#### РОЗДІЛ 4

# ЧИСЕЛЬНА РЕАЛІЗАЦІЯ ЗАДАЧ З ВИКОРИСТАННЯМ МАТЕМАТИЧНОГО МОДЕЛЮВАННЯ

## 4.1. Кріплення стін котлованів

Вдосконалений програмний комплекс PLASTICA застосовувався як альтернативний розрахунок методу граничних станів для визначення напруженодеформованого стану конструкції та поруч розташованих споруд під час проектування підземного паркінгу розташованого в м. Кропивницький.

Так як програмний комплекс удосконалений шляхом розширення бібліотеки функцій навантаження Писаренка-Лебедєва для скальних грунтів що розташовані по всій території Кіровоградської області яка належить до Східноєвропейської платформи, однієї з найбільших, відносно стійких ділянок континентальної земної кори. У геоструктурному відношенні територія області розміщена у центральній частині Українського кристалічного щита - Кіровоградського тектонічного блоку й Білоцерківсько-Одеського тектонічного блоку. Кристалічний фундамент утворений протерозойськими метаморфізованими породами: гранітами, гейсами, сланцями.

Інженерно геологічні умови території наведенні в таблиці 1

Таблиця1

N п/п	Опис грунтів	р, т/м <sup>3</sup>	<b>J</b> <sub>1</sub> , д.ед.	е,д ед	Е, МПа	С, кПа	ф, град.	<b>R₀, кПа</b>
1	Рослиний шар	1,69	0,53	0,64	30	-	34	500
2	Суглинок	1,90	0,55	0,68	14	35	15	210
3	Глина	1,65	0,16	1,42	12	32	16	130
4	<u>Г</u> ранит	2,49	0,49	-	-	425	36,5	143

Проект передбачає спорудження монолітного кріплення укосів котловану у вигляді монолітної залізобетонної стінки. Конструкції стін і їх основи повинні задовольняти вимогам розрахунку по міцності, несучої здатності і стійкості, а також по придатності до нормальної експлуатації, попереджаючи надмірне розкриття тріщин або неприпустимі деформації відповідно. Котлован прямокутного перерізу в плані шириною 16 м., і довжиною 24 м., (рис. 4.1), укріплений монолітною залізобетонною стінкою висотою 12 м., шириною 16 м., та довжиною 24 м., при товщині 0,6 м., з двома ярусами анкерів (рис. 4.2).



Рисунок 4.1. Генеральний план будівництва



Рисунок 4.2 Загальний вид стінки

Порядок розрахунку котловану з кріпленнями укосів покажемо на прикладі, розрахункова схема якого наведена на рис. 4.3.

Котлован глибиною 12м., шириною 16м., укріплений монолітною залізобетонною стінкою висотою 12м., і товщиною 0,6 м., з двома ярусами анкерів. Ліворуч від котловану розташована п'ятиповерхова каркасна будівля, а праворуч споруджена залізобетонна плита, на яку додано розподілене навантаження інтенсивністю 50кH/м<sup>2</sup>. Фундамент будівлі виконаний також у вигляді плити. На нижньому поверсі триповерхового підземного гаража діє навантаження інтенсивністю 100кH/м<sup>2</sup>.



Рисунок 4.3. Розрахункова схема системи

Грунтовий масив складається з чотирьох шарів: чорнозем, пісок, суглинок, скальний масив. Прийняті наступні етапи послідовності виконання розрахунку котловану з кріпленням його укосів і триповерхового підземного паркінгу по визначенню їхнього НДС: 1 – тільки від дії власної ваги грунтового масиву, тобто буде враховано природний тиск в грунті; 2 – додатково від дії побудованого будинку і від прикладеного на плиту навантаження до зведення котловану; 3 – додатково від стінок споруди, що огороджують котлован і виїмки в ньому грунту до позначки першого ярусу анкерів; 4 – додатково від установки анкерів першого ярусу і від виїмки грунту до позначки другого ярусу анкерів; 5 – додатково від установки анкерів другого ярусу і від виїмки грунту до відмітки дна котловану; 6 – додатково від тимчасового навантаження, що діє тільки на нижньому поверсі підземного паркінгу. При цьому, переміщення, отримані на першому етапі розрахунку обнуляються, а напружений стан зберігається і враховується на наступних етапах розрахунку. Отже, будівництво котловану і підземного паркінгу починається тільки на третьому етапі. На рис. 4.4 з метою більшої наочності в збільшеному масштабі наведена схема деформації системи після другого етапу розрахунку, тобто її стан до початку будівництва котловану і підземного паркінгу. Найбільша осадка системи знаходиться під будівлею, розташованим лівіше майбутнього котловану, і дорівнює 3,04 см. На цьому ж рисунку показані деформовані кінцеві елементи, на які розбивається система.



Рисунок 4.4. Схема деформації системи в збільшеному масштабі після другого етапу розрахунку

На рис. 4.5. приведена у збільшеному масштабі схема деформації системи після шостого етапу розрахунку, тобто її стан після завершення будівництва котловану, підземного гаража і дії тимчасової навантаження.



Рисунок 4.5. Схема деформації системи в збільшеному масштабі після

На рис. 4.6, 4.7 і 4.8 показані відповідно ізополя повних переміщень, повних і дотичних напруг системи після шостого етапу розрахунку. Праворуч від ізополів наведені масштабні лінійки, використовуючи які можна визначити напруженодеформований стан в будь-якій точці системи.



Рисунок 4.6. Ізополя повних переміщень системи після шостого етапу розрахунку



Рисунок 4.7. Ізополя повних напруг в системі після шостого етапу розрахунку



Рисунок 4.8. Ізополя дотичних напруг в системі після шостого етапу розрахунку

Аналізуючи наведені вище рисунки, можна відзначити, що від дії раніше побудованих споруд і власної ваги грунту відбувається його підняття всередині котловану і зменшення з глибиною його ширини. Ліва крайня точка фундаментної плити раніше побудованої зліва від котловану будівлі опустилася після закінчення будівництва додатково на 4см, а права тільки на 1см, тому будівля спільно з фундаментною плитою нахиляється вліво. У другому шарі грунту поблизу бічних стінок кріплення котловану виникають пластичні деформації.

## 4.1.1. Проектні рішення стінки котловану після розрахунку

По контуру споруджується «форшахта» шириною 1600 мм. Глибиною траншеї 0,8 метра. Стінки траншеї «форшахти» виконуються бетоном C12/15 на армокаркасі зі стрижнів A400C Ø 14. (рис. 4.9).



Рисунок .4.9 Конструкція «форшахти»

Виконання робіт по улаштуванню «форшахти» та «Стінки» з армуванням та бетонуванням виконуються захватками по 2.5 метри (рис. 4.10).



Рисунок. 4.10. Направлення захваток проведення робіт

За результатами проведеного розрахунку в програмному комплексі були прийняті основні конструктивні проектні рішення, розрахунок виконувався на один погонний метр довжини стіни, розрахункова висота стіни H = 11,68 м, захисний шар бетону a = a '= 0,05 м, клас бетону C25/30 ( $f_{cd}$  = 17,0 МПа,  $f_{ctk 0.005}$  = 1,8 МПа,  $E_{cm}$  = 32,5 x 103 МПа), арматура класу A400C (CRs = Rsc = 355 МПа, Es = 200 x 103 МПа). Максимальний згинальний момент M = 1407 кH / м, поздовжня сила N = 664 кH. Стрижні для армокаркасу були прийняті A400C Ø 36 (75,96 см2) в розтягнутій і стиснутій зоні. Наведено загальний вид армокаркасу стінки (рис 4.11) та направляючі полоса для монтажу металевого каркасу у форшахту (рис.4.12)



Рисунок.4.11. Армокаркас «Стінки»



Рисунок 4.12 Направляюча полоса армокаркасу.

Використовуючи отримані результати розрахунку напружено-деформованого стану моделі, виконано уточнення та коригування конструктивних елементів залізобетонного кріплення стінки котловану. Конструкторські рішення після розрахунку за допомогою програмного комплексу у відповідності до етапів будівництва мають економію в товщині стінки, діаметрі арматури, витрат труда працівників та застосування техніки від попередньої проектно-кошторисної документації. Загальна вартість попереднього розрахунку складала 8 257 156,00 грн., після коригування – 7 831 911,00 грн, економія – 425 245,00 грн.

### 4.2. Протизсувні споруди

Існуючі методи вирішення зазначених завдань наведені, наприклад, в роботах Г. К. Клейна, М. К.Снітко, Л. М. Ємельянова, Л. К. Гінзбурга, А. І. Білеуша та ін. [4, 22, 56, 78, 112, 133]. Дуже часто в розрахунках для грунтів використовується ідеально пружно-пластична модель Кулона без зміцнення. Для вирішення даного завдання застосуємо систему PLAXIS, в якій вона може бути реалізована. Описаний вище підхід з використанням запропонованих розширених математичних моделей дуже важливий для уточнення розрахунків, тому викладемо його докладніше. Покажемо це на прикладі, розрахункова схема якого наведена на рис. 4.13. Розміри схилу, його властивості грунтів, діюче навантаження і характеристики протизсувних споруд будуть приведені в таблицях і графіках при вивченні виведення інформації.



Рисунок 4.13. Розрахункова схема схилу

При будівництві дороги потрібно зрізати частину схилу, і, щоб він залишався стійким, споруджується заанкерована підпірна стінка. Потім додається верхнє і нижнє розподілені навантаження. Більш детальна інформація про порядок виконання розрахунку буде приведена при розгляді послідовних етапів вирішення.

