

Міністерство освіти і науки України
Національний технічний університет
«Дніпровська політехніка»

Природничих наук та технологій

(факультет)

Кафедра гідрогеології та інженерної геології

(повна назва)

ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА
кваліфікаційної роботи ступеню магістр

(бакалавра, спеціаліста, магістра)

студента Сауха Валерія Сергійовича

(ПІБ)

академічної групи 103М-19-2

(шифр)

Спеціальності 103 «Науки про Землю»

(код і назва спеціальності)

за освітньо-професійною програмою Гідрогеологія

(офіційна назва)

на тему «Оцінка ризиків втрати гідрогеомеханічної стійкості ґрунтового масиву та обґрунтування схеми її попередження»

(Назва за наказом ректора)

Керівники	Прізвище, ініціали	Оцінка за шкалою		Підпис
		рейтинговою	інституційною	
кваліфікаційної роботи	Тимощук В.І.			
розділів:				
Загальний	Тимощук В.І.			
Спеціальний	Тимощук В.І.			
Рецензент	Довбніч М.М.			
Нормоконтролер	Загриценко А.М.			

Дніпро
2020

ЗАТВЕРДЖЕНО:

завідувач кафедри

гідрогеології та інженерної геології

(повна назва)

Рудаков Д.В.

(підпис)

(прізвище, ініціали)

« _____ » _____ 2020 року

ЗАВДАННЯ

на кваліфікаційну роботу

ступеню магістра

(бакалавра, спеціаліста, магістра)

студенту Сауху В. С.
(прізвище та ініціали)

академічної групи 103М-19-2
(шифр)

спеціальності 103 «Науки про Землю»

за освітньо-професійною програмою Гідрогеологія

на тему «Оцінка ризиків втрати гідрогеомеханічної стійкості ґрунтового масиву та обґрунтування схеми її попередження»

затверджену наказом ректора НТУ «Дніпровська політехніка» від 16.11.2020 №947-с

Розділ	Зміст	Термін виконання
Загальний	Фізико-географічна характеристика досліджуваної території. Аналіз геологічної будови, гідрогеологічних та інженерно-геологічних умов ділянки будівництва	13.10.2020 – 20.10.2020
Спеціальний	Моделювання системи будівельного водозниження на ділянці проєктованого будівництва. Прогноз розвитку негативних інженерно-геологічних процесів під впливом дренажного водозниження. Обґрунтування заходів щодо підвищення геомеханічної стійкості укосів будівельного котловану	20.10.2020 – 10.12.2020

Завдання видано

(підпис керівника)

Тимошук В.І.

(прізвище, ініціали)

Дата видачі

13.10.2020 р.

Дата подання до екзаменаційної комісії

11.12.2020 р.

Прийнято до виконання

(підпис студента)

Саух В.С.

(прізвище, ініціали)

РЕФЕРАТ

Пояснювальна записка 75 стор., 27 рис., 7 табл., 29 джерел.

В кваліфікаційній роботі виконано дослідження гідрогеологічних та інженерно-геологічних умов ділянки проектного будівництва у зв'язку з обґрунтуванням доцільної схеми будівельного водозниження та заходів щодо забезпечення геомеханічної стійкості укосів проектного котловану.

Об'єктом виконаного дослідження є геофільтраційні та геомеханічні процеси в ґрунтовому масиві та укосах будівельного котловану на ділянці проектного будівництва.

Мета кваліфікаційної роботи полягає в прогностичній оцінці гідродинамічного стану та гідрогеомеханічної стійкості ґрунтового масиву в умовах зміни його гідродинамічного режиму на основі геофільтраційних та геомеханічних розрахунків.

Методи досліджень. Аналіз даних інженерно-геологічних вишукувань та результатів гідрогеологічних досліджень, чисельне моделювання геофільтраційних та геомеханічних процесів, аналітичні розрахунки.

Наукова новизна роботи полягає в розробці прогнозів гідродинамічного та геомеханічного станів ґрунтового масиву під впливом будівельного водозниження та обґрунтуванні на цій основі заходів щодо забезпечення гідрогеомеханічної стійкості укосів будівельного котловану.

У вступі наведені актуальність та мета роботи, поставлені завдання, які необхідно вирішити в роботі.

У загальній частині надана фізико-географічна характеристика досліджуваної території та виконаний аналіз інженерно-геологічних та гідрогеологічних умов ділянки проектного будівництва.

У спеціальній частині обґрунтовані гідродинамічна та геомеханічна моделі ділянки проектного будівництва, виконані прогностичні розрахунки гідрогеомеханічного стану ґрунтового масиву.

За результатами виконаних досліджень визначено доцільну схему будівельного водозниження та обґрунтовані заходи щодо забезпечення стійкості ґрунтового масиву в укосах проектного будівельного котловану.

КЛЮЧОВІ СЛОВА: ІНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГІЧНІ УМОВИ, ГІДРОДИНАМІЧНИЙ РЕЖИМ, ГЕОФІЛЬТРАЦІЙНІ ПРОЦЕСИ, ГІДРОГЕОМЕХАНІЧНА СТІЙКІСТЬ, МАТЕМАТИЧНЕ МОДЕЛЮВАННЯ

ЗМІСТ

ВСТУП	5
1 ФІЗИКО-ГЕОГРАФІЧНІ УМОВИ ДОСЛІДЖУВАНОЇ ТЕРИТОРІЇ.....	7
2 ГЕОЛОГО-ГІДРОГЕОЛОГІЧНІ ТА ІНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГІЧНІ УМОВИ ДІЛЯНКИ БУДІВНИЦТВА	10
2.1 Геологічна будова	10
2.2 Гідрогеологічні умови	14
2.3 Інженерно-геологічні явища та процеси	16
3 МОДЕЛЮВАННЯ СИСТЕМИ ВОДОЗНИЖЕННЯ НА ДІЛЯНЦІ ПРОЕКТОВАНОГО БУДІВНИЦТВА	18
3.1 Математичне забезпечення геофільтраційної моделі	18
3.2 Розрахункова схематизація і методика моделювання.....	25
3.3 Обґрунтування параметрів системи водозниження	31
4 ПРОГНОЗ РОЗВИТКУ НЕГАТИВНИХ ІНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГІЧНИХ ПРОЦЕСІВ НА ДІЛЯНЦІ ПРОЕКТОВАНОГО БУДІВНИЦТВА.....	43
4.1 Процес розрахунку гідрогеомеханічного стану ґрунтового масиву на ділянці проектуваного будівництва	43
4.2 Розрахункова схематизація і методика розрахунку	48
4.3 Оцінка гідрогеомеханічного стану і стійкості ґрунтового масиву	56
на ділянці проектуваного будівництва	56
ВИСНОВКИ ТА РЕКОМЕНДАЦІЇ.....	67
ПЕРЕЛІК ВИКОРИСТАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ	70
ДОДАТОК А Відзив наукового керівника на кваліфікаційну роботу	73
ДОДАТОК Б Рецензія на кваліфікаційну роботу	74
ДОДАТОК В Протокол перевірки кваліфікаційної роботи магістра	75

ВСТУП

Кваліфікаційна робота присвячена дослідженню геофільтраційних та геомеханічних процесів в ґрунтовому масиві та укосах будівельного котловану з обґрунтуванням заходів щодо забезпечення їх гідрогеомеханічної стійкості в умовах зміни гідродинамічного режиму.

Об'єктом досліджень є геофільтраційні та геомеханічні процеси в ґрунтовому масиві та укосах будівельного котловану на ділянці проектного будівництва насосної станції додаткової води ВП Запорізька АЕС ДП НАЕК "Енергоатом".

Мета кваліфікаційної роботи полягає в прогностичній оцінці гідродинамічного стану та гідрогеомеханічної стійкості ґрунтового масиву в умовах зміни його гідродинамічного режиму на основі геофільтраційних та геомеханічних розрахунків.

Для виконання поставленої в роботі мети вирішені наступні задачі:

- виконаний аналіз і узагальнення даних про геолого-гідрогеологічні та інженерно-геологічні умови ділянки будівництва;
- розроблені гідродинамічна та геомеханічна моделі досліджуваної ділянки, обґрунтована структура моделей та визначені початкові і граничні умови;
- виконана прогностична оцінка змін гідродинамічного режиму на ділянці будівництва у відповідності до варіантів системи водозниження;
- виконана оцінка гідродинамічного стану ґрунтового масиву в укосах будівельного котловану при роботі системи водозниження;
- визначена гідрогеомеханічна стійкість укосів будівельного котловану в умовах зміни гідродинамічного стану ґрунтового масиву;
- визначені заходи щодо запобігання негативних інженерно-геологічних процесів, пов'язаних зі зміною гідрогеологічних умов на ділянці будівництва.

За результатами виконаних розрахунків визначено доцільну схему будівельного водозниження та обґрунтовані заходи щодо забезпечення гідрогеомеханічної стійкості ґрунтового масиву в укосах проектного

будівельного котловану.

Основу для виконання прогнозних розрахунків склали результати інженерних вишукувань, дані режимних спостережень та матеріали досліджень, виконаних у різні роки ХІ "АТОМТЕПЛОЕЛЕКТРОПРОЕКТ", ХІ-ІВ "ЕНЕРГОПРОЕКТ", ВГТД СЕБтаС ВП "ЗАЕС".

