статичного розрахунку лицьового елемента, при фіксованих умовах на опорах з установкою компенсатора з'являється можливість збільшувати довжину тяги на невелику величину - близько 1-3 см - без зміни напруженого стану тяги. В той же час відбувається зменшення жорсткості тяги, збільшується податливість системи «опора + компенсатор» (переміщення опор відсутнє), зменшується довжина ділянки тяги, що не спирається на основу, знижуються зусилля в тязі і відбувається перерозподіл навантаження на лицьовий елемент в бік його зменшення. Установка компенсаторів на тягу дозволяє зменшити розтягуюче зусилля в тязі на 10 - 20% [45].

Гнучкі анкерні тяги і елементи їх кріплення розраховують на зусилля, що визначається за формулою [14]:

$$R_A^V = k_A R_A l_A \,, \tag{1.52}$$

де $R_A=1,5$ - зусилля в анкерній тязі на одиницю довжини споруди, отримане при розрахунку лицьової стінки графоаналітичним методом;

$l_A=1,5$ - крок анкерів;

k_A - коефіцієнт, що враховує перерозподіл тиску на стінку і нерівномірність натяжіння анкерів, що приймаються в [14] $k_A= 1,3$ - для стінок з попереднім натяжінням анкерів; $k_A=1,5$ - для стінок без попереднього натяжіння анкерів; k_A=1,25 - для деталей кріплення анкерних тяжів.

При визначенні зусилля в анкерній тязі приймають таке основне поєднання навантажень: активний тиск ґрунту при низькому рівні води; тимчасове навантаження, розташоване в межах лінії кордону; швартовне навантаження, якщо воно не сприймається спеціальної тягою. Зависання ґрунту на металевих тягах не враховують, тому що останні рекомендується укладати із зворотним прогином, що дорівнює 1/150 довжини тяги [14].

Металеві анкерні (розподільні) пояси, що виконуються зазвичай нерозрізними в межах секції споруди, розраховують як багатопрольотні балки, опорами яких є анкерні тяги. При розташуванні розподільних поясів із зовнішнього боку лицьової стінки, в якості навантаження на балку приймають рівномірно розподілене навантаження $q=k_A R_A$, а при розташуванні їх з внутрішньої сторони стінки - зусилля в болтах кріплення поясів.

Площі перетину анкерних тяг і розподільних поясів визначають за загальними правилами будівельної механіки і нормативними документами, що їх доповнюють.

ВИСНОВКИ ДО РОЗДІЛУ 1

Споруди в вигляді тонких стінок (больверки) є одними з найбільш поширених воднотранспортних споруд. Внаслідок зростання висоти гнучких підпірних стінок і глибини води біля воднотранспортних споруд типу больверк зростає роль і відповідальність анкерних пристроїв, що забезпечують параметри міцності і стійкості, які допускаються. Розглянуті конструкції мають великі перспективи розвитку і подальшого застосування, оскільки використовуються не тільки при зведенні нових споруд, але й при реконструкції, модернізації, ремонті існуючих об'єктів.

Традиційні конструкторсько-технологічні рішення анкерних систем больверка не позбавлені ряду недоліків, до основних з яких слід віднести:

• обмеженість області застосування (обмеження по висоті для анкерних плит; надмірна матеріаломісткість довгих анкерних стінок; недостатня несуча здатність козлових систем);

• технологічні складнощі збирання і монтажу (залучення потужного монтажного обладнання; трудомісткі монтажні роботи);

• обмежена несуча здатність; відсутність гнучкості при формуванні конструктивної схеми споруди (в тому числі, з точки зору забезпечення резервів несучої здатності і стійкості споруди).

Розроблені до теперішнього часу методи проектування і розрахунку больверків та їх анкерних систем (методи теорії граничного напруженого стану; методи механіки суцільного середовища; методи, засновані на змішаній постановці пружно-пластичної задачі розрахунку системи «підпірна стінка - ґрунтове середовище»), в цілому, дозволяють досить точно визначати основні параметри розглянутих споруд.

Актуальним завданням є вдосконалення конструкторсько-технологічних рішень анкерних систем больверків, спрямоване на підвищення їх несучої здатності при забезпеченні економічної ефективності, екологічності та технологічності споруди.

РОЗДІЛ 2

УДОСКОНАЛЕННЯ АНКЕРНИХ ОПОР ВОДНОТРАНСПОРТНИХ СПОРУД ТИПУ «БОЛЬВЕРК»

2.1 Відомі рішення з удосконалення анкерних опор больверків

Як згадувалося в попередньому розділі цієї дисертації, конструкція і розташування анкерів істотно впливають на схему роботи споруди та її несучу здатність. Тому, при проектуванні больверків одним з основних завдань є визначення параметрів анкерної системи, зокрема, габаритів анкерної тяги і анкерної опори. Застосування в практиці портового будівництва усталених конструктивних рішень і методик проектування часто забезпечує надлишкові запаси міцності і несучої здатності, що є неефективним і не дає можливості модернізувати споруду при зміні умов її експлуатації, а також при появі нових матеріалів і технологій будівництва.

В практиці будівництва причалів найбільш поширеними є анкерні системи з вертикальними анкерними плитами, улаштування яких пов'язане із значною трудомісткістю операцій з підготовки горизонтальної ділянки засипки для встановлення плит (труднощі набагато зростають при високому рівні ґрунтових вод або при будівництві глибоководних причалів).

Відома типова конструкція «больверка» представлена лицьовою шпунтовою стінкою, зворотною ґрунтовою засипкою за стінкою і розташованими в засипці за призмою обвалення ґрунту анкерними тягами з анкерними опорами, причому останні з’єднують стінку однією або двома анкерними тягами з однією анкерною плитою (рис. 2.1). Таке рішення спрощує технологію монтажу споруди і скорочує терміни її зведення.

Недоліком такої споруди є значна матеріаломісткість, оскільки при великих анкерних зусиллях висота анкерних плит значно зростає. Відповідно, точка кріплення анкерної тяги до плити, яка розташована в зоні центра ваги епюри опору ґрунту, опиняється під водою. У таких випадках доводиться кріпити анкери до плит за

допомогою водолазів, що веде до ускладнення і удорожчення робіт. Слід зазначити також незручність, викликану необхідністю виконання монтажу анкерних плит в траншеї для забезпечення їх стійкості, а також використання жорсткої траверси для забезпечення стійкості всього анкерного пристрою на стадії монтажу.

Зазвичай споруди такого типу проектують і будують таким чином, щоб довжина анкерної тяги була мінімальною, а несуча здатність анкерного пристрою - максимальною. Це досягається за рахунок того, що довжину анкерної тяги *La* (рис. 2.1) визначають як суму горизонтальних проекцій основи призми обвалення ґрунту за лицьовою стінкою L_1 і основи призми випору ґрунту перед анкерної опорою L_2.