На першому етапі вирішення проводимо розрахунок схилу тільки від його власної ваги. Для цього навантаження і підпірна стінка з анкером повинні будуть деактивізовані

Далі необхідно провести розбиття області схилу на кінцеві елементи рис. 4.14.



Рисунок 4.14. Схема розбиття схилу на кінцеві елементи

Грунтові води в схилі відсутні. Буде побудовано п'ять послідовних етапів вирішення завдання.



Рисунок 4.15. Схил із зображенням вузлів скінченних елементів

На червоному хрестику, що лежить на верхньому кутку схилу (рис. 4.15), показана буква А. Трохи пізніше в цій точці буде побудований графік її переміщення в процесі всіх послідовних етапів рішення.

На рис. 4.16 зображена схема деформування скінченних елементів від дії навантаження, викликаного власною вагою грунтового середовища схилу (перший етап розрахунку).



Рисунок 4.16. Схема деформування скінченних елементів (перший етап розрахунку)

Далі наведемо ізополя повних переміщень грунтів схилу і ізополя повних дотичних напруг в грунтах схилу (рис. 4.17 і рис. 4.18), також для першого етапу розрахунку.



Рисунок 4.17. Ізополя повних переміщень грунтів схилу



Рисунок 4.18. Ізополя повних дотичних напруг в грунтах схилу

На другому етапі рішення необхідно зрізати невеликий трикутний кластер грунту (рис. 4.19), який необхідний для занурення металевого шпунта і анкера. Якщо відразу зрізати весь запланований грунт, то схил втратить стійкість.



Рисунок 4.19. Розрахункова схема схилу на другому етапі розрахунку

На рис. 4.20 зображена схема повних переміщень, найбільші повні переміщення рівні 2,72 см. Ізополя повних дотичних напруг для другого етапу розрахунку показані на рис. 4.21.



Рисунок 4.20. Схема повних переміщень грунтів схилу



Рисунок 4.21. Ізополя повних дотичних напруг в грунтах схилу

Переходимо до третього етапу розрахунку. У ньому враховується шпунт і анкер. На рис. 4.22 показана розрахункова схема для третього етапу розрахунку.



## Рисунок 4.22. Розрахункова схема для третього етапу розрахунку

На рис. 4.23 і рис. 4.24 показані відповідно схема повних переміщень та ізополя повних напруг.



Рисунок 4.23. Схема повних переміщень грунтів схилу



Рисунок 4.24. Ізополя повних напруг в грунтах схилу

Переходимо до четвертого етапу розрахунку, на якому виробляємо зрізання решти ґрунту в схилі. На рис. 4.25 показана розрахункова схема для цього етапу розрахунку.



Рисунок 4.25. Розрахункова схема для четвертого етапу розрахунку

На рис. 4.26 показана схема повних переміщень грунтів схилу, а на рис. 4.27 зображені ізополя нормальних напруг  $\sigma_{xx}$ .



Рисунок 4.26. Схема повних переміщень грунтів схилу



Рисунок 4.27. Ізополя нормальних напруг  $\sigma_{xx}$  в ґрунтах схилу

Переходимо до останнього п'ятого етапу розрахунку, на якому прикладаються до схилу нижня і верхня розподілені навантаження.

На рис. 4.28 показана змінена розрахункова схема.



Рисунок 4.28. Розрахункова схема для п'ятого етапу розрахунку

Схема повних переміщень показана на рис. 4.29, а ізополя повних дотичних напруг і повних напруг зображені відповідно на рис. 4.30 і рис. 4.31.



Рисунок 4.29. Схема повних переміщень в грунтах схилу



Рисунок 4.30. Ізополя повних дотичних напруг в грунтах схилу



Рисунок 4.31. Ізополя повних напруг в ґрунтах схилу

Наведемо епюру тиску грунту схилу на шпунтову стінку. Вона показана на рис. 4.32.



Рисунок 4.32. Епюра тиску ґрунту на шпунтову стінку

За допомогою масштабної лінійки, наведеної праворуч на рисунку, можна визначити тиск грунту на будь-яку точку шпунтової стінки. Так, найбільший тиск дорівнює 44,58 кH/м<sup>2</sup>, а рівнодіюча тиску дорівнює 406,65 кH/м.

Далі наведемо епюру переміщення шпунтової стінки, яка показана на рис. 4.33. Найбільше переміщення її верхнього кінця дорівнює 3,25 см.



Рисунок 4.33. Епюра переміщень шпунтової стінки

Епюра із зображенням згинальних моментів в шпунтовій стінці показана на рис. 4.34. Найбільший момент дорівнює 68,76 кНм/м.



Рисунок 4.34. Епюра згинаючих моментів шпунтової стінки

На рис. 4.15 була зафіксована точка А для побудови графіка її переміщень, в залежності від кількості ітерацій наближення рішення. Вікно з даним графіком по-казано на рис. 4.35.



Рисунок 4.35. Графік переміщення точки А

Наведемо інформацію про вихідні дані щодо даного прикладу і деяких результатів, одержуваних в процесі рішення.

На рис. 4.36 у вікні «General info» наведена інформація про розрахункову систему (кількість кінцевих елементів, вузлів і т. д.).

Project Filename : Склон5 Drectory : D:\Книга-10\ Trile : Склон4	General options Model : Plane Strain Elements : 6-Noded
Comments	Mesh         Number of elements :       400         Number of nodes :       865         Number of stress points :       1200         Average element size :       2.29*10 <sup>°</sup> m

Рисунок 4.36. Інформаційне вікно розрахункової системи

У вікні «Load info» виводиться інформація про задане навантаження. Воно показано на рис. 4.37.

Load	Load	Nøde	X	Y	qx [kN/m/m]	qy [kN/m/m]	
1	A	127	19.456	17.886	0.000	-20.000	
		196	24.456	17.886	0.000	-20.000	
2	В	691	55.000	30.000	0.000	-20.000	
		594	47.000	30.000	0.000	-20.000	

Рисунок 4.37. Інформаційне вікно про діюче навантаження

Інформацію про матеріал можна отримати у вікні «Soil and Interfaces info», зображеному на рис. 4.38.

D	Name	Туре	<sup>7</sup> unsat [kN/m³]	<sup>7</sup> sat [kN/m <sup>3</sup> ]	k <sub>x</sub> [m/day]	k <sub>y</sub> [m/day]	v [-]	E <sub>ref</sub> [kN/m <sup>2</sup>
1	Gr1	Drained	15.0	17.0	0.3000	0.3000	0.30	10000.0
2	Gr2	UnDrained	16.0	18.0	1.0000E-3	1.0000E-3	0.35	30000.0
3	Gr3	Drained	18.0	20.0	0.5000	0.5000	0.23	15000.0
4	Gr4	Drained	17.0	20.0	1.0000	1.0000	0.30	20000.0

Рисунок 4.38. Інформаційне вікно про грунт

Інформацію про матеріали шпунтової стінки і анкер можна отримати у вікнах «Material data sets-Plates» і «Material data sets-Anchors». Відповідні таблиці наведені на рис. 4.39 і 4.40.

1D	Name	Туре	EA [kN/m]	EI [kNm²/m]	w [kN/m <sup>2</sup> ]	v [-]	M <sub>p</sub> [kNm/m]	N <sub>p</sub> [kN/m]
1	Pl	Elastic	1.2E7	1.2E5	8.0	0.20	1E15	1E15

Рисунок 4.39. Інформація про матеріал шпунтової стінки

ID	Name	EA [kN/m]	F <sub>max,comp</sub>	F <sub>max,tens</sub>		
1	An	80000,0	4E14	4E14		

Рисунок 4.40. Інформація про матеріал анкера

На закінчення слід зазначити, що в прийнятій послідовності розрахунку не виникала втрата стійкості схилу на кожному з п'яти етапів рішення, які відповідають технологічній послідовності виконання будівельних робіт.

#### РОЗДІЛ 5

# ПОРІВНЯННЯ РЕЗУЛЬТАТІВ РОЗРАХУНКІВ З ДАНИМИ, ОТРИМАНИМИ ПРИ ЛАБОРАТОРНИХ ВИПРОБУВАННЯХ

Лабораторні та натурні випробування підпірних споруд здійснювалися, наприклад, у роботах Р. А. Дуброви, В. Н.Ренгача, З. В. Цагарелі, Р. Е. Лазебника, Н.Б.Гуревича, П. І. Яковлєва та ін [45, 53, 88, 126, 156, 173]. У дослідженні подано аналіз виконаних з цієї тематики робіт. Нижче розглянуті розрахунки трьох прикладів з використанням програмних комплексів PLASTICA, PLAXIS і класичного методу Кулона для порівняння отриманих результатів з експериментальними даними та оцінки їхньої достовірності.

# 5.1. Порівняння результатів розрахунків з експериментальними даними, отриманими З. В. Цагарелі

Для експериментального дослідження тиску ґрунту на підпірні стіни використовувалася установка розміром в плані 3,6х3 м і висотою 4 м [156]. Вона зображена на рис. 5.1 під номером 2. Три сторони установки утворюють масивні цегляні стіни, а передня сторона виконана рухомою і складається з трьох секцій. Кожна секція шириною 1,2 м. Між секціями передньої стіни та у місцях примикання крайніх секцій до бічних стін установки закладені прошарку з повсті товщиною 1 см, які зменшують тертя між секціями і забезпечують можливість їхнього вільного переміщення без висипання піску.