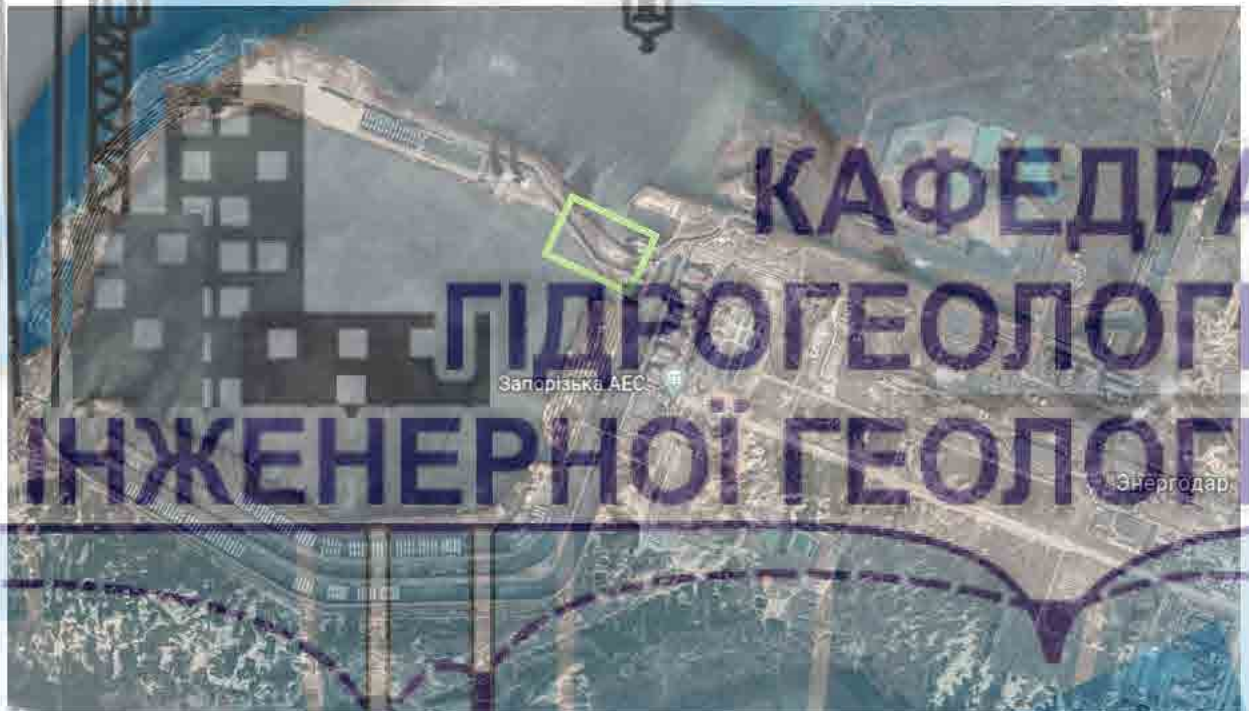
КЛЮЧОВІ СЛОВА: ІНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГІЧНІ УМОВИ, ГІДРОДИНАМІЧНИЙ РЕЖИМ, ГЕОФІЛЬТРАЦІЙНІ ПРОЦЕСИ, ГІДРОГЕОМЕХАНІЧНА СТІЙКІСТЬ, МАТЕМАТИЧНЕ МОДЕЛЮВАННЯ



КАФЕДРА ГІДРОГЕОЛОГІЇ ТА ІНЖЕНЕРНОЇ ГЕОЛОГІЇ

1 ФІЗИКО-ГЕОГРАФІЧНІ УМОВИ ДОСЛІДЖУВАНОЇ ТЕРИТОРІЇ

Адміністративно досліджувана ділянка знаходиться в м. Енергодар Запорізької області (рис. 1.1). Із північно-східної сторони обмежена Каховським водосховищем, з південно-західного – відвідним каналом від градирень та ставком-охолоджувачем.



 - ділянка проектного будівництва

Рисунок 1.1 – Оглядова карта ділянки робіт

В геоморфологічному відношенні досліджувана територія розташована в межах надзаплавної (піщаної) лівобережної Вітачевсько-Бузької тераси р. Дніпро і знаходиться на лівому березі Каховського водосховища.

До початку будівництва територія досліджень представлена акваторією Каховського водосховища, утвореного в основному по затопленій заплаві р. Конка і, частково, по береговій терасі р. Дніпро з еоловими формами рельєфу. Абсолютні відмітки поверхні дна Каховського водосховища змінювалися від 8,0 м до 9,8 м.

Для створення ставка-охолоджувача системи технічного водопостачання ЗАЕС на території акваторії Каховського водосховища виконана дамба шляхом гідронамиву піску. Ширина дамби змінюється від 350 до 400 м, потужність намитого тіла дамби – 10,5...13,6 м. В даний час абсолютні відмітки гребеня дамби становлять від 19,00 м до 20,00 м.

З несприятливих фізико-геологічних процесів відзначається підтоплення території підземними водами.

До основних водних об'єктів, що впливають на гідрогеологічну обстановку ділянки досліджень, відносяться:

- Каховське водосховище;
- ставок-охолоджувач;
- відвідний канал від градирень.

В кліматичному відношенні досліджуваний район відноситься до областей з помірно-континентальним кліматом з тривалим посушливим літом та нестійкою малосніжною зимою.

Середньорічні метеодані за період з 1996 по 2018 р. наведені за даними метеоділянки ЦРБ, розташованої в промисловій зоні м. Енергодар (табл. 1.1).

Найтеплішим відмічений 2007 рік, найбільш холодним – 1997 рік.

Середня температура повітря за період спостережень з 1997 по 2017 рік склала 11,4 °С.

Максимальне значення зафіксовано у липні 2010 року – плюс 39,8 °С.

Мінімальне значення – в січні 2006 року – мінус 25,0 °С

Середньорічна кількість опадів склала – **474,0 мм.**

Максимальна кількість опадів випала у 2004 році – 687,5 мм.

Найсухіший рік – 2011 рік, кількість опадів – 337,9 мм.

Середньорічна швидкість вітру – 2,9 м/с.

Переважаючим за період спостережень був вітер "схід-північно-східного" напрямку.

Таблиця 1.1 – Зведена таблиця метеорологічних даних за період з 1996 до 2018 рр.

Рік	Температура повітря, °С			Середня температура Каховського водосховища, °С	Середня температура ставка-охолоджувача, °С	Середня швидкість вітру, м/с	Максимальна швидкість вітру, м/с	Відносна вологість повітря, %	Атмосферний тиск повітря, мм. рт. ст.			Кількість атмосферних опадів, мм
	Середня	Максимальна	Мінімальна						Мередня	Максимальна	Мінімальна	
1996	11,3	37,3	-17,0	13,3	21,2	3,9	15	65	768,2	775,9	758,2	-
1997	9,6	32,2	-22,0	11,1	22,5	4,0	16	67	763,7	784,0	743,5	501,0
1998	11,0	38,6	-13,5	11,4	23,8	4,1	13	70	759,8	779,8	744,5	431,7
1999	11,7	38,7	-15,0	11,6	23,9	3,8	22	69	759,8	779,0	737,9	493,8
2000	11,0	38,9	-22,5	11,5	23,5	3,7	20	70	760,1	777,6	737,3	396,1
2001	11,1	37,4	-20,2	11,3	23,5	3,8	19	69	759,2	776,3	739,8	501,7
2002	11,2	39,4	-16,3	11,8	23,4	3,7	22	68	758,0	779,2	742,8	494,3
2003	10,0	33,7	-16,4	12,4	23,6	4,0	25	70	760,1	776,2	735,1	514,6
2004	10,9	35,5	-13,1	12,0	23,8	3,9	19	75	757,7	777,1	739,0	665,3
2005	11,3	37,6	-13,6	12,6	23,6	3,2	18	69	759,4	776,2	731,4	505,3
2006	10,6	36,6	-25,0	14,5	23,7	3,2	19	71	757,8	776,3	738,8	419,7
2007	12,5	39,7	-14,4	13,2	24,4	3,5	22	66	757,0	773,3	732,2	378,8
2008	11,7	37,2	-16,5	14,6	24,5	3,3	-	71	758,3	778,5	727,3	415,5
2009	11,9	38,4	-19,6	15,4	25,0	3,0	21	72	757,7	774,5	739,5	502,0
2010	12,3	39,8	-22,1	17,7	22,2	3,2	18	72	757,8	777,6	737,3	687,5
2011	11,0	36,7	-15,7	12,6	25	2,9	19	71	760,6	778,9	736,7	337,9
2012	12,3	37,6	-21,5	15,6	25,5	3,1	20	70	761,0	778,1	742,7	406,2
2013	12,3	36,2	-10,4	16,3	25,3	2,9	18	70	759,7	776,6	745,1	384,6
2014	11,7	38,8	-20,0	14,0	25,1	3,0	23	68	760,3	784,9	734,3	533,2
2015	12,3	37,2	-21,0	16,4	25,1	3,0	19	69	761,8	781,2	739,4	465,7
2016	11,8	39,6	-18,0	12,5	24,6	2,9	22	70	759,2	776,4	741,3	426,5
2017	12,1	38,1	-16,7	15,7	24,7	3,0	23	69	759,4	776,0	736,8	495,5
2018	12,3	36,6	-17,3	15,0	24,9	2,9	23	69	759,6	776,7	741,3	489,7
серед.	11,5	39,8	-25,0	13,4	24,0	3,4	25	70	759,8	784,9	727,3	474,9

2 ГЕОЛОГО-ГІДРОГЕОЛОГІЧНІ ТА ІНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГІЧНІ УМОВИ ДІЛЯНКИ БУДІВНИЦТВА

2.1 Геологічна будова

У геоструктурному відношенні досліджувана територія знаходиться в південній частині Українського кристалічного масиву.

В геологічній будові приймають участь протерозой-архейські відкладення, представлені магматичними та метаморфічними породами, та відкладення палеогенової, неогенової і четвертинної систем, представлені пісковиками, вапняками, глинами, пісками, лесовими суглинками та супісками [24,25].

У відповідності до ДБН В.1.1-12:2014 "Будівництво у сейсмічних районах України" та картою сейсмічного мікрорайонування ОСП-2004-В, територія знаходиться в 6-ти бальній сейсмічній інтенсивності протягом 50 років і середнім періодом повторюваності таких інтенсивностей – один раз у 1000 років.

За результатами сейсмотектонічних та сейсмологічних досліджень, виконаних в період 2011-2014 років, уточнений рівень сейсмічності для проектних основ складає:

- ПЗ (період повторюваності 1000 років) – 6 балів (за шкалою MSK-64), горизонтальні пікові прискорення на ґрунті (PGA): 0,080...0,085g;
- МРЗ (період повторюваності 10 000 років) – 7 балів (за шкалою MSK-64), горизонтальні пікові прискорення на ґрунті (PGA): 0,110...0,115g.