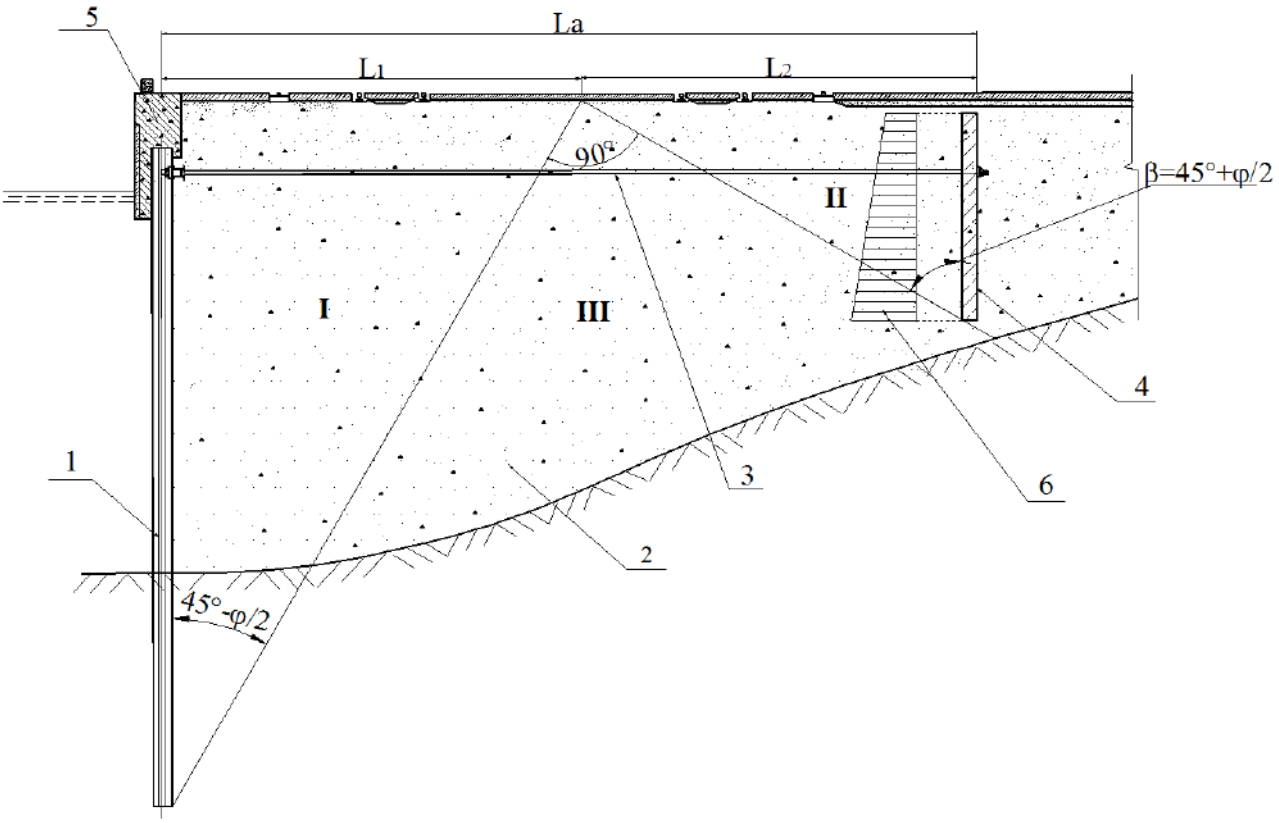


Рисунок 2.1 - Типова конструкція больверка з епюрою опору ґрунту перед анкерною плитою: 1 - лицьова стінка «больверка»; 2 - зворотна засипка за стінкою; 3 - анкерна тяга; 4 - анкерна плита; 5 - монолітний оголовок; 6 - епюра пасивного тиску ґрунту [46, 49]

Характерним недоліком цього типу причальних набережних є те, що зона ґрунту III між вищезгаданими призмами обвалення (зона I) і випирання ґрунту (зона II), що знаходиться в природному напруженому стані (стан спокою), не

використовується для участі в роботі по забезпеченню стійкості і несучої здатності споруди [49].

Реакцію ґрунту (опір) перед анкерної плитою зазвичай відображає епюра опору ґрунту (поз. 6 на рис. 2.1).

У зв'язку із наведеними вище недоліками анкерних пристроїв традиційного типу, такими як значна матеріаломісткість, трудомісткість монтажу, нерівномірність розподілу зусиль між анкерними тягами та інш., в практиці гідротехнічного будівництва були розроблені технічні рішення, що дозволяють поліпшити роботу анкерних пристроїв в складі больверків.

В практиці будівництва причалів найбільш розповсюдженими є анкерні системи, що містять вертикальні анкерні плити, улаштування яких також пов'язане із значною трудомісткістю операцій з підготовки горизонтальної ділянки засипки і траншеї для улаштування плит (труднощі набагато зростають при високому рівні ґрунтових вод або при будівництві глибоководних причалів).

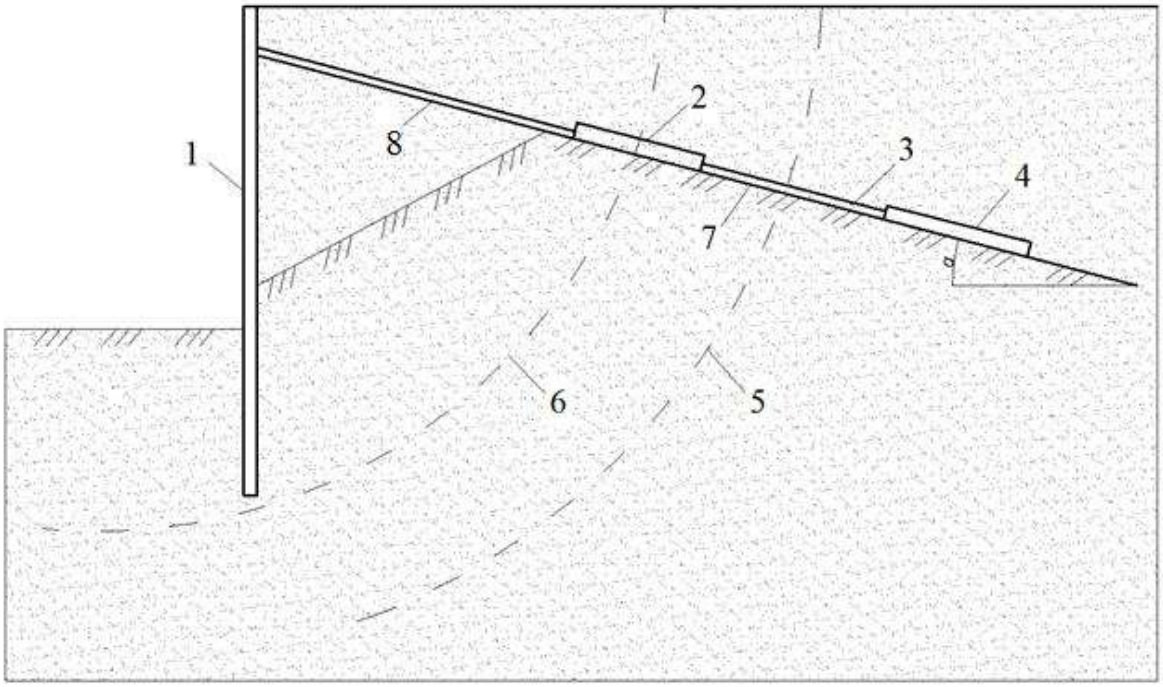


Рисунок - 2.2 Причальна споруда підвищеної несучої здатності

З метою зниження трудовитрат робіт [7, 53] ґрунтову засипку першої черги було запропоновано виконати з ухилом в напрямку від захисної конструкції, а анкерні

плити розташувати на схилі засипки першої черги так, щоб місце кріплення тяги до стінки опинилося на продовженні лінії укосу засипки, при цьому ближчу до захисної конструкції плиту розмістити в зоні проходження потенційної кривої ковзання, а тилову плиту - в зоні стійкого стану ґрунту (рис. 2.2).

Захисна конструкція 1 підпірної стінки з’єднана з анкерним пристроєм, що складається з двох плит - передньої 2 і тилової 4, з'єднаних між собою і стінкою тягою 3. Передня плита розташована в зоні проходження потенційної кривої ковзання 6, а тилова - в зоні стійкого стану ґрунту, початок якої характеризується граничною кривою 5. Анкерний пристрій розташовано на зворотному схилі 7 підпричального укосу, утвореного ґрунтовою засипкою першої черги, причому ухил α утворюється в результаті укладання ґрунту при рефулюванні під кутом природного укосу, що не вимагає проведення підводних планувальних робіт. Висота засипки першої черги підбирається таким чином, щоб місце кріплення тяги 3 до огороджувальної конструкції 1 опинилося на продовженні лінії 8 зворотного схилу 7 (пунктирна лінія на кресленні) [53].