Рисунок 5.1. План великорозмірних установок для експериментального дослідження тиску грунту на підпірні стіни

Схема розташування мессдоз показана на рис. 5.2. Тут арабськими цифрами вказані номери месдоз, а римськими – ряди.

Для контролю в II і III рядах правої секції додатково встановлено шість месдоз.

Для визначення тиску сипучого середовища на огороджувальні сторони установки, що представляє модель підпірної стіни, застосовувалися месдози з дротяними датчиками опору.

Месдоза складається з трьох частин (рис. 5.3): корпуси 1, притискного загвинчувального кільця 2 і сталевої мембрани 3 товщиною 0,2 мм зі сталі марки 5. Тиск ґрунту визначався за деформаціями мембрани за допомогою дротяного датчика опору, наклеєного на мембрани з внутрішньої сторони.



Рисунок 5.2. Схема розташування месдоз на моделі підпірної стіни



Рисунок 5.3. Месдоза з дротяними датчиками опору

База датчика опору – 30 мм, Опір – 100 Ом. Датчик включається як плече в схему містка Уітсона. Іншим плечем є датчик температурної компенсації, наклеєний на внутрішній стороні металевого корпусу месдози.

Тарування месдоз проводилося в тих же умовах, в яких месдози знаходилися при проведенні експериментів на моделі підпірної стіни.

В якості сипучого тіла в експериментах застосовувався великий мор-ський пісок (келасурський) сірого кольору крупністю зерен від 0,1 до 2 мм.

Щільність морського піску визначалася дослідним шляхом і склала 1,8 т/м<sup>3</sup>, а кут внутрішнього тертя визначався на приладі М.М. Маслова і дорівнював 37°.

Тиск піску замірювався месдозами в трьох точках кожного ряду через 40 см по висоті стіни; по отриманому ряду точок будувалася експериментальна крива нормального тиску піску на стіну.

На рис. 5.4 наведена епюра нормального тиску піску на вертикальну грань модельованої масивної нерухомої стіни висотою 3 м в кг/см<sup>2</sup>. Горизонтальна засипка з піску розташовувалася на рівні верху стіни. На рисунку суцільною лінією показані експериментальні дані. З порівняння наведених епюр, можна відзначити, що найбільш близько до експериментальних даних підходить епюра, отримана за розрахунком в програмному комплексі PLASTICA (максимальне відхилення в середній частині стінки становить 4,5%). Наступними представлені дані, отримані в програмному комплексі PLAXIS (максимальне відхилення – 6%). Найбільші відхилення дає розрахунок по Кулону-79%.



Рисунок 5.4. Епюри нормального тиску піску на масивну вертикальну стіну

# 5.2. Порівняння результатів розрахунків з експериментальними даними, отриманими П. І. Яковлєвим

139

Для зменшення тиску грунту на підпірні стіни застосовуються різні заходи. Дослідження проводилися в лотку шириною 100 см, висотою 109,1 см і довжиною 177,5 см (див. рис. 5.5). Досліди проводилися з вертикальною стінкою і чотирма моделями розвантажувальних плит шириною 7,3; 14,5; 21,8 і 29,1 см (див. рис. 5.6), встановлених на різних глибинах від поверхні засипки [173]. Моделі плит були виконані з дошки товщиною 4 см. У довжину плита спиралася на 4 кронштейна зварених з кута 45×45 мм. До кожного із кронштейнів плиту кріпили двома болтами. Кронштейни в свою чергу кріпили болтами до стінки. Таким чином ми досягали досить жорсткого кріплення плити до стінки.



Рисунок 5.5. Загальний вигляд ґрунтового лотка з рухомим уздовж нього бункером з розсівним пристроєм



Рисунок 5.6. Загальний вигляд моделі вертикальної стінки з розвантажувальною плитою шириною 21,8 см

Лоток наповнювався горизонтальними пластами товщиною по 10 см за допомогою бункера, що пересувався уздовж лотка з підвішеним до нього розсіювальним пристроєм у вигляді сита. Частинки піску з розсіювального пристрою, підвішеного на прийнятій відстані над покрівлею, падали у вигляді «дощу», що і забезпечувало однакову щільність засипки (див. рис. 5.5). Коли лоток наповнювався до рівня верхніх граней кронштейнів, встановлювали і закріплювали плиту, в яку були вмонтовані датчики з мембранами, розташованими врівень з верхньою площиною плити.

Тиск на стінку вимірювали за допомогою 7 датчиків, встановлених на глибині 8; 23; 38; 53; 68; 83; і 103 см. Інші 10 датчиків були розташовані на плиті і в грунтовій засипці. Датчики на плиті (1, 2 або 3 шт. в залежності від її ширини) були розташовані по осі лотка, а в ґрунтовій засипці створ розташування датчиків зміщувався на 10 см від осі в бік однієї з бічних стінок лотка. Це було зроблено для запобігання екранування, яке могло спотворити показання датчиків на стінці. Мембрани ґрунтових датчиків були розташовані в горизонтальній площині. Ґрунтові датчики були розміщені двома групами, перша – в засипці на рівні верху плити, друга – в засипці під плитою (рис. 5.7).



Рисунок 5.7. Грунтові датчики, розташовані під плитою 21,8 см

В якості засипки використовувався пісок, щільність якого дорівнює 1,515 т/м<sup>3</sup>, а кут внутрішнього тертя φ=33°30'.

Для порівняння експериментальних і розрахункових даних приймалася ширина розвантажувальної плити, що дорівнює 14,5 см. вона встановлювалася при заглибленні 27,3 см від поверхні засипки. Лоток заповнювався піском до верху стіни, навантаження на засипку не прикладалося. На рисунку 5.8 наведена епюра нормального тиску піску на вертикальну грань масивної нерухомої стіни, яка моделюється. Суцільною лінією також показані експериментальні дані. З рисунка видно, що найбільші відхилення нормального тиску піску на вертикальну стінку спостерігаються під розвантажувальною плитою. У цій області дані, отримані з використанням програмних комплексів PLASTICA і PLAXIS в 2,5 рази більші, в порівнянні з експериментом. Це пояснюється тим, що при малій ширині розвантажувальної плити (14,5 см) і сипучої засипки бічний тиск грунту в нижній частині плити відрізняється від нуля. Слід також зазначити, що результати розрахунку в програмному комплексі PLAXIS виходять дещо завищеними, в порівнянні з PLASTICA і eкспериментом.



Рисунок 5.8. Епюри нормального тиску піску на масивну вертикальну стіну з розвантажувальною плитою

# 5.3. Порівняння результатів розрахунків з експериментальними даними, отриманими Г. Є. Лазебником

Розглядається модель гнучкої одноанкерної підпірної стіни [88]. Експерименти над нею проводилися в лотку розміром 5х2,5 м в плані і висотою 1,65 м. В якості засипки використовувався річковий кварцовий пісок середньої крупності щільністю  $\rho$ =1,82 г/см<sup>3</sup> і кутом внутрішнього тертя  $\phi$ =36,5°. Модель шпунтової стінки мала висоту 1,6 м. Вона складалася з 10 окремих шпунтових паль фасонного перетину, які мали паз і гребінь. Модель виготовлена з міцного алюмінієвого сплаву Д16, що має межу пружності 80 МПа і момент інерції стіни 54 см<sup>4</sup>. Лоток заповнювався піском до верху стіни.

На рис. 5.9 показана модель шпунтової стінки після її забивання в ґрунтову основу і установки анкерних стрижнів, розподільної балки.



Рисунок 5.9. Модель шпунтової стінки в лотку

Для вимірювання тиску ґрунту на підпірну шпунтову стінку, вона була оснащена датчиками для вимірювання малих тисків. Їхній схематичний діаметральний розріз показаний на рис. 5.10. Датчик на різних стадіях його складання показаний на рис. 5.11.



Рисунок 5.10. Схематичний діаметральний розріз датчика для вимірювання малих тисків ґрунту

1 і 2 – зовнішній і внутрішній стакани відповідно; 3 – сталевий корпус; 4 і 5 – тензорезистори, наклеєні на зовнішній і внутрішній стакани; 6 – натяжний гвинт; 7 –

сталева кришка, що служить контактним майданчиком



Рисунок 5.11. Датчики для вимірювання малих тисків на різних стадіях складання

На рис. 5.12 показані схематичні поздовжні розрізи застосованих моделей шпунтових паль з встановленими датчиками. Показані також місця установки індикаторів деформацій і тензорезисторів на шпунтині-вимірювачу згинального моменту. Взаємне розташування паль-моделей з датчиками в моделі стінки наведено на рис. 5.13.



Рисунок 5.12. Схематичні поздовжні розрізи моделей шпунтових паль із встановленими вимірювальними приладами

## 1 – індикатори деформацій; 2 і 3 – датчики пасивного і активного тиску, відповідно;



Рисунок 5.13. Взаємне розташування модельних паль, оснащених датчиками

1 і 2 – відповідно не оснащені і оснащені датчиками шпунтини;

3 – датчики активного тиску; 4 – датчики пасивного тиску;

5 – розподільна анкерна балка; 6 – тензорезистори

На Рис. 5.14 суцільною лінією також показані експериментальні дані. Під позначенням Р зображені епюри активного і пасивного тиску засипки на стіну, а під позначенням М – епюри згинаючих моментів, що виникають у стіні. З рисунка найбільші видно, шо відхилення В епюрах пасивного тиску між експериментальними і розрахунковими в PLASTICA даними спостерігаються в нижній частині стінки і складають 100%, тобто в два рази, а вище – 9% (ці місця на рисунку показані хрестиками). Подібна розбіжність в епюрах активного тиску в області кріплення анкера становить 20%. В епюрах моментів ця розбіжність становить 23,5% в середній частині стінки. Результати розрахунку в програмному комплексі PLAXIS вийшли дещо завищеними, в порівнянні з експериментальними даними. Найбільші відмінності спостерігаються при порівнянні з результатами, отриманими за класичною теорією Кулона, особливо в епюрі пасивного тиску піску на стіну.