На досліджувану глибину до 20,0 м в геологічній будові ділянки будівництва приймають участь намівні ґрунти та ґрунти природного залягання, представлені наступними інженерно-геологічними елементами:

Намівні ґрунти (тіло дамби ставка-охолоджувача):

- **ІГЕ-1А₁** – пісок дрібний, пухкий, малої степені водонасичення, насичений водою.

- **ІГЕ-1А₂** – пісок дрібний, середньої щільності, малої степені водонасичення, насичений водою.
- **ІГЕ-1а₁** – пісок середній, пухкий, насичений водою.
- **ІГЕ-1а₂** – пісок середньої крупності, щільний, насичений водою.

Ґрунти природного залягання:

- **ІГЕ-4Б** – пісок дрібний, середньої щільності, насичений водою.
- **ІГЕ-4В** – пісок дрібний, щільний, насичений водою.
- **ІГЕ-5** – пісок середньої крупності, насичений водою.

За петрографічним складом – пісок кварцовий.

Кварцові зерна відрізняються високим ступенем окатаності, гладкою поверхнею. Зустрічаються зерна с тонкоколоїдною плівкою, жовтуватого, бурого кольору (гідроксиди заліза). Контакт зерен точковий, обумовлений підвищеною пористістю пісків, у т. ч. і при його ущільненні.

Фізико-механічні властивості ґрунтів характеризуються наступними величинами та їх значеннями.

ІГЕ-1А₁ – намивний шар – пісок дрібний, пухкий, малого ступеню водонасичення, насичений водою.

Ґрунти зустрінуті повсюдно у вигляді шару з поверхні до абс. відм. 17,26...18,44 м (гл. 0,5...1,5 м) та у вигляді лінзи у пісках намивних середньої щільності (**ІГЕ-1А₂**) з абс. відм. 16,14 м (гл. 2,8 м) до 15,14 м (гл. 3,8 м).

Основні показники фізико-механічних властивостей ґрунтів наступні:

$\rho_d = 1,49 \text{ т/м}^3$ ($\gamma_d = 14,9 \text{ кН/м}^3$); $e = 0,769...0,767$; $C = 0,0 \text{ кПа}$; $\varphi = 28,0^\circ$; питома вага ґрунту $\gamma = 15,5...19,0 \text{ кН/м}^3$ (відповідно вище і нижче РГВ).

Питома вага частинок ґрунту $\gamma_s = 26,5 \text{ кН/м}^3$.

Нормативне значення модуля деформації $E = 13,0 \text{ МПа}$ (ДБН В.2.1-10-2009 "Основи та фундаменти споруд", додаток В, табл. В1).

ІГЕ-1А₂ – намивний шар – пісок дрібний, середньої щільності, малого ступеню водонасичення, насичений водою.

Ґрунти поширені повсюдно з абс. відм. 17,26...18,44 м (гл. 0,5...1,5 м)

до абс. відм. 13,16...13,94 м (гл. 5,0...5,6 м).

Основні показники фізико-механічних властивостей ґрунтів наступні:

$\rho_d = 1,54...1,55 \text{ т/м}^3$ ($\gamma_d = 15,4...15,5 \text{ кН/м}^3$); $e = 0,722...0,712$; $C = 1,0 \text{ кПа}$;
 $\varphi = 29,0...30,0^\circ$; питома вага ґрунту $\gamma = 16,0...19,4 \text{ кН/м}^3$ (відповідно вище і
 нижче РГВ).

Питома вага частинок ґрунту $\gamma_s = 26,5 \text{ кН/м}^3$.

Нормативне значення модуля деформації $E = 23,0 \text{ МПа}$ (ДБН В.2.1-10-2009 "Основи та фундаменти споруд", додаток В, табл. В1).

ІГЕ-1a₁ – намівний шар – пісок середньої крупності, пухкий, насичений водою.

Ґрунти зустрінуті локально, у вигляді лінзи потужністю до 1,6 м з абс. відм. 14,91 м (гл. 3,9 м) до абс. відм. 13,21 м (гл. 5,6 м) в західній частині комплексу споруд насосної станції додаткової води.

Основні показники фізико-механічних властивостей ґрунтів наступні:

$\rho_d = 1,50 \text{ т/м}^3$ ($\gamma_d = 15,0 \text{ кН/м}^3$); $e = 0,760$; $C = 0,0 \text{ кПа}$; $\varphi = 28,0^\circ$; питома вага ґрунту $\gamma = 19,0 \text{ кН/м}^3$.

Питома вага частинок ґрунту $\gamma_s = 26,5 \text{ кН/м}^3$.

Нормативне значення модуля деформації $E = 15,0 \text{ МПа}$ (ДБН В.2.1-10-2009 "Основи та фундаменти споруд", додаток В, табл. В1).

ІГЕ-1a₂ – намівний шар – пісок середньої крупності, середньої щільності, насичений водою.

Ґрунти зустрінуті локально, у вигляді прошарку з абс. відм. 14,16...15,97 м (гл. 3,3...4,6 м) до абс. відм. 13,46...14,97 м (гл. 4,3...5,0 м).

Основні показники фізико-механічних властивостей ґрунтів наступні:

$\rho_d = 1,53 \text{ т/м}^3$ ($\gamma_d = 15,3 \text{ кН/м}^3$); $e = 0,730$; $C = 1,0 \text{ кПа}$; $\varphi = 29,0^\circ$; питома вага ґрунту $\gamma = 19,3 \text{ кН/м}^3$.

Питома вага частинок ґрунту $\gamma_s = 26,5 \text{ кН/м}^3$.

Нормативне значення модуля деформації $E = 25,0 \text{ МПа}$ (ДБН В.2.1-10-2009 "Основи та фундаменти споруд", додаток В, табл. В1).

ІГЕ-4Б – пісок дрібний, середньої щільності, насичений водою.

Ґрунти розповсюджені повсюдно від абс. відм. 13,25...14,91 м (гл. 3,9...5,8 м) до абс. відм. 11,25...10,4 м (гл. 7,8...8,4 м).

Основні показники фізико-механічних властивостей ґрунтів наступні:

$\rho_d = 1,56 \text{ т/м}^3$ ($\gamma_d = 15,6 \text{ кН/м}^3$); $e = 0,683$; $C = 2,0 \text{ кПа}$; $\varphi = 31,0^\circ$; питома вага ґрунту $\gamma = 19,8 \text{ кН/м}^3$.

Питома вага частинок ґрунту $\gamma_s = 26,5 \text{ кН/м}^3$.

Нормативне значення модуля деформації $E = 30,0 \text{ МПа}$ (ДБН В.2.1-10-2009 "Основи та фундаменти споруд", додаток В, табл. В1).

ІГЕ-4В – пісок дрібний, щільний, насичений водою.

Ґрунти розповсюджені повсюдно з абс. відм. 10,46...11,27 м (гл. 8,0...8,3 м) до абс. відм. 0,76...1,27 м (гл. 18,0 м).

Основні показники фізико-механічних властивостей ґрунтів наступні:

$\rho_d = 1,78 \text{ т/м}^3$ ($\gamma_d = 17,8 \text{ кН/м}^3$); $e = 0,500$; $C = 5,0 \text{ кПа}$; $\varphi = 37,0^\circ$; питома вага ґрунту $\gamma = 21,0 \text{ кН/м}^3$.

Питома вага частинок ґрунту $\gamma_s = 26,5 \text{ кН/м}^3$.

Нормативне значення модуля деформації $E = 45,0 \text{ МПа}$ (ДБН В.2.1-10-2009 "Основи та фундаменти споруд", додаток В, табл. В1).

ІГЕ-5 – пісок середньої крупності, щільний, насичений водою.

Ґрунти розповсюджені повсюдно з абс. відм. 0,76...1,27 м (глибина 18,0 м) і зустрінуті у вигляді лінзи в щільних пісках з абс. відм. 6,56 м (глибина 12,2 м) до абс. відм. 6,06 м (гл. 12,7 м).

Основні показники фізико-механічних властивостей ґрунтів наступні:

$\rho_d = 1,67 \text{ т/м}^3$ ($\gamma_d = 16,7 \text{ кН/м}^3$); $e = 0,590$; $C = 2,0 \text{ кПа}$; $\varphi = 37,0^\circ$; питома вага ґрунту $\gamma = 20,2 \text{ кН/м}^3$.

Питома вага частинок ґрунту $\gamma_s = 26,5 \text{ кН/м}^3$.

Нормативне значення модуля деформації $E = 40,0 \text{ МПа}$ (ДБН В.2.1-10-2009 "Основи та фундаменти споруд", додаток В, табл. В1).

2.2 Гідрогеологічні умови

Гідрогеологічні умови ділянки на розвідану глибину характеризуються розвитком четвертинного водоносного горизонту, який підрозділяється на два підгоризнти [24]. Перший підгоризонт приурочений до товщі намивних ґрунтів (ПГЕ-1А), другий – до товщі четвертинних пісків шарів ПГЕ-4, 5. Потужність водоносного горизонту від 16,0 до 20,0 м.

Відносним водотривам слугують невитримані за простяганням суглинки ПГЕ-7 (7а) і (або) супіски ПГЕ-8. Регіональним водотривам слугують глини (ПГЕ-9), що розповсюджені повсюдно і залягають на глибинах 33,0...35,0 м (абс. відм. –13,00... 14,00 м).

Живлення водоносного горизонту відбувається за рахунок інфільтрації атмосферних опадів і води ставка-охолоджувача. Розвантаження горизонту здійснюється в Каховське водосховище (НПР 15,00...16,28 м).

Водопроникність водовміщуючої товщі середня і висока.

Коефіцієнт фільтрації дрібних пісків природного залягання 5,3 м/добу, намивних дрібних пісків – 10,0 м/добу.

Рівень підземних вод на період виконання вишукувань (серпень 2018 р.) розкритий на абс. відм. 16,14...16,61 м, що відповідає глибинам 2,2...2,3 м. Прогнозований рівень підземних вод (при максимальному розрахунковому рівні 1% забезпеченості у Каховському водосховищі 16,35 м) можливий на абс. відм. 16,65 м.

Другий водоносний підгоризонт приурочений до алювіальних пісків середньої крупності, що залягають на розмитій поверхні глин сірогозької світи. Коефіцієнт фільтрації пісків середньої крупності складає 20,0 м/добу. Живлення другого водоносного підгоризонту відбувається за рахунок інфільтрації води з верхнього водоносного підгоризонту, розвантаження – у залягаючі нижче водоносні горизонти.