Перевагами такого способу зведення підпірної стінки причальної споруди є як зниження трудовитрат завдяки спрощенню технології зведення (спрощення монтажу анкерного пристрою, можливість уникнути виконання підводно-планувальних робіт), так і підвищення загальної стійкості споруди внаслідок розташування тилової плити за межами площини ковзання ґрунту завдяки певному розташуванню плит.

На рисунку 2.3 наведена причальна стінка, яка складається із шпунту 1 та з’єднаної з ним похилої жорсткої тяги 2, до нижньої частини якої прикріплена анкерна плита 3, а до верхньої частини - розвантажувальна плита 4. Плита 4 зменшує навантаження на шпунт від тиск ґрунту. В верхній частині шпунт об'єднується шапкової балкою 5. Шпунт заглиблюють в основу за допомогою віброзанурювача. Вага ґрунту засипки, розташованої над розвантажувальною плитою 4, не передається на нижчерозташований ґрунт, завдяки чому бічний тиск ґрунту на шпунт 1

зменшується, і відповідно зменшуються в ньому напруги. Це дозволяє полегшити конструкцію шпунту і зменшити його матеріаломісткість [54].

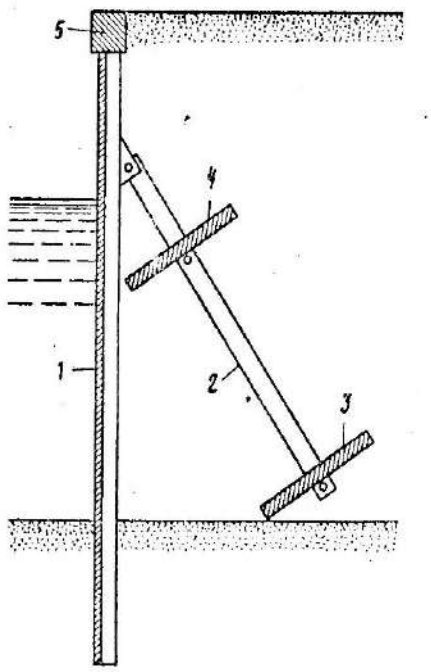


Рисунок - 2.3 Причальна стінка з анкерною і розвантажувальною плитами [54]

Розглянуті технічні рішення відрізняються складністю конструкції тяги і характеризуються деяким збільшенням матеріаломісткості за рахунок витрати металу на виготовлення пристроїв для вирівнювання зусиль [9, 11].

У зв'язку з цим розроблено спеціальний пристрій, який виключає нерівномірність натягу анкерних тяг і поліпшує умови експлуатації споруди. Він дозволяє вирівнювати зусилля в тязі і шляхом зміни податливості анкерного пристрою перерозподіляє зусилля в елементах конструкції.

В цьому анкерному пристрої для спрощення конструкції тяги і зниження її матеріаломісткості (при забезпеченні можливості регулювання зусиль) запропоновано ланки тяги закріпити на різних рівнях по її висоті, а осі їх шарнірного кріплення облаштувати гайками для обтиску накладки із зусиллям, що не перевищує експлуатаційне розтягуюче зусилля в тязі (рис. 2.4) [11].

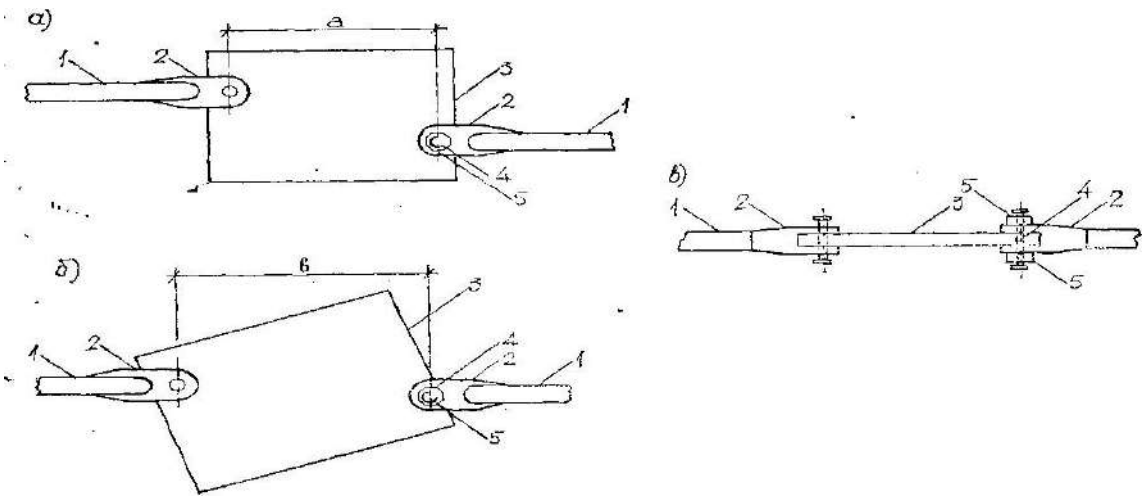


Рисунок - 2.4 Анкерная тяга з регульованою піддатливістю: а, б - різні положення накладки; в - анкерна тяга в зборі [11]

Анкерна тяга складається з ланок 1, які за допомогою вушок 2 шарнірно прикріплені до накладки 3 на різній висоті один відносно одного. Осі шарнирів, облаштовані гайками 5, стискають через вушки 2 накладку 3. В результаті повороту накладки 3 під впливом експлуатаційного навантаження, горизонтальна проекція відстані між точками кріплення ланок тяги до кінців накладки 3 (відрізки *a* і *b* на рис. 2.11 *а, б* відповідно) збільшується, що призводить до зростання податливості анкерного пристрою і дозволяє більш вигідно розподілити зусилля як між тягами, так і в інших конструктивних елементах споруди [11].

Таким чином, перевагами такого пристрою є спрощення конструкції тяги та зниження її матеріаломісткості, що досягаються за рахунок використання накладки в якості елемента, що регулює зусилля в тязі, і відмови від застосування додаткових пристосувань, що забезпечують зміну податливості тяги при певному рівні зусиль в ній.

Ефективним вирішенням для підвищення рівномірності розподілу зусиль між тягами і зниження їх матеріаломісткості є використання у якості тяг сталевих канатів із розташуванням їх в горизонтальній площині жмутками [11, 55]. Така лицьова стінка 1 із шпунту, включає больверк (рис. 2.12, а) позаду якого виконана ґрунтова засипка 2, а тяги 3 у вигляді жмутків розходяться від анкерних опор 4 в напрямку лицьової

стінки 1. Тяги можуть бути прикріплені до кожної з шпунтин лицьової стінки (рис. 2.12, б) або через одну (рис. 2.12, в).

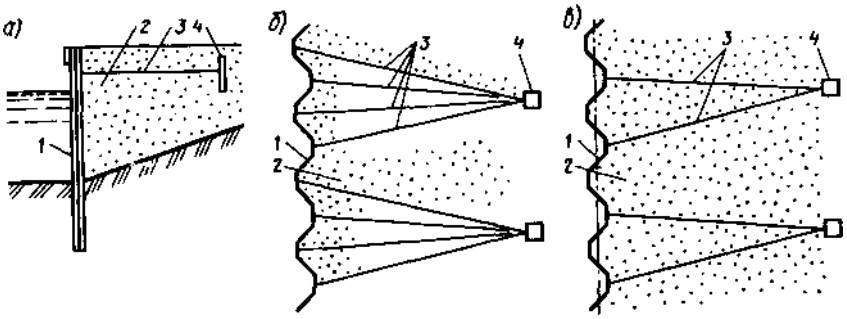


Рисунок - 2.5 Анкерування больверка жмутком тяг: а - поперечний переріз; б, в - план споруди із різною кількістю тяг в жмутку [11, 55]

Зведення розглянутої споруди може бути здійснено традиційними методами, за винятком операцій з монтажу анкерних пристроїв, які істотно спрощуються завдяки застосуванню в якості анкерних тяг сталевих канатів. Це дозволяє відмовитися від використання спеціального вантажопідйомного монтажного обладнання при улаштуванні тяг, оскільки сталеві канати можуть бути змотані з барабану безпосередньо на місці установки. Зникає також необхідність в улаштуванні балок розподільного поясу, оскільки нескладні операції з натягування тяг з канатів дають можливість заанкерувати кожну (або через одну) шпунтини лицьової стінки больверку.