Рисунок 5.14. Епюри нормального тиску піску на гнучку вертикальну стіну і епюри згинальних моментів, що виникають в стіні

#### 5.4. Висновки до розділу 5.

1. Для оцінки достовірності отриманих результатів проведене їхнє порівняння з розрахунками в програмному комплексі PLAXIS, класичним методом Кулона і експериментальними випробуваннями трьох різних авторів.

2. За результатами порівняння в першому прикладі можна відзначити, що найбільш близько до експериментальних даних підходить епюра, отримана за розрахунком в програмному комплексі PLASTICA (максимальне відхилення в середній частині стінки становить 4,5%). Наступними розташовані дані, отримані в програмному комплексі PLAXIS (максимальне відхилення – 6%). Найбільші відхилення дає розрахунок за Кулоном – 79%.

3. За результатами порівняння в другому прикладі можна відзначити, що найбільші відхилення нормального тиску піску на вертикальну стінку спостерігаються під розвантажувальною плитою. У цій області дані, отримані з використанням програмних комплексів PLASTICA і PLAXIS в 2,5 рази більші, в порівнянні з експериментом. Це пояснюється тим, що при малій ширині

розвантажувальної плити (14,5 см) і сипучій засипці боковий тиск ґрунту в нижній частині плити при розрахунку відрізняється від нуля, а в умовах експерименту за рахунок усадки піску – дорівнює нулю. Слід також зазначити, що результати розрахунку в програмному комплексі PLAXIS виходять дещо завищеними, в порівнянні з PLASTICA і експериментом.

4. За результатами порівняння в третьому прикладі можна відзначити, що найбільші відхилення в епюрах пасивного тиску між експериментальними і розрахунковими в PLASTICA даними спостерігаються в нижній частині стінки і становлять 100%, тобто в два рази, а трохи вище – 9%. Подібна різниця в епюрах активного тиску в області кріплення анкера становить 20%. В епюрах моментів ця різниця становить 23,5% в середній частині стінки. Результати розрахунку в програмному комплексі PLAXIS вийшли дещо завищеними, в порівнянні з експериментальними даними. Найбільші відмінності спостерігаються при порівнянні з результатами, отриманими за класичною теорією Кулона, особливо в епюрі пасивного тиску піску на стіну.

### ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

- Аналіз існуючих методів розрахунку, а також моделей матеріалів і грунтів дозволяє зробити висновок, що для більш точного визначення напруженодеформованого стану розглядуваних систем необхідно враховувати спільну роботу всіх її елементів, пружно-пластичні властивості матеріалів конструкцій і грунтів, а також повинні використовуватися теорії пластичності з зміцненням, які дають змогу врахувати процес складного навантаження. Моделювання грунтового середовища за методом Кулона або теорії граничного напруженого стану не дозволяють визначити деформації, а отже і зміни напруженого стану в процесі навантаження.
- Розроблена розширена пружно-пластична модель підпірної споруди, яка враховує процес складного навантаження і може включати в себе, як єдину систему, наступні елементи: 1) безпосередньо підпірну конструкцію;
   розташовану поруч з нею частину грунтового масиву; 3) раніше побудовані або проектовані на цих грунтах споруди; 4) підземні води. Така розширена модель дозволяє найбільш точно визначати напружено-деформований стан розглядаємої системи.
- 3. На основі використання теорії пластичної течії із зміцненням, що базується на застосуванні принципу максимуму Мізеса, у формі, зручній для застосування до розрахунку підпірних споруд, отримані наступні рівняння:
  - рівняння станів у прирощеннях; ці рівняння застосовні як для конструкцій, так і для грунтового середовища, які утворюють єдину спільну систему;
  - рівняння віртуальних робіт, зручне для дискретизації системи;
  - геометричні рівняння в прирощеннях при малих подовженнях, зрушеннях і кутах повороту.
  - модифікацію функцій навантаження, які дозволяють враховувати об'ємні пластичні деформації не тільки від формозміни середовища, але і від всебічного розтягування і стиснення.
- 4. Розроблено алгоритм вирішення отриманої системи нелінійних алгебраїчних рівнянь розглянутих завдань. У ньому використовується ітераційний процес,

який дозволяє вирішувати наступні завдання:

- лінеаризацію вихідних рівнянь;
- повернення вектора напруг в область, обмежену поверхнею навантаження;
- вирішення розглянутих крайових завдань із заданою точністю.
- 5. Проведено вдосконалення програмного комплексу PLASTICA, написаного на мові С#. Автором дисертації написано і налагоджено ряд підпрограм (умова Писаренка-Лебедєва, поліпшений інтерфейс користувача щодо введення вихідних даних і виведення результатів розрахунку), які включені в цей комплекс.
- 6. На основі проведених розрахунків підпірної споруди укосу котловану можна відзначити, що від дії раніше побудованих споруд і власної ваги грунту відбувається його підняття всередині котловану і зменшення з глибиною його ширини. Ліва крайня точка фундаментної плити раніше побудованої зліва від котловану будівлі опустилася після закінчення будівництва додатково на 4см, а права тільки на 1см, тому будівля спільно з фундаментною плитою нахиляється вліво. У другому шарі грунту поблизу бічних стінок кріплення котловану виникають пластичні деформації.

На основі проведених розрахунків протизсувної споруди схилу можна визначити що найбільший тиск грунту на шпунтову стінку дорівнює 44,58 кH/м<sup>2</sup>, а рівнодіюча тиску дорівнює 406,65 кH/м.

Найбільше переміщення верхнього кінця шпунтової стінки дорівнює 3,25 см, а найбільший згинальний момент в шпунтовій стінці дорівнює 68,76 кНм/м. В прийнятій послідовності розрахунку протизсувної споруди не виникала втрата стійкості схилу на кожному з п'яти етапів рішення, яківідповідають технологічній послідовності виконання будівельних робіт.

7. Порівняння результатів розрахунку, отриманих з допомогою програмних комплексів PLASTICA і PLAXIS, а також класичним методом Кулона з експериментальними випробуваннями трьох різних авторів показали їхні задовільні збіги:

- найбільш близький збіг з експериментами З.В. Цагарелі показав програмний

комплекс PLASTICA (максимальне відхилення в середній частині стінки склало 4,5%), наступний за близькістю показників – PLAXIS, (максимальне відхилення –6%), за Кулоном – 79%;

– при порівнянні з експериментальними даними П.І. Яковлєва найбільші відхилення нормального тиску піску на вертикальну стінку спостерігаються під розвантажувальною плитою. У цій області дані, отримані з використанням програмних комплексів PLASTICA і PLAXIS в 2,5 рази більші, в порівнянні з експериментом. Причому результати розрахунку в PLAXIS виходять дещо завищеними в порівнянні з PLASTICA і експериментом;

– при порівнянні з експериментом Г.Є. Лазебника можна відзначити, що найбільші відхилення в епюрах пасивного тиску спостерігаються в PLASTICA в нижній частині стінки і становлять 100%, тобто в два рази, а трохи вище – 9%. Подібна різниця в епюрах активного тиску в області кріплення анкера становить 20%. В епюрах моментів ця розбіжність становить 23,5% в середній частині стінки. Результати розрахунку в програмному комплексі PLAXIS вийшли дещо завищеними, в порівнянні з експериментальними даними. Найбільші відмінності спостерігаються при порівнянні з результатами, отриманими за класичною теорією Кулона, особливо в епюрі пасивного тиску піску на стіну.

8. Результати дослідження успішно впроваджені при коригуванні проекту «Берегоукріплювальні роботи довжиною 280 м Кременчуцького водосховища в районі с. Велика Андрусівка Світловодського району Кіровоградської області», при будівництві та проектуванні греблі в селі Кірове Кіровської сільради Долинського району Кіровоградської області, при виконанні проектних робіт по об'єкту «Берегоукріплення правого берега р. Тересва на ділянці № 1 в с. Красна Тячівського району», Альтернативний розрахунок підземного паркінгу в м. Кропивницький, а також у навчальному процесі при підготовці студентів освітнього рівня «Магістр» спеціальностей 192 – «Будівництво та цивільна інженерія» та 194 – «Гідротехнічне будівництво, водна інженерія і водні технології».