Водоносні підгоризнти мають тісний гідравлічний зв'язок. Водоносний комплекс четвертинних відкладень безнапірний. Гідрогеологічний ре-

жим підземних вод на ділянці будівництва залежить від режимів Каховського водосховища і ставка-охолоджувача. Середньомісячні значення рівневого режиму водних об'єктів ГТС у період з 2017 по 2018 рр. наведені у таблиці 2.1.

Таблиця 2.1 – Середньомісячні значення рівневого режиму водних об'єктів ГТС у період з 2017 по 2018 рр. [24]

Дата	Абс. відм. положення дзеркала води у Каховському водосховищі, м	Абс. відм. положення дзеркала води ставка-охолоджувача, м
01.01.2017	15,75	16,59
01.02.2017	15,68	16,60
01.03.2017	15,42	16,60
01.04.2017	15,76	16,60
01.05.2017	16,13	16,59
01.06.2017	16,18	16,60
01.07.2017	15,96	16,52
01.08.2017	15,81	16,57
01.09.2017	15,66	16,60
01.10.2017	15,57	16,51
01.11.2017	15,57	16,59
01.12.2017	15,63	16,59
01.01.2018	15,72	16,60
01.02.2018	15,59	16,55
01.03.2018	15,71	16,59
01.04.2018	16,18	16,59
01.05.2018	16,19	16,59
01.06.2018	16,19	16,59
01.07.2018	15,97	16,59

За результатами гідрогеологічного моніторингу за період з 2005 р. по 2017 р. мінімальний рівень підземних вод зафіксовано на абс. відм. 15,74 м, глибина залягання – 3,49 м (березень 2010 р.); максимальний – на абс. відм. 16,92 м, глибина залягання 1,47 м (червень 2005 р.); річна амплітуда коливання рівня ґрунтових вод складає від 0,08 м у 2009 р. до 0,63 м – у 2010 р.

За період з травня 2017 р. по травень 2018 р. рівень підземних вод змінювався незначно – максимальний рівень відзначено в травні 2017 р. на абс. відм. 16,67 м, глибина – 1,69 м, мінімальний рівень – на абс. відм. 15,95 м, глибина – 3,28 м у жовтні 2017 р.

2.3 Інженерно-геологічні явища та процеси

В період експлуатації гідротехнічних споруд, на ділянках, прилеглих до майданчика проектного будівництва, зафіксовані наступні негативні техногенні процеси [24]:

- обвалення укосу ковша, що примикає до насосної станції № 1 зі сторони бризкальних басейнів (1993 рік);
- сповзання берегового уступу, складеного пухкими пісками зворотної засипки на ділянці примикання до будівлі насосної станції № 1 подачі води на градирні (1993 рік);
- сповзання берегового укосу підвідного каналу Запорізької ТЕС на ділянці приймального ковша БНС-2 (1997 рік);
- порушення статичної рівноваги ґрунтового масиву, викликане гідродинамічним підпором зі сторони бризкальних басейнів і градирень під час пробного пуску.

За результатами виконаних інженерно-геологічних і гідрогеологічних вишукувань в товщі пухких пісків виділені зони техногенного розуцільнення їх до пухкого, динамічно нестійкого стану. В період вишукувань на стадії проектування ЗАЕС ґрунти з такою щільністю не зустрічались.

Берегові укоси біля НС-1 дотепер продовжують знаходитися в аварійному стані, негативні техногенні процеси проявляються у вигляді обвалень (сповзання) берегової зони, руйнування відмостки будівлі НС-1, осідання бетонного укосу.

Причини зсувних процесів і техногенного розуцільнення ґрунтів до кінця не з'ясовані.

Найбільш ймовірними причинами техногенного розуцільнення можуть бути:

- недостатнє ущільнення піщаного ґрунту зворотної засипки при будівельних і планувальних роботах;
- зміна властивостей техногенних (насипних, намивних) пісків при са-

моущільненні;

- вплив гідродинамічного режиму водосховища;
- суфозійний (механічний) винос ґрунту;
- вплив динамічного навантаження від автотранспортних засобів в умовах нестійких ґрунтів основи;
- сейсмічний вплив на ґрунти.

За результатами візуального обстеження дамби ставка-охолоджувача у 2012 році встановлено наступне:

- активізація процесів переробки берегової лінії внутрішнього укосу дамби (розмив, зсуви, утворення заток) переважно в місцях відсутності щебенево-брилового накидання;
- непроєктні техногенні водойми (озера) на дамбі;
- перепрофілювання верхньої частини призми (зміщення ґрунтових мас, утворення уступів) на ділянці між автодорогою і береговою лінією у районі відвідного каналу від градирень;

- переробка берегової лінії зовнішнього укосу дамби (розмив укосів, утворення пляжів) в місцях відсутності чи деформації щебенево-брилового накидання;

- активізація процесів переробки берегової лінії зовнішнього укосу дамби (утворення уступів і терас);
- перевірювання пісків внутрішньої частини дамби на ділянках, не закріплених трав'яною і деревною рослинністю.

Дотепер процес деформації ґрунтів зворотної засипки і тіла дамби на період вишукувань знаходиться у динамічному стані.

3 МОДЕЛЮВАННЯ СИСТЕМИ ВОДОЗНИЖЕННЯ НА ДІЛЯНЦІ ПРОЕКТОВАНОГО БУДІВНИЦТВА

3.1 Математичне забезпечення геофільтраційної моделі

При дослідженні гідродинамічного режиму ділянки проектного будівництва насосної станції додаткової води ВП Запорізької АЕС ДП НАЕК "Енергоатом" використана чисельна модель геофільтрації, яка представляє собою модель тривимірного потоку підземних вод постійної щільності в пористому середовищі і описується частковим диференціальним рівнянням [1,5,6,14,15]:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(k_{xx} \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(k_{yy} \frac{\partial h}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(k_{zz} \frac{\partial h}{\partial z} \right) + W = S_s \frac{\partial h}{\partial t}, \quad (3.1)$$

де k_{xx} , k_{yy} і k_{zz} – гідрравлічні провідності у напрямку координатних осей X , Y і Z ; (L/T); h – шукана функція напору (L); W – одинична витрата потоку (T^{-1}); для вхідного потоку $W > 0$, для вихідного потоку $W < 0$; S_s – питома ємність пористого середовища (L^{-1}); t – час (T).

Рівняння (3.1) разом з граничними і початковими умовами описує тривимірний нестационарний потік підземних вод в гетерогенному і анізотропному середовищі за умови, що основні напрямки гідрравлічних провідностей співпадають з напрямками координатних осей [3,4,5,12,13].

Для вирішення рівняння (3.1) в чисельній моделі використовується метод кінцевих різностей, для чого виконується дискретизація області фільтрації прямокутною сіткою на окремі розрахункові блоки. В межах кожного блоку існує лише одна точка, яка називається вузловою, і для якої розраховується значення напору.

Параметри сітки визначаються розмірами окремих блоків DEL_R і DEL_C . Колонки блоків нумеруються, починаючи з лівої сторони, рядки пронумеровані починаючи з верхнього краю сітки (в плановому представленні).

$DEL R_j$ – ширина блоків в колонці j . Точно також $DEL C_i$ – ширина блоків (зверху донизу в плановому представленні) в межах кожного з рядів сітки $NROW$.

Нумерація розрахункових шарів у вертикальному розрізі виконується зверху донизу.

Рівняння в кінцевих різницях для розрахункових блоків області фільтрації має вигляд:

$$\begin{aligned}
 & CR_{i,j-\frac{1}{2},k} (h_{i,j-1,k}^m - h_{i,j,k}^m) + CR_{i,j+\frac{1}{2},k} (h_{i,j+1,k}^m - h_{i,j,k}^m) + \\
 & + CC_{i-\frac{1}{2},j,k} (h_{i-1,j,k}^m - h_{i,j,k}^m) + CC_{i+\frac{1}{2},j,k} (h_{i+1,j,k}^m - h_{i,j,k}^m) + \\
 & + CV_{i,j,k-\frac{1}{2}} (h_{i,j,k-1}^m - h_{i,j,k}^m) + CV_{i,j,k+\frac{1}{2}} (h_{i,j,k+1}^m - h_{i,j,k}^m) + \\
 & + P_{i,j,k} h_{i,j,k}^m + Q_{i,j,k} = SS_{i,j,k} (DEL R_j \cdot DEL C_i \cdot THICK_{i,j,k}) \frac{h_{i,j,k}^m - h_{i,j,k}^{m-1}}{t^m - t^{m-1}}, \quad (3.2)
 \end{aligned}$$

де $h_{i,j,k}^m$ – напір в блоці i, j, k на часовому кроці m (L); CV , CR и CC – гідравлічні провідності, або провідності в інтервалі між вузлом i, j, k і сусіднім вузлом (L^2/T); $P_{i,j,k}$ – сума коефіцієнтів при напорі, які визначають витрати притока-відтоку в блоці (L^2/T); $Q_{i,j,k}$ – сумарні значення витрат притоку-відтоку (L^3/T): $Q_{i,j,k} > 0,0$ – приток, $Q_{i,j,k} < 0,0$ – відтік; $SS_{i,j,k}$ – питома ємність (L^{-1}); $DEL R_j$ – ширина блоку j -ої колонки у всіх рядах (L); $DEL C_i$ – ширина блоку i -го ряду у всіх колонках (L); $THICK_{i,j,k}$ – вертикальна товщина блоку i, j, k (L); t^m – час на часовому кроці m (T).

Для визначення гідравлічної провідності між вузлами, на відміну від гідравлічної провідності в межах розрахункового блоку, використовується нижній індекс "1/2". Наприклад, $CR_{i,j+\frac{1}{2},k}$ представляє провідність між вузлами i, j, k і $i, j+1, k$.

В умовах стаціонарного потоку ємність постійна, тому права частина рівняння (3.2) порівнюється до нуля.

Застосування рівняння (3.2) одночасно до всіх блоків модельованої області визначає формування системи рівнянь, рішення якої дозволяє встановити напір у вузловій точці кожного розрахункового блоку.