Зручність монтажу і незначна маса тяг із сталевих канатів дозволяють розташовувати їх жмутками, що дає можливість зменшити кількість анкерних опор і спростити кріплення до них тяг. Гнучкі і легкі сталеві канати набагато легше натягувати з необхідним зусиллям, що дозволяє відмовитися від використання в конструкції больверка підмосточних паль. Невелика вага анкерних тяг із сталевих канатів і значна гнучкість останніх в порівнянні з тягами з прокатних профілей дозволяють також відмовитися від використання в конструкції больверка підмосточних паль, що виконують функції проміжних опор в традиційних рішеннях.

2.2 Обґрунтування і розробка інноваційного конструкторсько-технологічного рішення анкерних опор больверка

Метою цієї розробки була можливість застосування анкерних пристроїв в складі причалів типу «больверк», що дозволяють скоротити споживання ресурсів, терміни будівництва і вартість причальних споруд в цілому. Тому наведений нижче винахід передбачає вирішення двох основних, пов'язаних з експлуатацією, питань: збільшення глибин біля причалу і підвищення категорії експлуатаційних навантажень [46, 47, 48].

Запропоноване рішення [49] передбачає створення більш економічного типу анкерних опор, які відповідають технічним вимогам, що застосовуються до сучасних причальних споруд, також передбачає його подальше застосування як при створенні нових причальних споруд, так і при реконструкції вже існуючих причальних набережних. Інноваційний анкерний пристрій має наступні переваги:

а) Технологічні переваги - забезпечення більшої стійкості на стадії монтажу порівняно з традиційною конструкцією (немає необхідності в улаштуванні траншеї);

б) Економічні переваги - забезпечення меншої матеріаломісткості (при однаковій несучій здатності, згідно типової конструкції анкерної плити), відповідно скорочення вартості будівництва в цілому;

в) Технічні переваги - підвищення несучої здатності нового анкерного пристрою за рахунок особливостей конструкції (при однаковій матеріаломісткості, згідно типової конструкції анкерної плити).

Причальна споруда (рис. 2.6), містить лицьову стінку, зворотну ґрунтову засипку за стінкою і розташовані в засипці за призмою обвалення ґрунту засипки анкерні тяги з анкерними опорами.

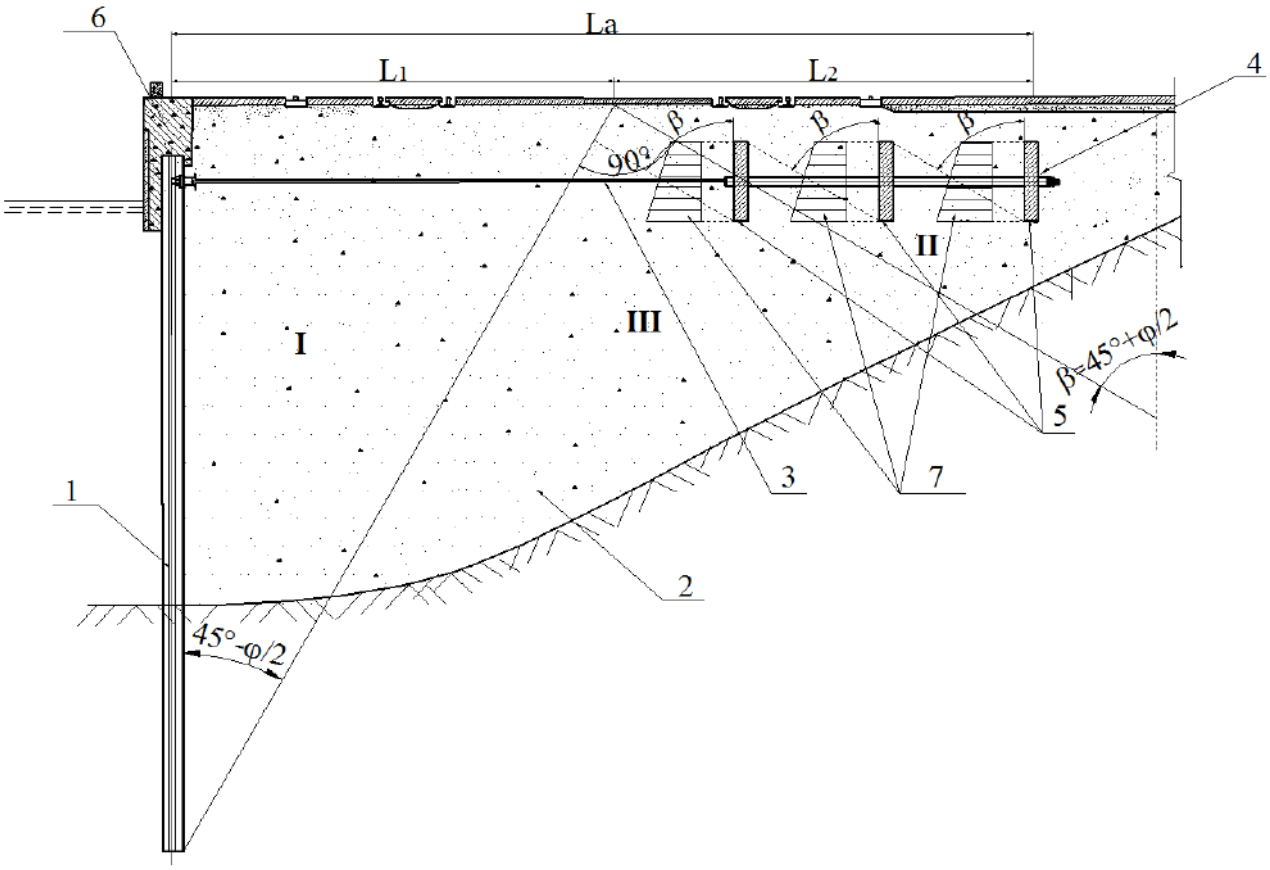


Рисунок - 2.6 Причальна споруда з епюрами опору ґрунту перед анкерними плитами у вигляді гребінки: 1 - лицьова стінка «больверка»; 2 - зворотна засипка за стінкою; 3 - анкерна тяга; 4 - металевий сердечник; 5 - плити «гребінки»; 6 - монолітний оголовок; 7 - епюра пасивного тиску ґрунту [46, 48, 49]

Анкерні опори виконані гребінчастими у вигляді закріплених уздовж жорсткого сердечника анкерних плит, причому відстань між суміжними анкерними плитами є такою, що ближча до лицьової стінки плита не перетинає меж призми випирання ґрунту перед більш віддаленою від лицьової стінки плитою (призми випирання ґрунту зазвичай будують під кутом $45^o+\varphi/2$ до вертикалі, де φ - кут внутрішнього тертя ґрунту) [46, 48, 49].

Завдяки тому, що анкерні опори виконані у вигляді «гребінки» забезпечується менша матеріаломісткість (при несучій здатності, що відповідає відомим технічним рішенням). З іншого боку, запропонована конструкція може забезпечити більш високу несучу здатність споруди (при матеріаломісткості, що відповідає відомим

технічним рішенням), за рахунок чого поліпшуються експлуатаційні показники причальної споруди. Вирішення цього завдання може забезпечити зменшення витрат на монтажні роботи і матеріали конструкції причальної споруди.

Причальна споруда (рис. 2.6) включає лицьову стінку, виконану з металевих шпунтових паль 1, розташованих в напрямку вздовж осі споруди, зворотну ґрунтову засипку 2, анкерну тягу 3 і анкерну опору. Анкерная опора виконана гребенчастою у вигляді закріплених вздовж жорсткого сердечника 4 в обумовленому положенні анкерних плит 5 [49, 50, 51, 52].