- Баженов Ю.М. Бетон при динамическом нагружении. М.: Стройиздат, 1970. – 272 с.
- Белл Дж. Ф. Экспериментальные основы механики деформируемых тел. Часть І. Малые деформации. – М.: Наука, 1984. – 597 с. Часть II. Конечные деформации. – М.: Наука, 1984. – 432 с.
- Берг О.Я. Физические основы теории прочности бетона и железобетона. М.: Госстройиздат, 1961. 96 с.
- Билеуш А.И. Оползни и противооползневые мероприятия. Киев: Наукова думка, 2009. – 506 с.
- Богомолов А.Н., Пономарев А.Б., Богомолова О.А. Определение давления грунта на противооползневые удерживающие сооружения на основе анализа напряженного состояния приоткосной области // Вестник ПНИПУ «Строительство и архитектура». – №3. – Пермь: ПНИПУ, 2013 – С. 5-22.
- Бойко І.П. Вплив послідовності суміжних секцій висотного будинку на перерозподіл зусиль у пальових фундаментах / І.П. Бойко, В.С. Носенко // Зб. наук. праць (галузеве машино буд., буд-во). – Вип. 4(34). – Т. 1 – Полтава: ПолтНТУ, 2012. – С. 54–60.
- Бойко І.П. Моделювання нелінійного деформування ґрунтів основи з урахуванням структурної міцності в умовах прибудови / І.П. Бойко, В.О. Сахаров // Будівельні конс. – Вип. 61., Т. 1. – К.: НДІБК, 2004. – С. 27 – 32.
- Бойко И.П. Численное моделирование быстропротекающих процессов при проектировании оснований и фундаментов / И.П. Бойко, А.Е. Дельник, А.А. Зверев // Основания и фундаменты: Респ. межвед. науч.техн. сб. – Вып. 22. – К.: Будівельник, 1989. – С. 10 – 14.
- Бондаренко В.М. Некоторые вопросы нелинейной теории железобетона. Харьков; 1968. – 324 с.
- 10. Бриджмен П. Исследование больших пластических деформаций и

разрывов. – М.: Изд. иностр. литер., 1955. – 444 с.

- Бугров А.К., Нарбут Р.М., Спидин В.П. Исследование грунтов в условиях трехосного сжатия. – Л.: Стройиздат, 1987. – 185 с.
- 12. Будин А.Я. Тонкие подпорные стенки. Л.: Стройиздат, 1974. 192 с.
- Васидзу К. Вариационные методы в теории упругости и пластичности. М.: Мир, 1987. – 542 с.
- Введение в математическое моделирование. Учебное пособие под редакцией П.В.Трусова. – М.: Логос, 2005. – 440 с.
- Вовк А.А. Основы динамики грунтов и ее практические приложения / А.А. Вовк, Г.И. Черный, А.Г. Смирнов, В.Г. Кравец. – К.: Наукова думка, 1968. – 203 с.
- Волосухин В.А., Дыба В.П., Евтушенко С.И. Расчет и проектирование подпорных стен гидротехнических сооружений. Киров: Вятка, 2007. 94 с.
- Вялов С.С. Реологические основы механики грунтов. М.: Высшая школа, 1978. – 311 с.
- Вялов С.С. Реология мерзлых грунтов / С.С. Вялов. М.: Стройиздат, 2000. – 464 с.
- Гениев Г.А. Прочность и пластичность анизотропных материалов / Г.А. Гениев, А.С. Курбатов, Ф.А. Самедов. – М.: Интербук, 1993. – 188 с.
- Гениев Г.А., Киссюк В.Н., Тюпин Г.А. Теория пластичности бетона и железобетона. – М.: Стройиздат, 1974. – 316 с.
- Гинзбарг Р.И., Шафир И.Н. Предупреждение аварий морских причальных сооружений. – Одесса: Изд. Морской транспорт, 1953. – 268 с.
- Гинзбург Л.К. Противооползневые удерживающие конструкции. М.: Стройиздат, 1979. – 81 с
- 23. Гольденблат И.И., Копнов В.А. Критерии прочности и пластичности конструкционных материалов. М: Машиностроение, 1968. 191 с.
- 24. Гольдштейн М.Н. Механические свойства грунтов. М.: Стройиздат,

1971 – 1979. – Т.І. – 1971. – 368 с.; Т.ІІ. – 1973. – 375 с., Т.ІІІ. – 1979. – 304 с.

- Горелик Л.В. Расчеты консолидации оснований и плотин из грунтовых материалов. – Л.: Энергия, 1975. – 154 с.
- 26. Готман Ю.А. Определение оптимальных размеров грунтоцементного массива, снижающего перемещения ограждений глубоких котлованов: Дис. ...канд. техн. наук: 05.23.02, 05.23.11. / Ю.А. Готман. М: МИИТ, 2011. 186 с.
- Гришин А.В., Сипливец А.А. Расчет берегозащитного сооружения от волнового воздействия//Збірник наукових праць. Серія: Галузеве машинобудування, будівництво. Випуск 4(34). Том 2. – Полтава, 2012, С. 61-66.
- 28. Гришин А.В., Сипливец А.А. Совместный расчет на прочность бетонной обделки туннеля и окружающего её грунтового мас сива//Сборник статей по материалам 7-й международной научной конференции, Т.1,-Воронеж 2013. С. 116-124.
- Гришин А.В., Сипливец А.А. Упругопластический расчет грунтового массива с подкрепленным отверстием от действия динамической нагрузки//Сборник научных трудов, Вып. 3(38), Полтава, 2013. – С. 69-75.
- 30. Гришин А.В., Сипливец А.А. Напряженно-деформированное состояние шпунтовой стенки котлована от динамических воздействий//Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. – Одеса: узд-во ОДАБА, 2013. – Вип. 49 (Ч. 2). – С. 53-60.
- Гришин А.В., Сипливец А.А. Напряженно-деформированное состояние противооползневого сооружения в виде гравитационной подпорной стенки//Будівельні конструкції, Вип. 78, Книга 1, Київ. ДП НДІБК, 2013. – С. 218-225.
- 32. Гришин А.В., Сипливец А.А. Совместный динамический расчет шпунтового ограждения котлована и окружающего его грунтового мас

сива// Вісник ОДАБА, Випуск. 52, 2013, С. 59-66.

- Гришин А.В., Сипливец А.А. Совместный упругопласитчный расчет креплений откосов котлованов и грунтового мас сива//Вісник ОДАБА № 54, Одеса, 2014. – С. 78-82.
- 34. Гришин А.В., Сипливец А.А. Моделирование совместной работы грунтовой среды и креплений откосов котлованов//Моделирование и оптимизация композитов, Одесса, Астропринт, 2014. – С. 256-258.
- 35. Гришин А.В., Сипливец А.А. Нелинейный расчет грунтового склона от сейсмических воздействий// Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури, Випуск 58 ч.1, Одеса, 2015, – С. 104-109.
- Гришин А.В., Сипливец А.А. Моделирование устойчивости склонов при сейсмических воздействиях//Будівельні конструкції: Зб. наук. пр. Вип. 82. К.: НДІБК. 2015. С.195-200.
- Гришин А.В., Сипливец А.А. Математическое моделирование откосов котлованов при сейсмическом воздействии//Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури, Випуск 60 ч.1, Одеса, 2015, – С. 61-65.
- 38. Гришин А.В., Сипливец А.А. Сравнение результатов расчета модели подпорного сооружения с экспериментальными данями // Моделювання та оптимізація будівельних композитів. Матеріали міжнародного науково-технічного семінару., ОГАСА – 2016. С. 22-24.
- 39. Гришин В.А., Гришин А.В. и другие. Определение напряженнодеформированного состояния склонов и откосов в системе Plaxis. – Киев, МП Леся, 2012. – 218 с.
- 40. Гришин В.А., Гришин А.В., Сипливец А.А. Крепление откосов котлованов//Вісник ОНМУ. Випуск 1(40), Одесса, 2014. С. 61-71.
- 41. Гришин В.А., Дорофеев В.С. Нелинейные модели конструкций, взаимодействующих с грунтовой средой. Одесса: Внешрекламсервис, 2006. 242 с.

- Гришин В.А., Дорофеев В.С. Некоторые нелинейные модели грунтовой среды. Одесса: Внешрекламсервис, 2007. 309 с.
- Гришин В.А., Дорофеев В.С. Расчет противооползневых сооружений. Одесса: Внешрекламсервис, 2006. – 216 с.
- 44. Губашова В.Е. Сравнение геотехнических расчетных комплексов на примере расчета ограждения котлована в г. Киеве // Геотехника Беларуси: Наука и практика. – Минск БНТУ, 2013. – С. 212-219.
- Гуревич В.Б. Речные портовые гидротехнические сооружения. М.: Транспорт, 1969. – 416 с.
- Гуревич В.Б., Даревский В.Э. и другие. Портовые гидротехнические сооружения. М.: Транспорт, 1992. 256 с.
- 47. Далматов Б.И. Основы геотехники / Б.И. Далматов. М.: АВС, 2002. 319 с.
- Далматов Б.И. Проектирование фундаментов около существующих зданий. Л: ЛДНТП, 1976. 32 с.
- Демчишин М.Г. Современная динамика склонов на территории Украины. – Киев: Наукова думка, 1992. – 255 с.
- Джордж А., Лю Дж. Численное решение больших разрешенных систем М.: Мир, 1988. – 333 с.
- Дидух Б.И., Абу-Махади М.И. Взаимодействие ограждающей стенки с грунтовым массивом в процессе выемки котлована // Вестник РУДН, спец. выпуск «Инженерные исследования», – №1. – М., 2000. – С. 70-78.
- 52. Дидух Б.И. Упругопластическое деформирование грунтов / Б.И. Дидух.
   М.: УДН, 1987. 166 с.
- Дуброва Г.А. Взаимодействие грунта и сооружений. М.: Транспорт, 1963. – 220 с.
- 54. Дыба В.П., Орлова Ю.А. Новый метод расчета по первому предельному состоянию ограждения котлована из jet-массива // Известия ВУЗов. Северо-Кавказский регион. «Технические науки». 2017. №4. С. 92-95.