Для чисельного рішення рівняння (3.2) приведено до вигляду:

$$\begin{aligned}
 & CV_{i,j,k-\frac{1}{2}} h_{i,j,k-1} + CC_{i-\frac{1}{2},j,k} + CR_{i,j-\frac{1}{2},k} h_{i,j-1,k} + \\
 & + (-CV_{i,j,k-\frac{1}{2}} - CC_{i-\frac{1}{2},j,k} - CR_{i,j-\frac{1}{2},k} - \\
 & - CR_{i,j+\frac{1}{2},k} - CC_{i+\frac{1}{2},j,k} - CV_{i,j,k+\frac{1}{2}} + HCOF_{i,j,k}) h_{i,j,k} + \\
 & + CR_{i,j+\frac{1}{2},k} h_{i,j+1,k} + CC_{i+\frac{1}{2},j,k} h_{i+1,j,k} + CV_{i,j,k+\frac{1}{2}} h_{i,j,k+1} = RHS_{i,j,k}. \quad (3.3)
 \end{aligned}$$

Це рівняння відноситься до часового кроку m , однак параметр часу опущений для спрощення наведеного виразу.

В рівнянні (3.3) $HCOF_{i,j,k}$ містить $P_{i,j,k}$ і складову ємності, яка визначається напором на поточному часовому кроці (від'ємний знак з'являється через переніс доданка в ліву частину рівняння). $RHS_{i,j,k}$ містить витрату потоку Q (від'ємний знак з'являється через переніс доданка в праву частину рівняння), і частина питомої ємності, яка помножена на значення напору на часовому кроці $m-1$.

Параметри CV , CR і CC та пов'язані зі складовою ємності параметри $HCOF$ і RHS розраховуються в одному пакеті, який називається внутрішнім пакетом потоку.

При розрахунку вертикальної провідності $VCONT$ використовуються вертикальні гідравлічні провідності k_{zz} і товщини різних гідрогеологічних одиниць (розрахункових шарів) в межах блоків, а розрахунок провідності виконується за формулою:

$$VCONT_{i,j,k+\frac{1}{2}} = \frac{1}{\frac{(THICK_{i,j,k})/2}{k_{i,j,k}^z} + \frac{(THICK_{i,k,k+1})/2}{k_{i,j,k+1}^z}}, \quad (3.4)$$

де $VCONT_{i,j,k+\frac{1}{2}}$ – вертикальна провідність між верхнім та нижнім розрахунко-

вими шарами ($1/T$), $k_{i,j,k}^z$, $k_{i,j,k+1}^z$, $THICK_{i,j,k}$, $THICK_{i,j,k+1}$ – вертикальні гідравлічні провідності, (L/T), і товщини відповідно верхнього та нижнього розрахункових шарів, (L).

В структурі чисельної моделі при використанні одного пакета параметрів внутрішнього потоку (далі пакета) використовуються пакети характеристик витрат, до яких відносяться живлення в межах модельованої області і на її контурах, інфільтраційне живлення, робота водозабірних і нагнітаючих свердловин та інше.

Кожен пакет, який містить різні джерела живлення або розвантаження, називається пакетом характеристик витрат, при цьому розвантаження розглядається як від'ємне живлення.

Пакет розподіленого по площі живлення використовується для моделювання поповнення запасів підземних вод, як за рахунок інфільтраційного живлення атмосферними водами, так і надходження на поверхню підземних вод притоку з інших джерел площинного характеру. В чисельній моделі пакет вимагає двовимірний масиву значень живлення для кожного блоку сітки в горизонтальній площині і додатково двовимірний масиву для розрахункового шару, де поповнення буде застосовуватися для кожного блоку сітки в горизонтальній площині.

За замовчуванням інфільтраційне живлення в пакеті витрат застосовується до самого верхнього активного (водонасиченого) шару моделі в межах кожного вертикального стовпа розрахункових блоків сітки.

Пакет випаровування моделює ефект транспірації рослин, прямого випаровування і просочування на поверхню землі. Для роботи пакета потрібна інформація щодо величини евапотранспірації і глибини залягання рівня ґрунтових вод, нижче якої випаровування незначне.

Пакет заснований на наступних положеннях: коли рівень ґрунтових вод знаходиться на рівні або вище поверхні землі (у верхній частині шару 1), витрата від випаровування ґрунтових вод відбувається при максимальній встановленій величині випаровування; при висоті рівня ґрунтових вод нижче

глибини можливого випаровування, або під шаром 1, випаровування з поверхні ґрунтових вод відсутнє.

Для врахування впливу поверхневих водних об'єктів на підземні води в чисельній моделі використовується пакет, який дозволяє реалізовувати в розрахунковій схемі модельованої області роботу граничної умови третього роду. Поверхневі водні об'єкти можуть або сприяти поповненню запасів води в загальній системі підземних вод, не виступаючи в якості зон розвантаження останніх (в залежності від гідравлічного градієнта між поверхнею води в річках і в системі підземних вод), або виступати в якості контурів дренажу підземних вод на ділянці їх гідравлічного взаємозв'язку.

Пакет враховує взаємодію в системі "поверхневі води – підземні води" за рахунок просочування води через шар, що розділяє поверхневий водотік і систему підземних вод. Для роботи пакета в кожному блоці сітки, що містить дану граничну умову, повинна бути задана наступна інформація: відмітка вільної поверхні води в річці; відмітка нижньої частини шару просочування (підруслових відкладень), і числовий параметр провідності, який представляє собою опір потоку між поверхневими і підземними водами через розділяючий шар підруслових відкладень.

Значення провідності може бути розраховане за протяжністю і шириною річки в розрахунковому блоці, потужністю підруслових відкладень і вертикальною провідністю матеріалу русла з використанням наступної формули:

$$C = \frac{L \cdot W \cdot K}{M}, \quad (3.5)$$

де C – провідність, (L^2/T); L и W – відповідно протяжність і ширина річки в розрахунковому блоці, (L); M – потужність підруслових відкладень, (L); K – вертикальна гідравлічна провідність матеріалу русла (L/T).

Завдання граничних умов на контурі модельованої області у випадку значного віддалення реальних джерел живлення і/або розвантаження від контурів досліджуваної ділянки (об'єкта) реалізовано в пакеті, який моделює

віддалену границю із забезпеченим живленням ($H = Const$). Потік в/із розрахунковий блок від зовнішнього джерела встановлюється пропорційно різниці між напорами в блоці на зовнішньому контурі моделі і напором на контурі забезпеченого живлення і відстані між ними.

Застосування цієї граничної умови доцільно у тому випадку, коли необхідно уникнути зайвого розширення досліджуваної області для досягнення її контурами елементів, які розташовані поза межами моделі і впливають на напори в розрахункових блоках.

Вплив віддаленої границі із забезпеченим живленням на напори в блоках модельованої області враховується завданням на її контурі величини гідралічної провідності, яка може бути розрахована за формулою:

$$C = \frac{(L \cdot W) \cdot K}{D}, \quad (3.6)$$

де $L \cdot W$ – площа перерізу потоку в блоці на зовнішньому контурі модельованої області, (L^2); K – середня гідралічна провідність водоносного шару в інтервалі між контуром моделі і джерелом забезпеченого живлення, (L/T); D – відстань між контуром моделі і джерелом забезпеченого живлення, (L).

Водозабірні свердловини в чисельній моделі відтворюються завданням від'ємних значень витрат у блоках, в межах яких розташовані модельовані свердловини. Основними параметрами, що визначають роботу водозабірних свердловин, є їх просторові координати, глибина закладення, діаметр, інтервал встановлення фільтру (водоприймальної частини) і розрахунковий дебіт.

При перетині водоприймальною частиною свердловини декількох шарів дольова участь кожного шару, що перетинається, у загальному водопри-тоці до свердловини визначається довжиною відповідного інтервалу і гідралічною провідністю розрахункового шару на контурі свердловини. Витрата водозабірної свердловини для i -го розрахункового шару визначається за формулою:

$$Q_i = \frac{L_i K_{xi}}{\sum (LK_x)_i} Q_t \quad (3.7)$$

де Q_i – приток до свердловини із i -го розрахункового шару протягом розрахункового періоду часу, (L^3/T); Q_i – приток до свердловини протягом цього ж часового періоду, (L^3/T); L_i – довжина водоприймальної частини свердловини в i -ому шарі, (L); K_x – гідравлічна провідність в напрямку x в i -ому розрахунковому шарі, (L/T); $\sum(LK_x)_i$ – сума добутоків довжин водоприймальної частини свердловини і гідравлічні провідності у напрямку x для всіх шарів, що перетинаються свердловиною.

У процесі виконання основного пакету чисельного рішення пакетом витрат для водозабірних свердловин передбачена зміна їх характеристик у відповідності до часової дискретизації чисельної моделі на кожному m -му часовому кроці.

Пакет дренажу в чисельній моделі використовується для врахування ефекту контурного або площинного водозниження, в результаті якого із водоносного шару видаляється вода у кількості, пропорційній різниці між відміткою рівня води у водоносному горизонті і деякою фіксованою відміткою в межах контуру (площі) водозниження. Пакет підтримує тільки можливість відтоку і його робота не має ніякого ефекту, якщо рівень води у водоносному горизонті знижується нижче заданої фіксованої відмітки на контурі стоку.

Для роботи пакета в якості вихідних даних для кожного блоку, який містить цю граничну умову, потрібна наступна інформація: відмітки вільної поверхні води по контуру або площі дрени (при потужності потоку на контурі дренажування, що забезпечує відтік води), провідність на ділянці відтоку, що описує втрати напору між контуром дренажування і системою підземних вод.

Провідність, як числовий параметр, що відображує опір потоку між контуром дренажування і системою підземних вод, розраховується за формулами:

- для провідності на одиницю довжини

$$COND = RCHLNG \cdot LCOND; \quad (3.8)$$

- для провідності на одиницю площі

$$COND = DX \cdot DY \cdot SCOND, \quad (3.9)$$

де $COND$ – провідність, (L^2/T), $RCHLNG$ – довжина контуру дренажу в кожному осередку сітки, (L); $LCOND$ – провідність на одиницю довжини контуру дренажу в кожному блоці сітки, (L/T); DX – довжина блоку сітки в X -напрямку, (L); DY – довжина блоку сітки в Y -напрямку, (L); $SCOND$ – провідність на одиницю площі дренажу в кожному блоці сітки, ($1/T$).