Принцип монтажу і роботи наведеної споруди не відрізняється істотно від принципу роботи і будівництва типових конструкцій больверків. Металеві шпунтові палі 1, занурюють в ґрунт основи методом «замок в замок» в напрямку вздовж осі споруди. Стінку анкерують сталевими тягами 3, прикріпленими до розподільного поясу і анкерних опор. Монтаж анкерних тяг 3 виконують на попередньо відсипаний і ущільнений ґрунт зворотної засипки 2. Анкерні тяги 3 кріплять до металевого сердечника 4 за допомогою зварювання в стик. Анкерні плити 5 мають отвір для пропуску та кріплення сердечника 4. Сердечник кріплять до плит за допомогою закладних деталей. Пазуху засипають в такій послідовності, щоб ґрунт засипки 2 не навантажував шпунтовий ряд 1 до відсипання ґрунту перед і над анкерними опорами. Після анкерування шпунтового ряду 1 і виконання останньої черги зворотної піщаної засипки 2, шпунт омонолічується зверху залізобетонним збірно-монолітним оголовком 6 [49].

Шпунтова стінка 1 працює під впливом розпірного тиску ґрунту засипки 2, як балочна плита, верхній кінець якої шарнірно прикріплений до анкерного пристрою, а нижній є стиснутим в ґрунті. Стінка 1, переміщення верхнього кінця якої обмежена анкерним пристроєм, під тиском ґрунту засипки 2 прогинається і прагне обернутися навколо точки кріплення до неї анкерної тяги 3. Цьому перешкоджає опір ґрунту дна, розташованого перед стінкою. Анкерная тяга 3 передає зусилля від тиску ґрунту на анкерну опору, виконану у вигляді «гребінки». Завдяки жорсткому сердечнику 4, зусилля сприймається одночасно всіма плитами «гребінки» 5.

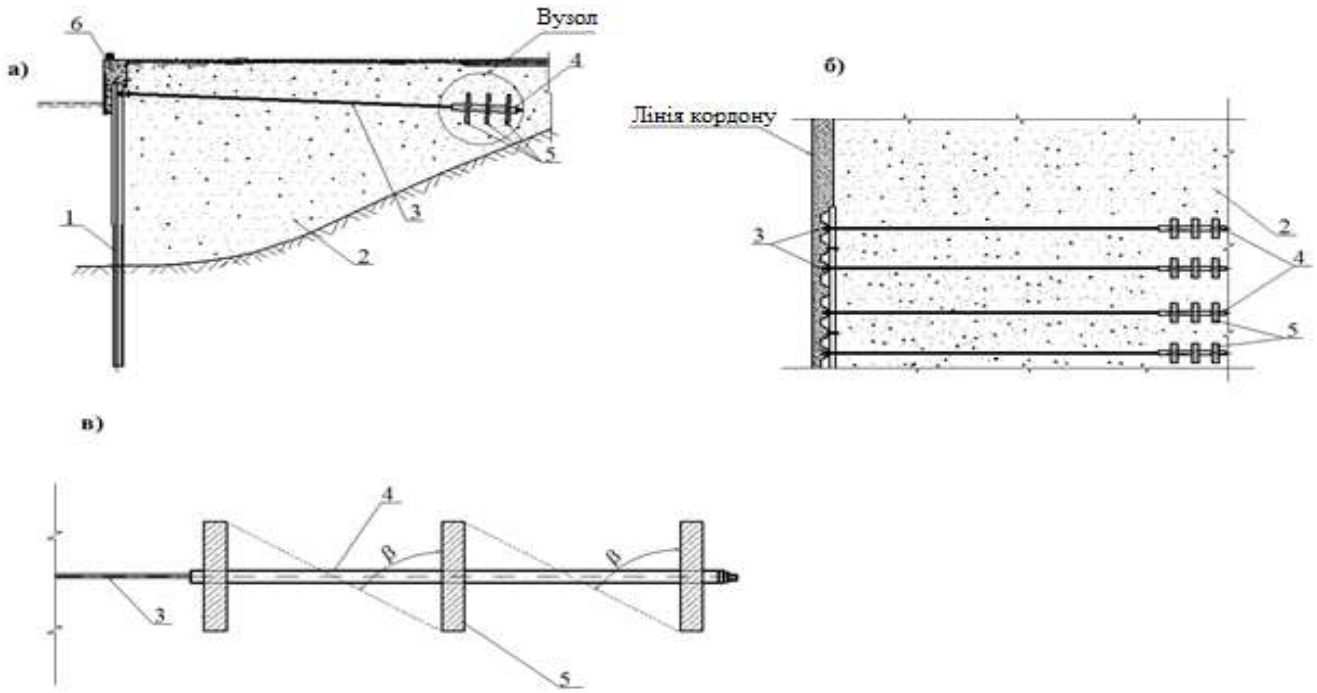


Рисунок - 2.7 Причальна споруда типу «больверк» з анкерною опорою у вигляді «гребінки» з однаковою висотою плит: а - поперечний переріз причальної споруди; б - план на рівні анкерних тяг; в - вузол анкерної опори; 1 - лицьова стінка «больверка»; 2 - зворотна засипка за стінкою; 3 - анкерна тяга; 4 - металевий сердечник; 5 - плити «гребінки»; 6 - монолітний оголовок

Це забезпечує збільшення несучої здатності при витратах матеріалу на виготовлення плит, як і в відомих технічних рішеннях (тобто поліпшуються експлуатаційні показники споруди). З іншого боку, запропонована конструкція може забезпечити зменшення витрат матеріалу з несучою здатністю, що відповідає відомим технічним рішенням (тобто поліпшуються економічні показники конструкції).

Реакція ґрунту (опір) перед анкерними плитами в «гребінці» відображений епюрами опору ґрунту (поз. 7 на рис. 2.6). Залежно від кількості плит в «гребінці» та їхніх розмірів, сумарний опір ґрунту перед ними може бути таким самим або перевищувати опір перед плитами в традиційних рішеннях (зокрема, ближча до лицьової стінки анкерная плита «гребінки» може використовувати здатність опору ґрунту в зоні III, див. рис. 2.6).