- 55. Емельянова Е.П. Основные закономерности оползневых процессов. –
   М.: Недра, 1972. 307 с.
- Емельянов, Л.М. Расчет подпорных сооружений. Справочное пособие. М.: Стройиздат, 1987. – 288 с.
- 57. Еремин В.Я. Крепление бортов глубоких котлованов//Е-mail: <u>kв@rita.com.ru</u>.
- Зайцев Ю.В. Механика разрушения для строителей. М.: Высшая школа, 1991. – 288 с.
- Зарецкий Ю.К. Вязкопластичность грунтов и расчеты сооружений / Ю.К. Зарецкий. М.: Стройиздат, 1988. 350 с.
- Зарецкий Ю.К. Два механизма разрушения и объединенное условие прочности гео- материалов / Ю.К. Зарецкий // Материалы XI Междунар. симпозиума по реологии грун- тов. – М., 2003. – С. 20 – 40.
- Зарецкий Ю.К. Лекции по современной механике грунтов. Ростов: Изд. Ростовского университета, 1989. – 608 с.
- Зарубин В.С. Математическое моделирование в технике. М.: МГТУ имени Н.Э. Баумана, 2003. 496 с.
- 63. Захаров М.Н., Иващенко И.Н. Экспериментальное исследование пластических деформаций глинистого грунта при трехосном сжатии // ПМТФ АН СССР, 1971, №2, с. 123 – 127.
- 64. Захаров М.Н., Иващенко И.Н. К теории пластического течения грунтов // Известия АН СССР, МТТ, 1972, № 2, с.185 – 188.
- 65. Знаменский В.В., Чунюк Д.Ю., Морозов Е.Б. Опыт применения распорных и подкосных креплений ограждающих конструкций котлованов // Геотехника, №3, 2010. с. 6 11.
- Иванов П.Л. Грунты и основания гидротехнических сооружений. М.: Высшая школо, 1991. – 448 с.
- 67. Ивлев Д.Д., Быковцев Г.И. Теория упрочняющегося пластического тела.
   М.: Наука, 1971. 232 с.

- Ильюшин А.А. Пластичность, ч. 1. Упругопластические деформации. М.; Л.: Гостехиздат, 1948. – 376 с.
- 69. Ильюшин А.А. Пластичность. М.: Изд. АНСССР, 1963. 271 с.
- 70. Інженерна геологія. Механіка грунтів, основи та фундаменти: підручник
  / М.Л. Зоценко, В.І. Коваленко, А.В. Яковлєв, О.О. Петраков, В.Б. Швець, О.В. Школа, С.В. Біда, Ю.Л. Винников. Полтава: ПолтНТУ, 2004. 568 с.
- 71. Иоселевич В.А., Рассказов Л.Н., Сысоев Ю. М. Об особенностях развития поверхностей нагружения при пластическом упрочнении грунта // Известия АН СССР МТТ, 1979, №2, с. 155 161.
- 72. Использование достижений нелинейной механики грунтов в проектировании оснований и фундаментов: Тезисы докл. II Всесоюзной конф. – Йошкар-Ола: МарПИ, 1989. – 103 с.
- Канторович Л. В., Акилов Г. П. Функциональный анализ. М: Наука, 1984. – 751 с.
- 74. Кандауров И.И. Механика зернистых сред и ее применение в строительстве / И.И. Кандауров. – Л.: Стройиздат, Ленингр. отд-ние, 1988. – 280 с.
- 75. Капустянский С.М. Упругопластическая дилатансионная модель анизотропных сред / С.М. Капустянский // Изв. АН СССР. Физика Земли. – 1985. – №8. – С. 50 – 59.
- Карпенко Н.И. Общие модели механики железобетона. М.: Стройиздат, 1996. – 416 с.
- 77. Каюмов Р.А., Шакирдянов Ф.Р. Моделирование поведения и оценка несущей способности системы тонкостенная конструкция – грунт с учетом ползучести и деградации грунта // Ученые записки Казанского университета. Физико-математические науки. – Казань, 2011. – кн. 4. – С. 67-75.
- Клейн Г.К. Расчет подпорных стен. Ярославль: Главполиграфпром, 1964. – 195 с.

- 79. Клейн Г.К., Черкасов И.И. Фундаменты городских транспортных сооружений. М.: Транспорт, 1985. 115 с.
- Клованич С.Ф. Метод конечных элементов в нелинейных задачах механики. – Запорожье: 2009. – 400 с.
- Кнаупе В. Устройство котлованов и водопонижение. М.: Стройиздат, 1988. – 373 с.
- Койтер В.Т. Общие теоремы теории упругопластических сред. М.: Изд. иностр. лит., 1981. – 80 с.
- 83. Колыбин И.В. Уроки аварийных ситуаций при строительстве котлованов в городских условиях. М.: НИИОСП, 2012. 72 с.
- 84. Коннор Дж., Бреббиа К. Метод конечных элементов в механике жидкости. – Л.: Судостроение, 1979. – 263 с.
- 85. Круглов В.М. Нелинейные соотношения и критерий прочности бетона в трехосном напряженном состоянии // Строительная механика и расчет сооружений. – 1987, № 1, с. 40 – 48.
- 86. Крыжановский А.Л. Вопросы механики основания тяжелых сооружений / А.Л. Крыжановский, В.Н. Потапов // Проблемы механики грунтов и инженерного мерзлотоведения: Сб. науч. тр. / ВНИИОСП. – М.: Стройиздат, 1990. – 272 с.
- Кулачкин Б.И. Аналогово-дискретная модель грунта / Б.И. Кулачкин, А.И. Радкевич // Геотехника – 99 // Материалы междунар. науч.-практ. конф. – Пенза, 1999. – С. 88 – 89.
- Лазебник Г.Е. Давление грунта на сооружения. Киев; ППШВ, 2005. 244 с.
- 89. Лейтес Е.С. Вариант теории пластического течения бетона // Строительная механика и расчет сооружений. – 1978, № 3, с. 34 – 37.
- 90. Лехницкий С.Г. Теория упругости анизотропного тела / С.Г. Лехницкий.
   М.: Наука, 1977. 416 с.
- Лучковский И.Я. Определение нагрузок на подпорные стены. Харьков: Коллегиум, 2011. – 284 с.

- 92. Малышев М. В. Прочность грунтов и устойчивость оснований сооружений. М: Стройиздат, 1994. 227с.
- 93. Маслов Н.Н. Условия устойчивости склонов и откосов в гидроэнергетическом строительстве. М. – Л.: Госэнергоиздат, 1955. – 467 с.
- 94. Маслов Н.Н. Механика грунтов в практике строительства. М.: Стройиздат, 1977. – 320 с.
- 95. Месчян С.Р. Экспериментальные основы реологии глинистых грунтов / С.Р. Месчян. Ереван: Гитутюн, 2008. 807 с.
- 96. Метод конечных элементов для расчетов фундаментов на выштампованных котлованах и устойчивости откосов / М.М. Дубина, Д.К. Тесленко, В.М. Целицо, Ю.А. Черняков. – М.: Весь Мир, 2001. – 224 с.
- 97. Механика грунтов, основания и фундаменты: учебное пособие для строит. спец. вузов / С.Б. Ухов и др.; под ред. С.Б. Ухова. М.: Высш. шк., 2007. 566 с.
- 98. Механические свойства грунтов и вопросы строительства зданий на увлажняемых лессовых основаниях. – Грозный: Чечено-ингушское книжное издательство, 1968. – 184 с.
- 99. Механические свойства конструкционных материалов при напряженном состоянии. Киев: Наукова думка, 1983. 366 с.
- 100. Мурашов В.И. Трещиностойкость, жесткость и прочность железобетона. –
   М.: Машстройиздат, 1950. с.
- 101. Мурзенко Ю.Н. Дилатансионные процессы в грунтовом основании моделей фундаментов / Ю.Н. Мурзенко, В.Н. Дыба // Механика грунтов и фундаментостроение: Тр. Российской конф. по механике грунтов и фундаментостроению. – С.-Птб., 1995. – Т. 3. – С. 478 – 483.
- 102. Мышкис А.Д. Элементы теории математических моделей. М.: КомКнига, 2007. – 192 с
- 103. Надаи А. Пластичность и разрушение твердых тел, т. 1, М.: Изд. иностр.

литер., 1954. – 647 с. т. 2. – М.: Мир, 1969. – 863 с.

- 104. Николаевский В.Н. Механика пористых и трещиноватых сред. М.: Недра, 1984. – 232 с.
- 105. Николаевский В.Н. Законы упругопластического деформирования грунтов / В.Н. Николаевский // Современные проблемы нелинейной механики грунтов: Тр. всесоюзной конф. – Челябинск: ЧПИ, 1987. – С. 3 – 14.
- 106. Новожилов В.В., Кадашевич Ю.И. Микронапряжения в конструкционных материалах. Л.: Машиностроение, 1990. 223с.
- 107. Новожилов В.В. Теория упругости. Л.: Судпрмгиз, 1958. 370 с.
- 108. Новое о прочности железобетона. (Под ред. проф. В. Михайлова). М.: Стройиздат. 1977. – 272 с.
- 109. Новое в проектировании бетонных и железобетонных конструкций. (Под редакцией проф. А.А. Гвоздева). М.: Стройиздат, 1978. 208 с.
- 110. Носков И.В., Ширедченко Е.П. Конструктивные решения и методы расчета ограждений глубоких котлованов // Ползуновский альманах. – №1. – Барнаул: АлтГТУ им. И.И. Ползунова, 2016. – С. 160-164.
- 111. Оден Дж. Конечные элементы в нелинейной механике сплошных сред. –
   М.: Мир, 1976. 464 с.
- 112. Оползни. Исследование и укрепление. М.: Недра, 1981. 368 с.
- 113. Ортега Дж., Рейнболдт В. Итерационные методы решения систем уравнений со многими неизвестными. – М.: Мир, 1975. – 558 с.
- 114. Петраков А.А. Исследование уравнений пластического течения для материалов, обладающих внутренним трением // Современные проблемы строительства / Ежегодн. науч.-техн. сб. – Донецк: ПромстройНИИпроект, 2000. – Т. І. – С. 157 – 159.
- 115. Петраков А.А. К вопросу совершенствования методов расчета оснований и фундаментов / А.А. Петраков // Будівельні конструкції. – Міжвід. наук.-техн. зб. – Вип. 54. – К.: НДІБК, 2001. – С. 534 – 539.