Головним компонентом часової дискретизації є часовий крок. Часові кроки групуються в розрахункові періоди, причому, вихідні дані можуть змінюватися в межах кожного розрахункового періоду.

Для кожного розрахункового періоду визначається його повна довжина ($PERLEN$), число часових кроків ($NSTP$) і множник для довжини послідовних часових кроків ($TSMULT$). Таким чином, крок n -го відрізка часу – довжина часового кроку $n-1$ часу $TSMULT$ раз. Тривалість першого часового кроку Δt_1 може бути визначена із наступного виразу:

$$\Delta t_1 = PERLEN \left(\frac{TSMULT^{NSTP} - 1}{TSMULT - 1} \right) \quad (3.10)$$

В нестационарних рішеннях тривалість окремих розрахункових періодів встановлюється у відповідності до набору часових змін розрахункових параметрів моделі і пакетів характеристик витрат.

3.2 Розрахункова схематизація і методика моделювання

Розрахункова схематизація ділянки будівництва в геофільтраційній моделі виконана виходячи з просторового положення будівельного майданчика в межах дамби ставка-охолоджувача, характеру залягання водопроникних шарів і їх потужності, гідралічної проникності водовмісних шарів, наявності гідродинамічних границь із забезпеченим живленням і характеру взаємозв'язку підземних і поверхневих вод.

Просторове положення будівельного майданчика в межах дамби ставка-охолоджувача Запорізької АЕС наведено на рис. 3.1



Рисунок 3.1 – Схема розташування будівельного майданчика в межах дамби ставка-охолоджувача

В умовах, що розглядаються, модельована область представлена ділянкою дамби, обмеженою північно-західною контурою акваторією Каховського водосховища, на південному і південно-східному – відвідним каналом Запорізької АЕС. Для відображення в розрахунковій схемі основних елементів будівельного майданчика модельована область розмірами 290 * 210 м деталізована кінцево-різницевою сіткою 58 * 42. Блоки з розмірами окремих блоків 5 * 5 м. Загальна площа модельованої області – 60,9 тис. м² (рис. 3.2).

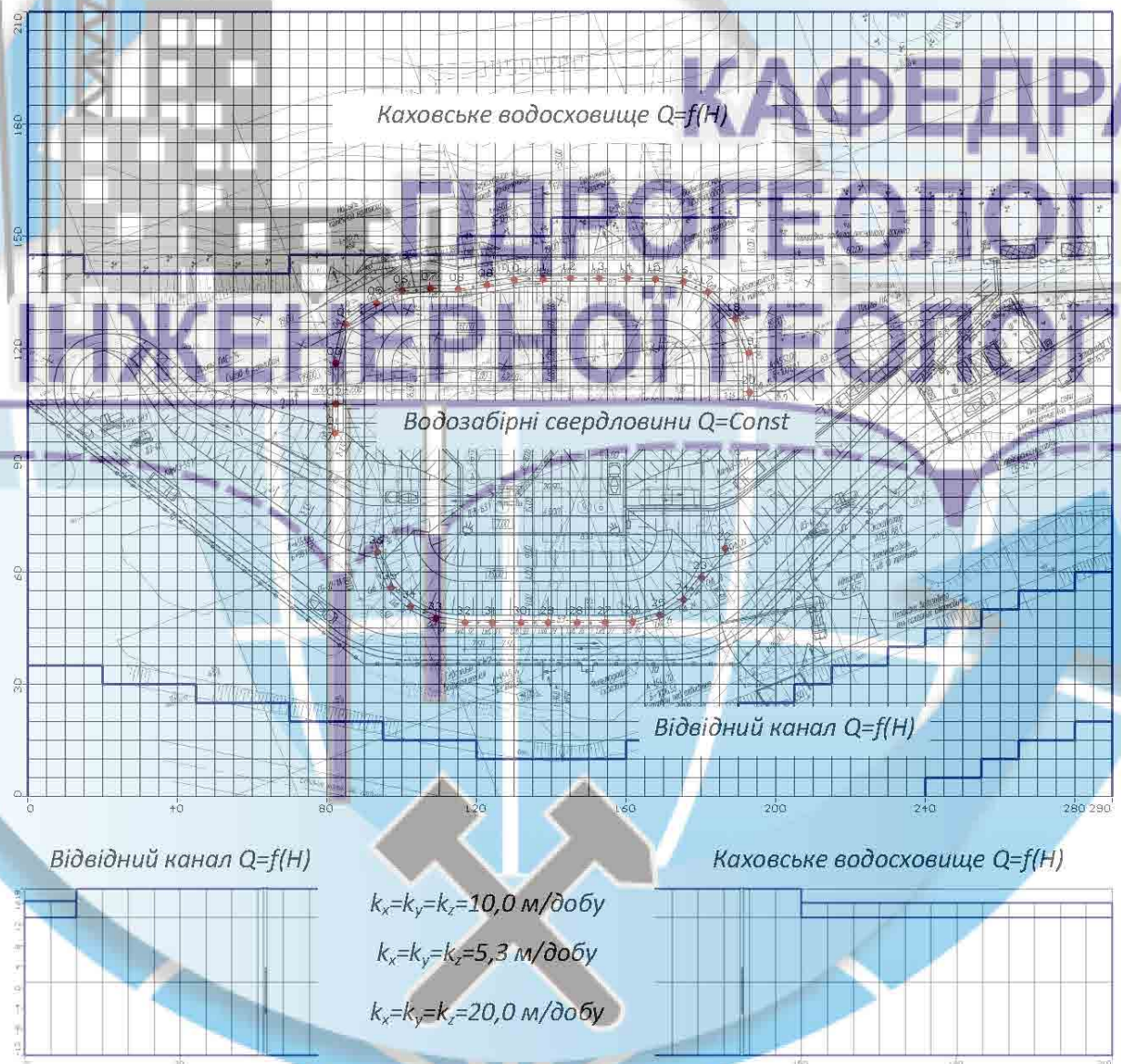


Рисунок 3.2 – Гідродинамічна схематизація ділянки
проектного будівництва

Згідно з даними інженерно-геодезичних і інженерно-геологічних вишукувань, а також режимних спостережень розрахункові параметри модельованої області і її гідродинамічних границь, якими є Каховське водосховище і відвідний канал Запорізької АЕС, визначені наступним чином:

- абсолютна відмітка дамби ставка-накопичувача – 19,00 м;
- абсолютна відмітка НПГ Каховського водосховища при 1% забезпеченості – 16,35 м;
- абсолютна відмітка дна Каховського водосховища – 14,00 м;
- абсолютна відмітка рівня води у відвідному каналі – 16,60 м;
- абсолютна відмітка дна відвідного каналу – 14,00 м.

Структура геофільтраційної моделі відповідно до геологічної будови досліджуваної ділянки і характеру залягання розвинених в її межах водоносних горизонтів приведена до тришарової товщі, у якості нижньої границі якої прийнята поверхня сірогозських глин.

Відповідно до прийнятої структури розрахункові шари геофільтраційної моделі представлені наступним чином:

1 шар – водоносний – представлений обводненою товщею пісків намішаних дрібних і середньої крупності в інтервалі абсолютних відміток 13,50...19,00 м, загальною потужністю 5,5 м;

2 шар – водоносний – представлений обводненою товщею пісків дрібних природного залягання в інтервалі абсолютних відміток 1,00...13,50 м, загальною потужністю 12,5 м;

3 шар – водоносний – складений обводненою товщею пісків середньої крупності, що залягають на еродованій поверхні сірогозських глин в інтервалі абсолютних відміток -13,00...1,0 м, загальною потужністю 14,0 м.

Характер залягання розрахункових шарів і їх потужності встановлені за даними буріння розвідувальних свердловин [24] і стратиграфічного розчленування порідної товщі, і відображають загальні закономірності геологічної будови досліджуваної території.

Гідродинамічні границі на контурах модельованої області, представле-

ні акваторією Каховського водосховища і відвідним каналом Запорізької АЕС, в геофільтраційній моделі задані граничною умовою третього роду $Q = f(H)$, що забезпечує прямий гідравлічний зв'язок підземних і поверхневих вод при величині водопровідності підруслових відкладень в межах розрахункових блоків 125 м²/добу.

Водозабірні свердловини за умови постійності дебітів (продуктивності) представлені у чисельній моделі згідно з їх просторовим положенням граничною умовою другого роду $Q = Const$ (див. рис. 3.2).

Фільтраційні параметри водовмісних порід в межах розрахункових шарів задані згідно з результатами досліджень, виконаних на різних етапах інженерно-геологічних вишукувань на досліджуваній ділянці [24].

Згідно з даними вишукувань до розрахунку були прийняті значення коефіцієнтів фільтрації, пружної і гравітаційної водовіддачі, наведені в табл. 3.1.

Таблиця 3.1 – Розрахункові фільтраційні параметри чисельної моделі

Розрахунковий шар	Фільтраційні параметри		
	Коефіцієнт фільтрації, K ($K_x = K_y / K_z$), м/добу	Коефіцієнт гравітаційної водовіддачі, μ , дол. од.	Коефіцієнт пружної водовіддачі, μ^* , дол. од.
Шар 1 – Пісок дрібний і середньої крупності (ПЕ-1A ₁ , ПЕ-1A ₂ , ПЕ-1a ₁ , ПЕ-1a ₂)	10,0/10,0	0,15	0,0001
Шар 2 – Пісок дрібний (ПЕ-4Б, ПЕ 4В)	5,3/5,3	0,15	0,0001
Шар 3 – Пісок середньої Крупності (ПЕ-5)	20,0/20,0	0,20	0,0001

За відсутності вираженої зональності гідравлічних характеристик в межах розрахункових шарів в чисельній моделі їх величини відповідають осередненим значенням в межах всієї площі поширення.