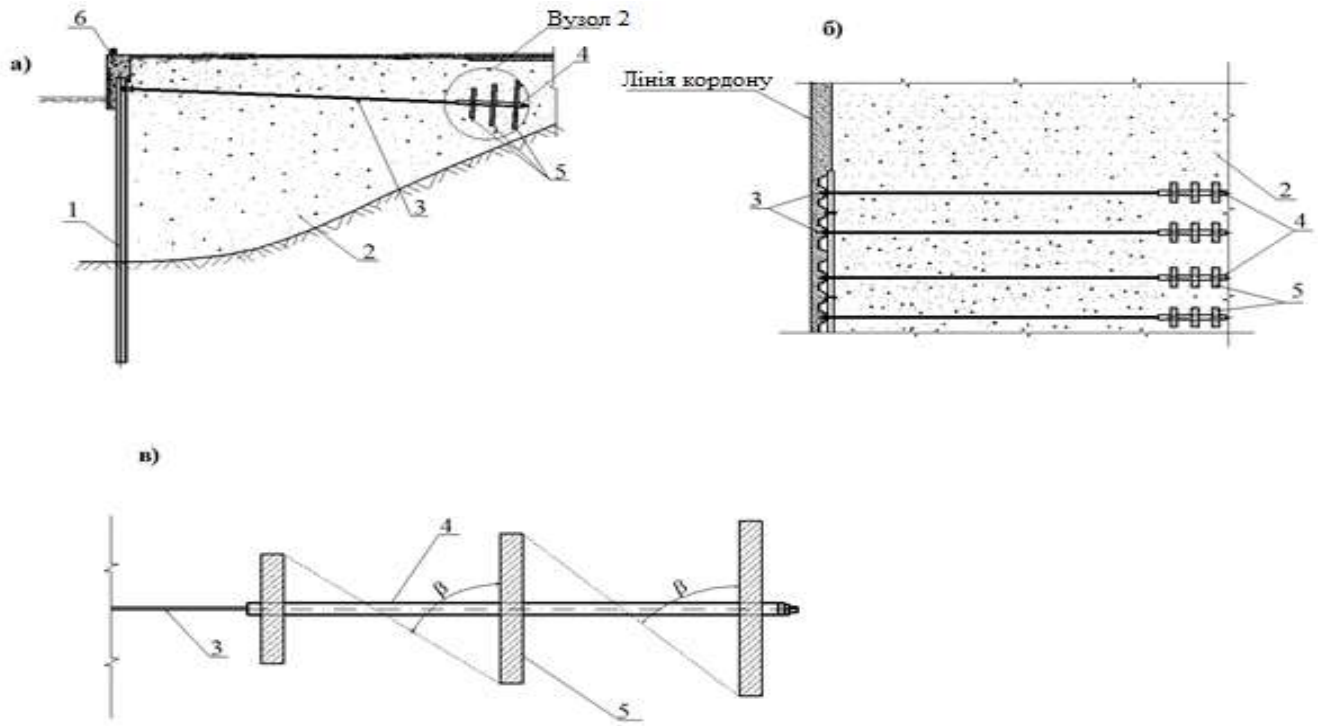


Рисунок - 2.8 Причальна споруда типу «больверк» з анкерною опорою у вигляді «гребінки» з різною висотою плит: а - поперечний переріз причальної споруди; б - план на рівні анкерних тяг; в - вузол анкерної опори; 1 - лицьова стінка «больверка»; 2 - зворотна засипка за стінкою; 3 - анкерна тяга; 4 - металевий сердечник; 5 - плити «гребінки»; 6 - монолітний оголовок

Запропоноване рішення може передбачати кілька різних типів гребінчастих анкерних опор: анкерная опора з однаковою висотою плит (рис. 2.7), анкерна опора з різною висотою вертикально розташованих плит (рис. 2.8), анкерна опора з плитами, нахиленими відносно вертикалі (рис. 2.9).

Слід зазначити, що застосування «гребінки» з різним розміром плит (рис. 2.8) та з похилими плитами (рис. 2.9) має ряд додаткових переваг за рахунок особливостей конструкції. Як підтверджується лабораторними дослідженнями, описаними в розділі 3 і розрахунками розділу 4, застосування «гребінки» з нахилом плит в сторону «до ґрунту» дає значний приріст несучої здатності оскільки така конструкція значно підвищує опір пристрою переміщенню під впливом навантажень (плити «гребінки» в

цьому випадку працюють за принципом плуга), що в свою чергу значно збільшує пасивний тиск ґрунту.

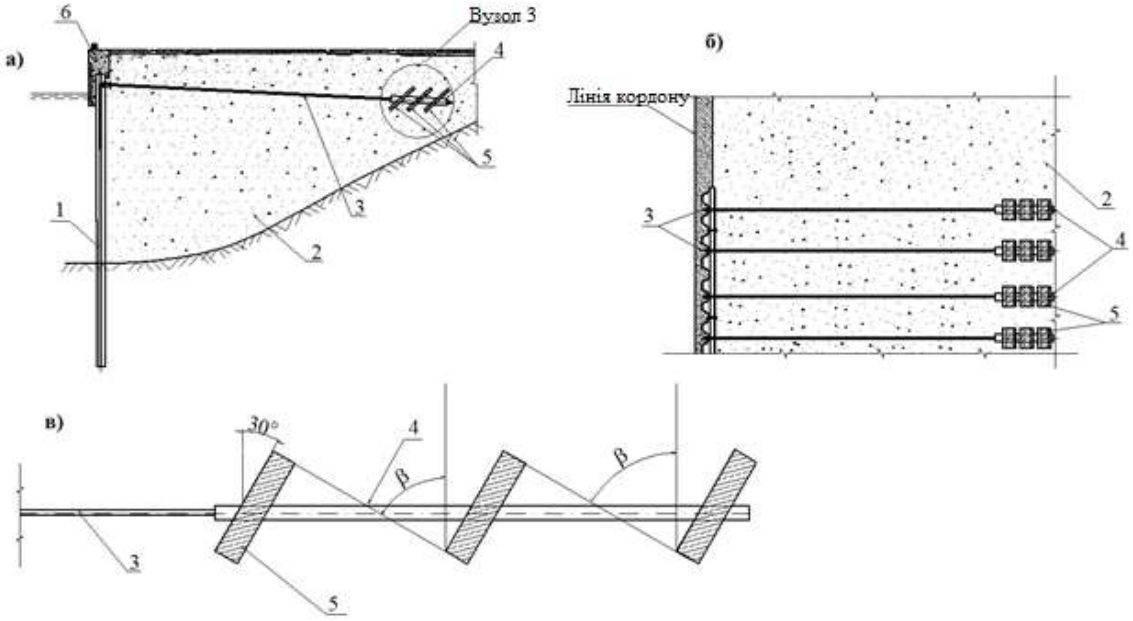


Рисунок - 2.9 Причальна споруда типу «больверк» з анкерною опорою у вигляді «гребінки» з нахилом плит: а - поперечний переріз причальної споруди; б - план на рівні анкерних тяг; в - вузол анкерної опори; 1 - лицьова стінка «больверка»; 2 - зворотна засипка за стінкою; 3 - анкерна тяга; 4 - металевий сердечник; 5 - плити «гребінки»; 6 - монолітний оголовок

Визначення оптимального положення плит «гребінки» за висотою, розмірами, кількості та їхнім кроком було здійснено за допомогою чисельного моделювання в програмному комплексі, що відображено в розділі 4 цієї дисертації. При цьому також були отримані залежності матеріаломісткості від несучої здатності анкерного пристрою. У якості вихідних даних була прийнята підпірна стінка з уніфікованою глибиною води біля споруди, що виконана з металевого шпунту коритного профілю. Параметри анкерної плити і ґрунту згідно традиційних рішень.

2.3 Порівняльний розрахунок традиційних анкерних опор та анкерних опор больверків у вигляді «гребінки»

Для того щоб визначити оптимальне положення «гребінки» порівняно із традиційним рішенням, було розглянуто три положення запропонованого анкерного пристрою по глибині: у верхній третині анкерної плити традиційної конструкції причалу (далі - верхнє положення), в середній третині анкерної плити традиційної конструкції причалу (далі - середнє положення) і в нижній третині анкерної плити традиційної конструкції причалу (далі - нижнє положення).

В ході розрахунку було визначено залежність висоти однієї плити «гребінки» від заглиблення відносно поверхні ґрунту засипки, а також залежність висоти однієї плити «гребінки» від кількості плит. Результати розрахунків наведені в порівняльній таблиці. 2.1 та відображені на графіках (рис. 2.10, 2.11, 2.12).

Для порівняльного розрахунку традиційного та інноваційного рішень були прийняті наступні вихідні дані:

Причальна стінка з уніфікованою глибиною води біля споруди -9,75 м виконана з металевого шпунту коритного профілю типу Larssen V, для зручності попереднього розрахунку надалі розглядалася, як підпірна стінка, без урахування впливу водного середовища. Анкерна плита згідно з відомим рішенням (прототипом) виконана також із шпунту Larssen V, має висоту $H=3,0$ *м* і заглиблена на відстань $T=2,0$ *м* від поверхні причалу. За стінкою відсипаний пісок середньої крупності з кутом внутрішнього тертя $\varphi=30^\circ$ і питомою вагою $\gamma_П=20,0$ *кН/м*^{3} - над водою. Використовуючи основні залежності закону Кулона знаходимо розрахункове значення рівнодійної сили пасивного тиску ґрунту (опір ґрунту) для одиночної анкерної плити згідно конструкції прототипу $E_{ОП}$ (на 1 п. м причалу).

Ордината пасивного тиску ґрунту на глибині $T=2,0$ *м* від поверхні території причалу, тобто над відміткою верху анкерної плити, визначається за формулою:

$$\sigma_1 = \gamma \cdot \mathrm{T} \cdot \lambda_{\mathrm{P}} \tag{2.1}$$

де λ_P - коефіцієнт пасивного тиску ґрунту на стінку.