- 116. Петраков А.А. Практические методы анализа предельных состояний оснований и фундаментов // Будівельні конструкції: Міжвід. наук.-техн. зб. – Т. 2. Вип. 61. – К.: НДІБК, 2004. – С. 447 – 453.
- 117. Петраков О.О. Розрахунок пружно-пластичних задач при складному навантаженні будівельних конструкцій і основ / О.О. Петраков, Н.О. Петракова, Н.Г. Лобачева // Зб. наук. праць (галузеве машинобуд., будво). Вип. 4 (34). – Т. 1 – Полтава: ПолтНТУ, 2012. – С. 202 – 208.
- 118. Петрухин В.П., Колыбин И.В., Разводовский Д.Е. Ограждающие конструкции котлованов, методы строительства подземных и заглубленных сооружений. – М.: НИИОСП, 2012. – 17 с.
- 119. Писаренко Г.С., Лебедев Л.Л. Деформирование и прочность материалов при сложном напряженном состоянии. К.: Наукова думка, 1976. – 415 с.
- 120. Писсанецки С. Технология разряженных матриц. М.: Мир, 1988. 411 с.
- 121. Портовые гидротехнические сооружения. Конструирование и расчет. /Под ред. Ляхницкого В.Е. – М.: Морской транспорт, 1956. – 538 с.
- 122. Прагер В. Введение в механику сплошных сред / В. Прагер. М.: Изд-во иностран- ной литературы, 1963. 311 с.
- 123. Прагер В. Проблемы теории пластичности. М.: ГИФМЛ, 1958, 136 с.
- 124. Прочность и деформируемость горных пород / Ю.М. Карташов, Б.В. Матвеев, Г.В. Михеев, А.Б. Фадеев. М.: Недра, 1979. 269 с.
- 125. Прочность, структурные изменения и деформации бетона. (Под редакцией А.А. Гвоздева). М.: Стройиздат, 1978. 298 с.
- Ренгач В.Н. Шпунтовые стенки. Л.: Изд. лит. по строительству, 1970. 112 с.
- 127. Работнов Ю.Н. Механика деформируемого твердого тела / Ю.Н. Работнов. – М.: Наука, 1988. – 712 с.
- 128. Рекомендации по расчету осадок, кренов и усилий в фундаментах существующих промышленных зданий от влияния пристраиваемых зданий и сооружений. – М: Стройиздат, 1987. – 103 с.

- 129. Рыжов А.М. Введение в нелинейную механику грунтов и физическое моделирование оснований / А.М. Рыжов. Запорожье, 1995. 456 с.
- Самарский А.А., Михайлов А.П. Математическое моделирование: Идеи.
   Методы. Примеры. М.: Физматлит, 2001. 320 с.
- Сегерлинд Л. Применение метода конечных элементов. М.: Мир, 1979. 392 с.
- 132. Сливец К.В. Деформации грунтового массива и ограждения при разработке котлована в условиях слабых грунтов: Автореф. дис. ...канд. техн. наук: 05.23.02 / К.В. Сливец. С-Пб.: ГОУ ВПО «Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет», 2010. 18 с.
- 133. Снитко Н.К. Статическое и динамическое давление грунтов и расчет подпорных стенок. – Л.: Печатный двор, 1963. – 296 с.
- 134. Соболевский Д.Ю. Прочность и несущая способность дилатирующего грунта / Д.Ю. Соболевский. – Мн.: Навука і тэхніка, 1994. – 232 с.
- 135. Современные методы устройства котлованов//Стройметалл, №2(21). 4
   с.
- Соколовский В. В. Теория пластичности. М.: Высшая школа, 1969. 608 с.
- 137. Сопротивление материалов деформированию и разрушение. Справочное пособие. Киев: Наукова думка, часть 1, 1993. 288 с. Часть 2, 1994. 701 с.
- 138. Сотников С.Н. и др. Проектирование и возведение фундаментов вблизи существующих сооружений. М.: Стройиздат, 1986. 96 с.
- Ставрогин А.Н., Протосеня А.Г. Пластичность горных пород. М.: Недра, 1979. – 301 с.
- 140. Стренг Г., Фикс Дж. Теория метода конечных элементов. М.: Мир, 1977. 350 с.
- 141. Тейлор Д. Основы механики грунтов. М.: Госстройиздат, 1960. 398 с.
- 142. Теория пластичности. Сборник статей. М.: Гос. изд. иностр. литер.,

1948. – 452 c.

- 143. Тер-Мартиросян З. Г. Прогноз механических процессов в массивах многофазных грунтов. – М.: Недра, 1986. – 292 с.
- 144. Тер-Мартиросян З.Г. Реологические параметры грунтов и расчеты оснований сооружений / З.Г. Тер-Мартиросян. – М.: Стройиздат, 1990. – 200 с.
- 145. Тетиор А.Н. Облегченные подпорные стены в транспортном строительстве. М.: Транспорт, 1987. 90 с.
- 146. Тиунов С.В. Численное моделирование стабилометрических испытаний анизотропных грунтов / С.В. Тиунов // Основания и фундаменты: Респ. межвед. науч.-техн. сб. – Вып.22. – К.: Будівельник, 1989. – С. 90 – 93.
- 147. Тоймбетов Е.Д. Давление грунта на ограждающие стены котлованов: Автореф. дис. ...канд. техн. наук: 01.03.07 / Е.Д. Тоймбетов. – М: МГСУ, 1994. – 18 с.
- 148. Улицкий В.М. Геотехническое сопровождение развития городов / В.М. Улицкий, А.Г. Шашкин, К.Г. Шашкин – СПб.: «Геореконструкция», 2010. – 551 с.
- 149. Фадеев А. Б. Метод конечных элементов в геомеханике. М.: Недра, 1987. – 221 с.
- 150. Фадеев А.Б. Параметры модели упрочняющегося грунта программы «PLAXIS» / А.Б. Фадеев // Численные методы расчетов в практической геотехнике: сб. статей науч.- техн. конф. – СПб.: СПбГАСУ, 2012. – С. 13 – 20.
- 151. Фадеев А.Б. Решение геотехнических задач методом конечных элементов / А.Б. Фадеев, А.Л. Прегер. Томск: Изд-во Том. ун-та, 1994. Ч.1. 193 с., Ч.2. 136 с.
- 152. Федоровский В.Г. Современные методы описания механических свойств грунтов. Обзор / В.Г. Федоровский. – М.: ВНИИИС, 1985. – 73 с.
- 153. Филоненко-Бородич М. М. Механические теории прочности. М.: МГУ, 1961. – 91с

- 154. Флорин В.А. Основы механики грунтов. Т. 1. Л. М.: Стройиздат, 1959. 357 с.
- 155. Хуан Я. Х. Устойчивость земляных откосов. М.: Стройиздат, 1988. –
   273 с.
- Цагарели З.В. Новые облегченные конструкции подпорных стен. М.: Стройиздат, 1969. – 206 с.
- 157. Цытович Н.А. Механика грунтов: Краткий курс: Учебник. Изд. 5-е / Н.А. Цытович. М.: КД «ЛИБРОКОМ», 2009. 272 с.
- 158. Цытович Н.А., Тер-Мартиросян З. Г. Основы прикладной геомеханики в строительстве. – М.: Высшая школа, 1981. – 317 с.
- 159. Цымбал С.И. Методика розрахунків осідання основи стрічкових фундаментів з урахуванням анізотропії грунтів і змінного модуля деформації / С.И. Цымбал, Л.Ч. Меуленер // Основи і фундаменти. – 2001. – Вип. 26. – С. 99 – 105.
- 160. Чеботарев Г.П. Механика грунтов, основания и земляные сооружения. –
   М.: Изд. лит. По строительству, 1968. 616 с.
- 161. Черников А.К. Теоретические основы геомеханики / А.К. Черников. С-Пб: Петербургский гос. ун-т путей сообщения, 1994. – 187 с.
- 162. Черный Г.И. Деформационная анизотропия грунтов в зоне действия взрыва и устойчивости бортов взрывных выемок / Г.И. Черный // Взрывные работы в грунтах и горных породах. – К.: Наукова думка, 1982. – С. 34 – 38.
- 163. Чугаев Р.Р. Земляные гидротехнические сооружения. Л.: Энергия, 1967. – 460 с.
- 164. Шапиро Д.М. Метод конечных элементов в строительном проектировании / Д.М. Шапиро. – Воронеж: «Научная книга», 2013. – 181 с.
- 165. Шапиро Д.М. Теория и расчетные модели оснований и объектов геотехники: монография / Д.М. Шапиро. – Воронеж: «Научная книга», 2012. – 164 с.