Інфільтраційне живлення за площею моделі, зважаючи на наявність у верхній частині розрізу добре проникних піщаних ґрунтів, встановлено рів-

ним 94,8 мм/рік, що становить величину близько 20% від загальної кількості атмосферних опадів, рівної згідно з даними багаторічних спостережень 474,0 мм/рік.

Методикою моделювання передбачалось вирішення задач прогнозової оцінки гідродинамічного режиму для різних схем систем водозниження на ділянці проєктованого будівництва.

Згідно з прийнятою у проєкті будівництва насосної станції [25,28] загальною схемою вертикального дренажу, доцільність якого визначена глибиною зниження рівня води не менше ніж на 1,0 м від відмітки дна будівельного котловану, що відповідає абсолютній відмітці 6,0 м, варіантами, що розглядаються, є:

1 варіант – прийнята у проєкті будівництва система водовідведення, представлена 36 водознижувальними свердловинами, обладнаними насосами продуктивністю $10 \text{ м}^3/\text{год}$, при загальній величині водовідбору $360 \text{ м}^3/\text{год}$ ($8640 \text{ м}^3/\text{добу}$);

2 варіант – розрахункова схема, в якій поєднаний вертикальний дренаж, представлений згідно з проєктом будівництва 36 водознижувальними свердловинами, обладнаними насосами продуктивністю $10 \text{ м}^3/\text{год}$, при загальній величині водовідбору $360 \text{ м}^3/\text{год}$ ($8640 \text{ м}^3/\text{добу}$), із зведенням *шпунтової протифільтраційної завіси* по контуру будівельного майданчика із заглибленням шпунтів на глибину до 18,0 м до абсолютної відмітки 1,0 м;

3 варіант – розрахункові схеми із прийнятим у проєкті будівництва розташуванням 36 водозабірних свердловин, обладнаних насосами продуктивністю до $25 \text{ м}^3/\text{год}$, при загальній величині водовідбору до $900 \text{ м}^3/\text{год}$ ($21600 \text{ м}^3/\text{добу}$);

4 варіант – розрахункова схеми зі збільшеною до 41 кількістю водозабірних свердловин і змінним кроком їх закладення; водознижувальні свердловини обладнуються насосами продуктивністю $25 \text{ м}^3/\text{год}$, при загальній величині водовідбору до $1025 \text{ м}^3/\text{год}$ ($24600 \text{ м}^3/\text{добу}$).

Розрахунки виконувались для умов стаціонарного режиму фільтрації

при заданих фіксованих значеннях водовідбору водозабірними свердловинами. Ефективність роботи системи водозниження оцінювалась за величиною зниження рівня води в центральній частині будівельного котловану, яка повинна забезпечувати положення рівня води на глибині не менш ніж *1,0 м* від відмітки дна будівельного котловану, тобто на абсолютних відмітках не вище *6,0 м*.

3.3 Обґрунтування параметрів системи водозниження

За результатами виконаних розрахунків для прийнятої в проекті будівництва схеми розташування водозабірних свердловин (перший варіант) встановлено, що при загальній кількості свердловин 36, їх розташуванні в межах верхньої бровки укосу будівельного котловану на відстані 7,5 м одна від одної і продуктивності свердловин $10 \text{ м}^3/\text{год}$ (загальний водовідбір $360 \text{ м}^3/\text{год}$ або $8640 \text{ м}^3/\text{добу}$) зниження в центральній частині котловану забезпечується до відмітки 13,2 м, що відповідає глибині водозниження 3,3 м (рис. 3.3).

Низька ефективність вертикального дренажу у даному випадку визначається наявністю в нижній частині породного розрізу добре проникних пісків середніх з коефіцієнтом фільтрації $20,0 \text{ м}/\text{добу}$. При положенні фільтрів (робочих частин свердловин) в інтервалі 4,0...-5,0 м водозабірними свердловинами, з однієї сторони, не забезпечується перехоплення потоку підземних вод у його нижній частині, з іншої – відбувається збільшення дебітів свердловин за рахунок розміщення частини фільтрів у добре проникних піщаних відкладеннях.

При другому варіанті – при 36 водозабірних свердловинах, обладнаних насосами продуктивністю $10 \text{ м}^3/\text{год}$, при загальній величині дренажного водовідбору $360 \text{ м}^3/\text{год}$ або $8640 \text{ м}^3/\text{добу}$, наявності шпунтової завіси, закладеної на глибину до 18,0 м, що відповідає абсолютній відмітці 1,0 м, також не буде забезпечувати необхідного водозниження – зниження рівня води під центром будівельного майданчика становить 3,6 м, що відповідає абсолютній

відмітці 12,9 м (рис. 3.4).

При збереженні загальної кількості водозабірних свердловин відповідно до закладеної у проекті – 36 свердловин, і збільшенні їх продуктивності до 20 і 25 м³/год загальному водовідборі 720 і 900 м³/год або 17280 і 21600 м³/добу (третій варіант, підваріанти 3.1 і 3.2), зниження рівня води під центром будівельного котловану відповідно становить 7,0 і 9,2 м, що відповідає абсолютним відміткам 9,5...7,3 м (рис. 3.5, 3.6), і також не задовольняє вимогам до системи водозниження на ділянці будівництва.



Рисунок 3.3 – Розрахункова рівнева поверхня підземних вод при роботі 36 водозабірних свердловин з продуктивністю 10 м³/год – варіант 1

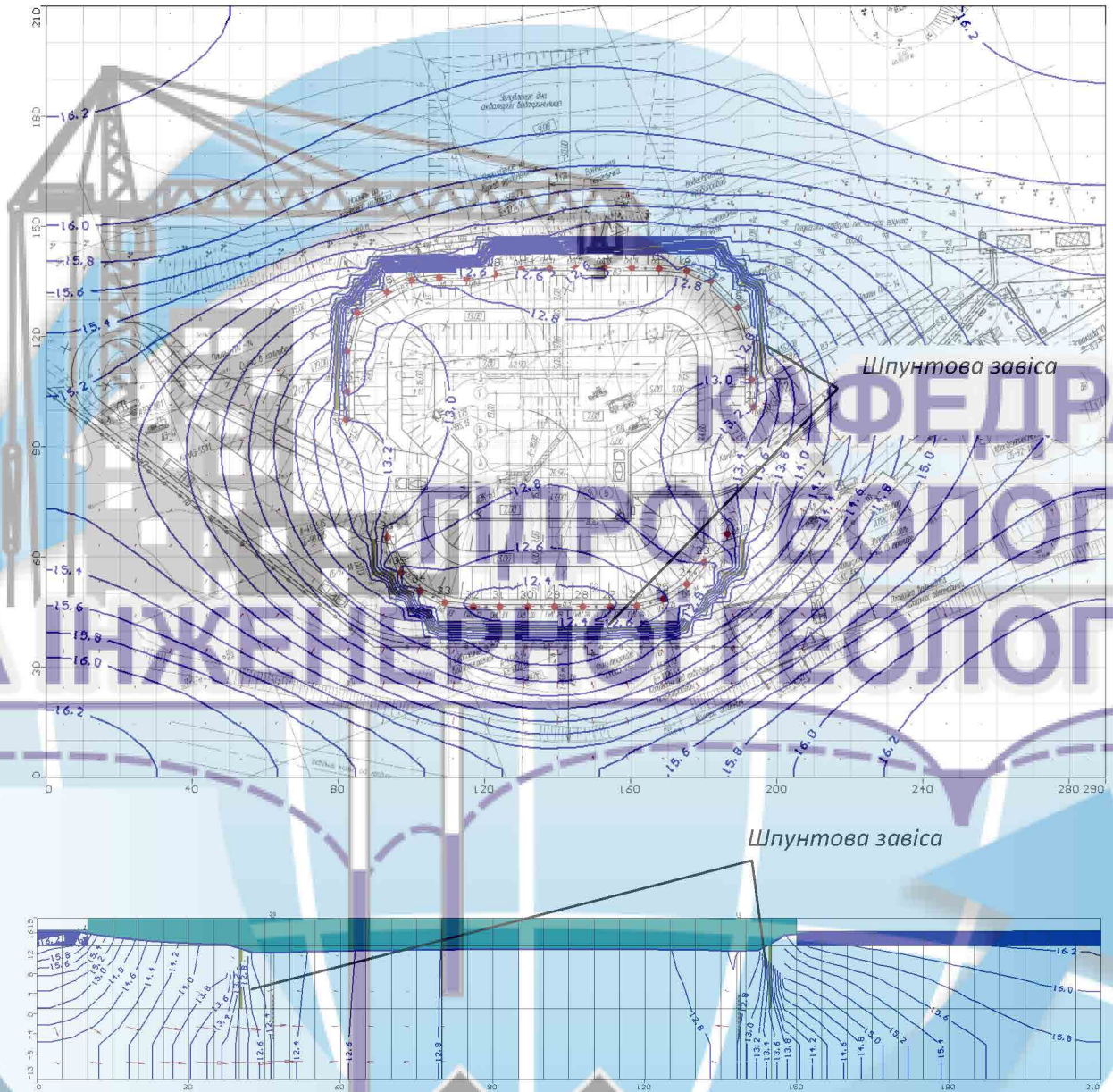


Рисунок 3.4 – Розрахункова рівнева поверхня підземних вод при роботі 36 водозабірних свердловин з продуктивністю $10 \text{ м}^3/\text{год}$ і зведенні шпунтової завіси – варіант 2