Ордината пасивного тиску ґрунту на висоті *h* (відмітки низу анкерної плити):

$$\sigma_2 = \gamma \cdot (\mathrm{T} + \mathrm{h}) \cdot \lambda_{\mathrm{P}} \tag{2.2}$$

де *h* – висота типової анкерної плити.

Рівнодійна пасивного тиску ґрунту (сумарний опір):

$$E = \gamma \cdot \lambda_P \left[T \cdot h + 0{,}5h^2 \right] \tag{2.3}$$

Коефіцієнт пасивного тиску ґрунту (при $\varphi = 30^\circ$):

$$\lambda_{\mathrm{P}} = \mathrm{tg}^2\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right) = 3;$$

$$E_{ОП} = 20 \cdot 3 \cdot [2 \cdot 3 + 0{,}5 \cdot 9] = 630 кН.$$

Тоді, відповідно до формули 2.3 отримуємо $E_{ОП}$*=630 кН* - несуча здатність одиночної анкерної плити згідно традиційного рішення.

Анкерна несуча здатність запропонованої причальної споруди була розрахована в залежності від кількості плит в «гребінці», їх розміру (тобто висоти *h* кожної плити) та від розташування плит по глибині в ґрунті засипки відносно конструкції прототипу та відповідно до трьох положень по глибині. Результати розрахунку зведені в табл. 2.1.

Виходячи з результатів розрахунків, наведених у таблиці 2.1, є зрозумілим, що якщо несучу здатність однієї плити гребінки, яка складається з трьох плит, в трьох положеннях скласти, то сумарне значення буде співпадати із значенням несучої здатності одиночної плити, тобто *E=150+210+270=630 кН.*

Таким чином, як випливає з таблиці 2.1, основна причина приросту несучої здатності анкерного пристрою у вигляді «гребінки» - це збільшення його заглиблення. Іншими словами, одиночна плита за традиційним рішенням умовно була поділена на три частини по висоті, для кожної з трьох частин визначалася величина несучої

здатності, при цьому найбільше її значення відповідало нижній частині одиночної плити. Порівняно невелика висота плит (в межах 1 м) дозволяє розташувати плити значно нижче, ніж одиночну плиту триметрової висоти (наприклад, в нижній її третині), жорстко з'єднавши їх при цьому за допомогою металевого сердечника. Крім того, крок плит повинен бути таким, щоб здатність опору більш віддалених від лицьової стінки плит (тобто друга та третя плити «гребінки») реалізовувалася повністю і не перекривалася сусідньою плитою.

Таблиця 2.1 - Залежність несучої здатності від заглиблення та кількості плит анкерних опор вдосконаленої та типової конструкцій

Кількість плит *n* «гребінки»	Висота *h* однієї плити, м	Несуча здатність *E* плит «гребінки» в верхньому положенні, кН	Несуча здатність *E* плит «гребінки» в середньому положенні, кН	Несуча здатність *E* плит «гребінки» в нижньому положенні, кН
2	1,5	495	630	765
3	1	450	630	810
4	0,75	427,2	630	832,5
5	0,6	414	630	846
6	0,5	405	630	855

Така відстань між плитами є оптимальною. Віддалення анкерних плит від лицьової стінки, при якому їх опір випиранню реалізується повною мірою, визначається побудовою, зазначеною на рис. 2.2 і призначається з умови як найповнішого використання опору випирання ґрунту між плитами. Тому вони розташовані одна від одною на відстані, що дорівнює горизонтальній проекції основи призми випирання перед анкерною плитою. Розташовувати плити із великим кроком не є доцільним, оскільки це збільшує витрати металу і не дає приросту несучої

здатності. Також конструкція є цілісною, що значно полегшує монтаж анкерного пристрою і є суттєвою перевагою цього інноваційного рішення.

За даними розрахунків були побудовані графіки залежності несучої здатності «гребінки» (*E*) від кількості плит (*n*) для трьох розглянутих положень плит по глибині (рис. 2.10). При середньому положенні «гребінки» значення несучої здатності задовольняє необхідної, але не має приросту. При нижньому положенні «гребінки» спостерігається значне збільшення несучої здатності при незмінних витратах матеріалу.

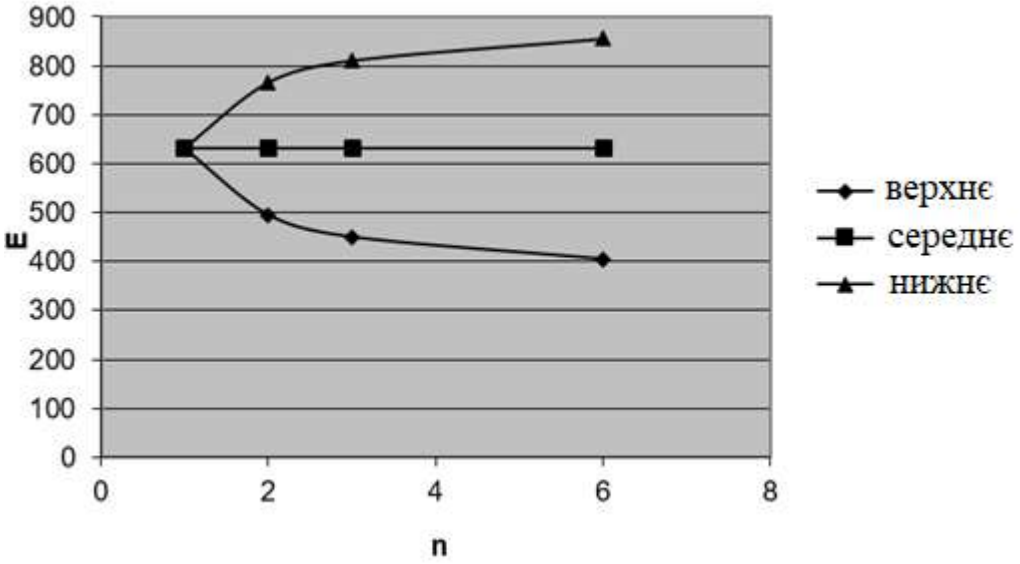


Рисунок - 2.10 Графіки залежності несучої здатності «гребінки» (*E*) від кількості плит (*n*) при верхньому, середньому і нижньому положенні плит

Для того, щоб знайти оптимальне положення «гребінки» по висоті розглянемо варіант розрахунку «гребінки» із несучою здатністю, значення якої відповідає значенню плити за прототипом. При заданому *E=630 кН* була встановлена залежність висоти плити (*h*) від заглиблення (*T*).

Виходячи з наведеної вище залежності 2.3, отримаємо формулу для визначення висоти плити *h*

$$h = \sqrt{\frac{2E}{\gamma \cdot \lambda_P} + T^2} - T \qquad (2.4)$$

Розрахунок здійснювався із змінюваним заглибленням і постійним значенням *E*. Це дозволило отримати різні значення висот плит «гребінки» в залежності від їх кількості. Результати розрахунку наведені в таблиці 2.2. Таким чином при *n=1, 2, 3, 6* було отримано висоту однієї плити і сумарну висоту плит «гребінки».