- 166. Шапиро Д.М. Упругопластический расчет скрытопластичного глинистого основания при воздействии полосовой нагрузки / Д.М. Шапиро, Н.Н. Мельничук // Зб. наук. праць (галузеве машинобуд., будво) / Полт. нац. техн. ун-т ім. Юрія Кондратюка. – Полтава: ПолтНТУ, 2003. – Вип. 12. – С. 253 – 256.
- 167. Шафир И.Н. Причины повреждений портовых оградительных сооружений. – М. – Л.: Изд. Морской транспорт, 1950. – 360 с.
- 168. Шашкин К.Г. Метод конечных элементов в геомеханике: современный взгляд / К.Г. Шашкин // Численные методы расчетов в практической геотехнике: сб. статей науч.- техн. конф. – СПб.: СПбГАСУ, 2012. – С. 76 – 86.
- 169. Ширинкулов Т.Ш., Зарецкий Ю.К. Ползучесть и консолидация грунтов.
   Ташкент: Фан, 1986, 390 с.
- 170. Школа А.В. Экспериментальные исследования естественной прочностной анизотропии лессовых грунтов / А.В. Школа // Тр. 3 Української конф. з механіки грунтів і фундаментобудування. Т. 2, Одеса: ОДАБА. 1997. – С. 334 – 336.
- 171. Шукле Л. Реологические проблемы механики грунтов / Л. Шукле: пер. с англ. – М.: Стройиздат, 1976. – 486 с.
- 172. Яковлев П.И., Бибичков А.Г., Бибичков А.А. Взаимодействие сооружений с грунтом. М.: Недра, 1997. 464 с.
- 173. Яковлев П.И. Исследование работы разгружающих плит подпорных стенок // Гидротехника. 1964, вып. 3, с. 69–85.
- 174. Яшин А.В. О некоторых деформативных особенностях бетона при сжатии // Теория железобетона. М.: Стройиздат, 1972. 286 с.
- 175. Amadei B. Rock anisotropy and the theory of stress measurements / B. Amadei. Berlin: Springer, 1983. 478 p.
- 176. Applications of computational mechanics in geotechnical engineering // Proc. of the in- tern. workshop, Rio de Janeiro, 1991. Rotterdam: Balkema, 1994. 480 p.

- 177. Borja R. Cam-clay Plasticity. Part 1: Implicit Integration of Elasto-plastic Constitutive Relations / R. Borja // Comput. Meth. Appl. Mech. Engrg. 1990. Vol. 155. P. 73 95.
- 178. Bratisin D. On Failure Strength of Soils / D. Bratisin. Bucharest, 1988. 48p.
- 179. Chen, W. Soil plasticity / W. Chen, G. Baladi. Amsterdam, 1985. 231 p.
- 180. Druker D. Soil Mecanics and Plastic Analysis or Limit Design / D. Druker,
  W. Prager // Quar. Of Appl. Math. 1952. Vol. 10, №2. P.157 165.
- 181. Gazetas G. Stresses and displacemets in cross-anisotropic soils / G. Gazetas. –
  J. Geotechnical Eng. Division. Proc. ASCE, 1982, vol.108, №4. P. 532 –
  553.
- Geoecology and Computers. Yufin S. A.A. Balkema/ Rotterdam. 2000. 540 p.
- 183. Geomechanical Modelling in Engineering Practice. Rotterdam: Balkema, 1986.–400 p.
- Glushilkhin F. Modelling in geomechanics / F. Glushilkhin. Rotterdam: Balkema, 1993.–254 p.
- 185. Grishin A. Comparing of results of calculation of models building to experimental data/A.Grishin, O.Siplivets//Academic journal' Series^ Industrial machine building civil engineering. – PoltNTU, 2018. – Isssure 2(51). – P. 31 – 37.
- 186. Irons B. M. A frontal solution program for finite element analysis // Int. J. Numerical Methods Eng., vol. 2, 1970. 5 – 32 p.
- 187. Kulatilake H. Development of a New Peak Shear Strength Criterion for Anisotropic Rock Joints / H. Kulatilake // Geotechnical Problems of Construction, Architecture and Geoenvironment on Boundary of XXI Century. – Proc. of the First Central Asian Geotechnical Symposium. – Astana, 2000. – Vol. II. – P. 746 – 749.
- 188. Magnan J. Mesure des parametres d'elasticite anisotrope de l'argile molle organique de cubzac dans le domaine surconsolide / J. Magnan, M. Piyal //

Revue francalse de geotechnique.  $-1985. - N_{2}33. - P. 5 - 18.$ 

- Mechi J. Geotechnical Engineering Examples and Solutions Using the Cavity Expanding Theory / J. Mechi. – Budapest: Hungarian Geotechnical Sosiety. – 2013. – 221 p.
- 190. Nakai T. A new mechanical quantity for soils and its application to elastoplastic constitutive models / T. Nakai, Y. Mihara // Soils and Found. – 1984. – v. 24. – №92. – P. 82 – 94.
- 191. Nonlinear analysis of landslide processes under seismic effects / Grishin A.V., Siplivets A.A. // TECHNICAL JOURNAL 9, 1 (March, 2015) Scientific professional journal of University North.- Pages 18-22.- ISSN 1846-6168.
- 192. Numerical methods in geomechanics// Proc. of the 5 Intern. symposium, NUMOG V, Davos, 1995 / Ed. by G.N. Pande. Rotterdam: Balkema, 1995. 720 p.
- Owen D.R.J., Hinton E. Finite elements in plasticity: theory and practice Pineridge Press Limited Swensea, U.K., 1980. – 594 p.
- 194. Petley D. (2012). Global patterns of loss of life from landslides. Geology (2012) 40 (10): 927-930.
- 195. PLAXIS, версия 8. Справочное руководство. 182 с.
- 196. Richard F. E., Brandtzaeg A., Brown R. L. A study of the failure of concrete under combined compressive stresses // Univ. of Illinois Bull., v. 26, №12.1982.
- 197. Saxena K. Geotechnical engineering Emerging trends in design and practice
   / K. Saxena. Rotterdam: Balkema, 1994. 410 p.
- 198. Wood D.M. Geotechnical modelling. Version 2.2, 2004. 488 p.
- 199. Zienkiewicz O.C. The finite element method. Megrow-Hill Book Company (UK) Limited, 1986. – 787 p.



## МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ ОДЕСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ МОРСЬКИЙ УНІВЕРСИТЕТ

вул. Мечникова, 34. м. Одеса, 65029, тел: (048) 732-17-35, факс: (048) 732-16-21, e-mail:office@onmu.odessa.ua



АКТ ВПРОВАДЖЕННЯ

в навчальний процес результатів дисертаційної роботи Сипливця О.О. на здобуття наукового ступеня кандидата технічних наук

Даним актом підтверджується, що результати дисертаційної роботи Сипливця Олександра Олександровича по темі «Математичне моделювання сумісної роботи підпірних споруд та ґрунтового масиву в умовах щільної міської використовуються в навчальному забудови» процесі на факультеті воднотранспортних і шельфових споруд (кафедра «Теоретична і прикладна механіка») при навчанні студентів очної і заочної форми з дисциплін «Математичне моделювання в будівництві», «Математичне моделювання гідротехнічних та протизсувних споруд», а також при підготовки магістрів.

Проректор з НПР. к.т.н., професор

12.02.2019

на №

Nº K1236

В.В. Марков

Декан факультету ВТШС, к.т.н., доцент

I.М. Мироненко

Завідувач кафедри «Теоретична і прикладна механіка», д.т.н., професор

А.В. Гришин





## КІРОВОГРАДСЬКА ОБЛАСНА ДЕРЖАВНА АДМІНІСТРАЦІЯ УПРАВЛІННЯ КАПІТАЛЬНОГО БУДІВНИЦТВА

вул. Дворцова, 32/29, м. Кропивницький, 25022, тел.24-65-63, факс 35-18-20 e-mail: public@ukb.kr-admin.gov.ua, код в ЄДРПОУ 04013850

\_\_\_\_\_№\_\_\_\_\_\_ на №\_\_\_\_\_\_\_від\_\_\_\_\_\_

## АКТ ВПРОВАДЖЕННЯ

Результати досліджень дисертаційної роботи Сипливець Олександра Олександровича по темі «Математичне моделювання сумісної роботи підпірних споруд та грунтового масиву в умовах щільної міської забудови» застосовані як альтернативний метод розрахунку в практику проектування по об'єкту «Берегоукріплювальні роботи довжиною 280 м Кременчуцького водосховища в районі с. Велика Андрусівка Світловодського району Кіровоградської області» при будівництві та проектуванні греблі в селі Кірове Кіровської сільради Долинського району Кіровоградської області, при виконанні проектних робіт по об'єкту «Берегоукріплення правого берега р. Тересва на ділянці № 1 в с. Красна Тячівського району», Альтернативний розрахунок підземного паркінгу в м. Кропивницький.

Запропонований метод розрахунку, реалізований у програмному комплексі PLASTICA, дозволяє достовірно визначити напруженодеформований стан сумісної роботи конструкцій, споруд, грунтового середовища та поруч розташованих будівель з урахуванням послідовності етапів навантаження системи відповідно до технології будівництва будівель та споруд.

Економічний ефект від застосованого методу розрахунку споруд в частинні прийнятих конструктивних рішень склала 5-8% від попередніх розрахунків.

Запропонований у дисертаційній роботі підхід відповідає сучасному рівню, добре апробований і є доступним при використанні, його результати підтверджуються експериментальними даними, тому він може бути рекомендований для застосовуватися при масовому проектуванні, а також при науково-технічному супроводі складних об'єктів.

В.о начальника управління

Кіровоградська обласна державна адміністрація Управління капітального будівництва

31-23/322/0.311 від 18.09.2020

Олена ТКАЧЕНКО