Таблиця 2.2 - Значення залежності висоти плити в «гребінці» від заглиблення та кількості плит

T, м	E, кН	h, м (для традиційного рішення)	n	h одн.пл.греб., м
3,5	630	2,266281297	2	1,133140649
4	630	2,08276253	3	0,694254177
4,5	630	1,922616289	6	0,320436048

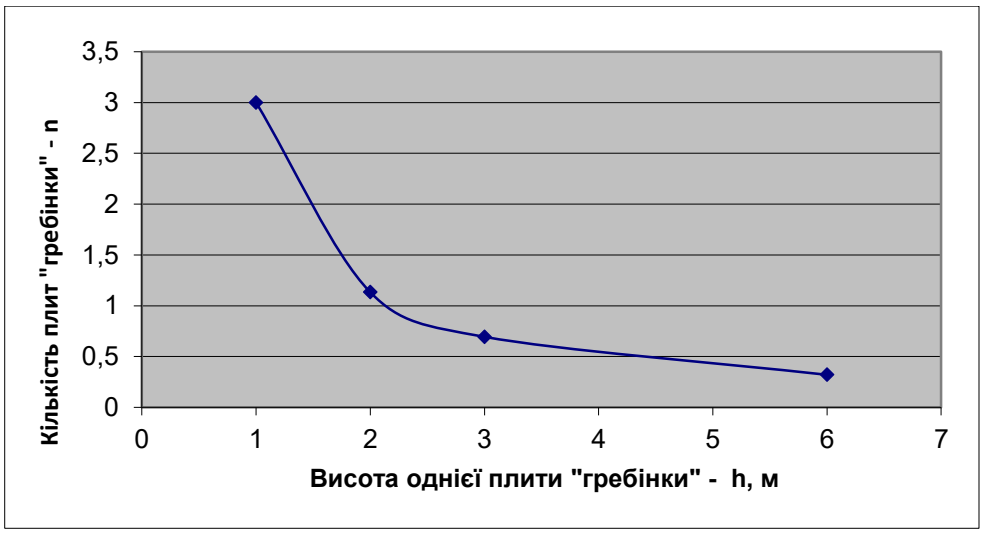


Рисунок - 2.11 Графік залежності висоти (*h*) анкерних плит «гребінки» від їхньої кількості (*n*) (при *n=1* – у випадку традиційного рішення анкерної опори у вигляді одиночной плити)

Графіки залежності висоти (*h*) однієї плити «гребінки» від заглиблення (*T*) і висоти (*h*) однієї плити «гребінки» від n (рис. 2.7, 2.8) показують, що найбільш вигідним є розташування плит «гребінки» в нижньому положенні, коли спостерігається значне збільшення несучої здатності при незмінних витратах матеріалу. Приріст несучої здатності обумовлений як приростом опору розташованого над анкерною плитою шару ґрунту (*T*), так і конструкцією «гребінки», що сприймає зсувні зусилля усіма плитами одночасно.

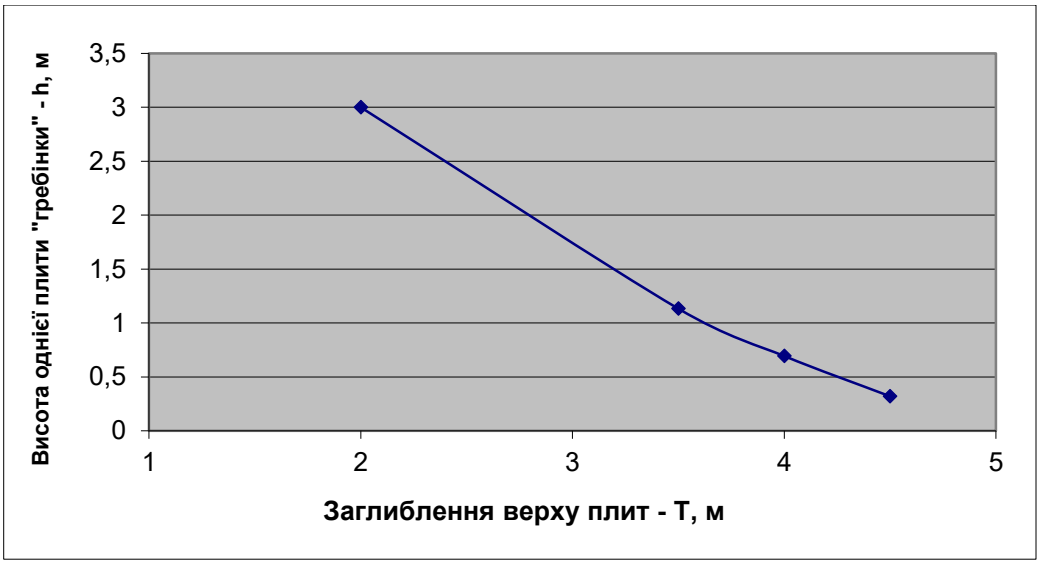


Рисунок - 2.12 Графік залежності висоти (*h*) анкерних плит «гребінки» від глибини (*T*) їх заглиблення відносно поверхні території причалу

Таблиця 2.3 - Порівняльна таблиця основних параметрів анкерних опор вдосконаленної та типової конструкцій (традиційному рішенню анкерної опори відповідає випадок при *n=1*)

Т, м	n	E_1, кН	h_1, м	E_2, кН	h_2, м
2	1	630	3	630	3
3,5	2	765	1,5	630	1,133141
4	3	810	1	630	0,694254
4,5	6	855	0,5	630	0,320436

У табл. 2.3 E_1, h_1 - значення несучої здатності і висоти плит «гребінки» відповідно при однакових витратах матеріалів на виготовлення анкерних пристроїв згідно прототипу і запропонованого рішення, E_2, h_2 - значення несучої здатності і висоти плит «гребінки» відповідно при зменшенні витрат матеріалу у запропонованиму рішенні (при однаковій несучій здатності згідно прототипу і запропонованого рішення).

Узагальнюючи всі вищевикладені міркування щодо ефективності запропонованого анкерного пристрою, а також порівнюючи результати розрахунків можна зробити наступні висновки. При однаковій потребі в матеріалі, несуча здатність E_1 запропонованого рішення є значно більшою, ніж несуча здатність типової одиночної плити, і зростає з глибиною розташування анкерного пристрою. З іншого боку, при однаковій несучій здатності, як відомої споруди, так і запропонованого технічного рішення $E_2=630$ *кН*, витрати матеріалу плит «гребінки» зменшуються: замість однієї плити висотою $h_1=3$ *м* є можливим використовувати 2 плити висотою $h_2=1,13$ *м* кожна або 3 плити висотою $h_2=0,69$ *м* кожна, або 6 плит висотою $h_2=0,32$ *м* кожна (при однаковій товщині плит). Тобто, з одного боку, при значній економії матеріалу досягається необхідне значення несучої здатності, а з іншого - є можливість її значного збільшення для глибоководних причальних стінок. Графіки залежності несучої здатності «гребінки» (E) від кількості плит (n) для трьох розглянутих положень плит по глибині (рис. 2.10) показують, що при середньому положенні «гребінки» значення несучої здатності відповідає традиційному рішенню. При нижньому положенні «гребінки» спостерігається значне збільшення несучої здатності при однакових витратах матеріалу, як і в традиційному рішенні. Верхнє положення є найменш ефективним, оскільки для порівняно малої величини заглиблення відповідно знижується несуча здатність анкерного пристрою. Також величина заглиблення впливає і на розмір анкерних плит.

ВИСНОВКИ ДО РОЗДІЛУ 2

Аналіз відомих технічних рішень виявив необхідність вдосконалення конструкторсько-технологічних рішень анкерних систем воднотранспортних споруд типу «больверк».

Розроблено та запатентовано інноваційний анкерний пристрій больверка у вигляді «гребінки» з декількох анкерних плит, з'єднаних загальним сердечником. Цей пристрій у вигляді «гребінки» забезпечує вирішення таких важливих завдань, як підвищення несучої здатності причалів типу «больверк» за рахунок особливостей конструкції (при однаковій матеріаломісткості, що відповідає матеріаломісткості типової конструкції анкерної плити), а також зниження матеріаломісткості (при однаковій несучій здатності, що й у типової конструкції анкерної плити).

Як показали порівняльні розрахунки відомого та інноваційного рішень, запропонована конструкція анкерної системи і спосіб її реалізації підвищують експлуатаційні параметри розглянутих споруд (несучу здатність, стійкість) і забезпечують їх економічне проектне рішення.

Таким чином, розроблений винахід передбачає оптимальне використання матеріалів і ресурсів, а також підвищує ефективність технічної експлуатації воднотранспортних споруд.