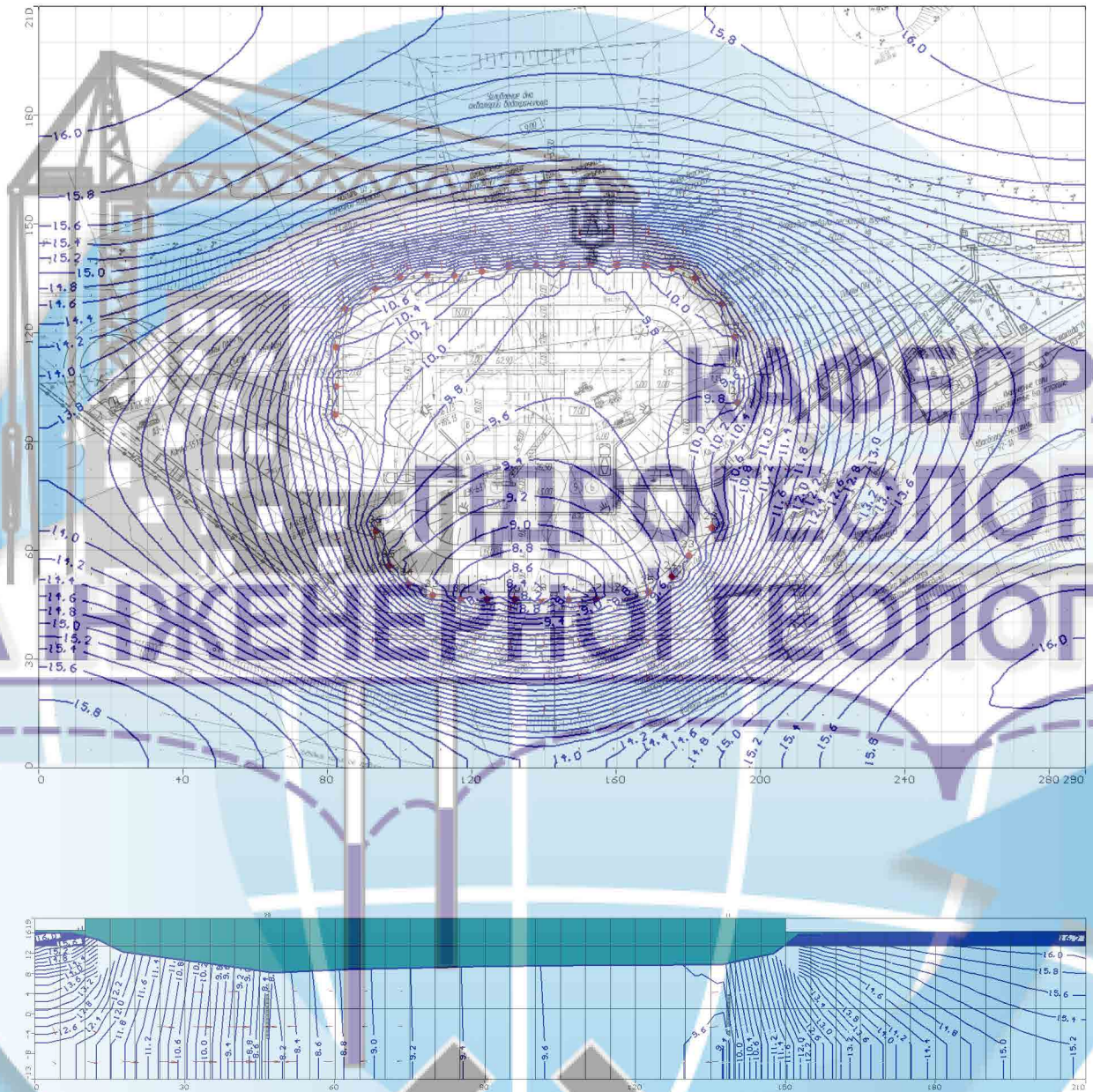


Рисунок 3.5 – Розрахункова рівнева поверхня підземних вод при роботі 36 водозабірних свердловин з продуктивністю $20 \text{ м}^3/\text{год}$ – варіант 3.1

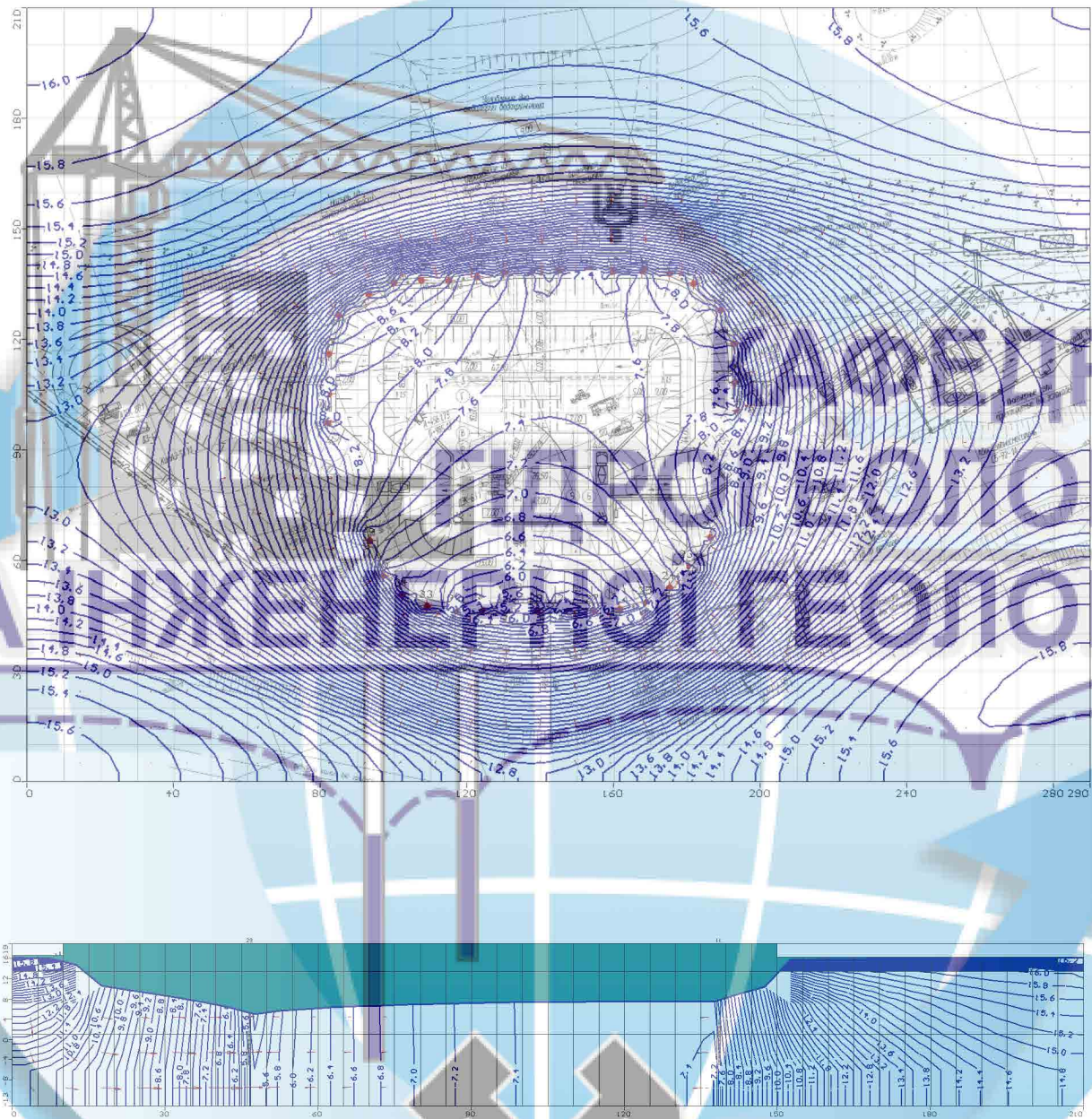


Рисунок 3.6 – Розрахункова рівнева поверхня підземних вод при роботі 36 водозабірних свердловин з продуктивністю $25 \text{ м}^3/\text{год}$ – варіант 3.2

У **третьому варіанті** додатково розглянута можливість застосування **шпунтової завіси** за умови роботи **36** свердловин з продуктивністю **20 м³/год** (загальний водовідбір **720 м³/год** або **17280 м³/добу**) при різному положенні завіси в межах укосів будівельного котловану: в межах проміжної берми (**підваріант 3.3**), і в основі нижнього укосу (**підваріант 3.4**) із заглибленням шпунтової завіси до абсолютних відміток відповідно **-2,00 м** і **-5,70 м**.

Як видно з рис. 3.7 і 3.8, застосування наведених схем компоновки шпунтової завіси разом із дренажним водозниженням при дебіті свердловин **20 м³/год** також не забезпечує необхідного зниження рівня води у будівельному котловані – розрахункове положення рівня води в центрі котловану знаходиться в межах абсолютних відміток **9,50...9,70 м**.

Оскільки при подальшому підвищенні продуктивності свердловин понад **25 м³/год** буде збільшуватись зниження рівня води в самих свердловинах, що може потребувати збільшення їх глибини і встановлення фільтрів переважно в добре проникних середніх пісках, доцільним є збільшення загальної кількості свердловин при збереженні продуктивності кожної з них на рівні **25 м³/год**.

Досягнення необхідного зниження рівня води під центром будівельного котловану забезпечується при **четвертому варіанті** системи водозниження – при розташуванні на контурі будівельного котловану **41** водознижувальної свердловини з продуктивністю **25 м³/год** кожна при сумарному водовідборі **1025 м³/год** або **24600 м³/добу**, і положенні робочої частини фільтрів в інтервалі відміток **4,0...-5,0 м** (рис. 3.9).

Особливістю розташування свердловин у даному випадку є збільшення їх кількості до **27** на контурі котловану зі сторони Каховського водосховища (відстань між свердловинами **5,8 м**) і зменшення до **14** – на контурі зі сторони водовідвідного каналу (відстань між свердловинами **8,0 м**) – рисунок 3.10.

Згідно з результатами розрахунків система водозниження за **четвертим варіантом** забезпечує зниження рівня води під центром будівельного котло-

вану до відмітки **6,0 м** при зниженні рівнів води у розрахункових блоках на контурах водознижувальних свердловин до абсолютних відміток **4,90...6,90 м**.

Для забезпечення необхідного водозниження доцільно обладнання водозабірних свердловин насосами типу **ЕЦВ 6-25-50 (5,5 кВт)** або **ЕЦВ 6-25-70 (8,0 кВт)** – призначених для свердловин діаметром **150 мм (6")**.

Зважаючи на довжину рекомендованих насосів, яка становить від **1140 до 1400 мм**, необхідно визначити глибину свердловин, яка повинна забезпечувати встановлення насосів нижче динамічного рівня вод не менш ніж на **1,0 м**.

Для переходу від рівня води у розрахунковому блоці чисельної моделі до рівня у водозабірній свердловині використовується поправка $\Delta S_{\text{ол}}$, пов'язана з невідповідністю між реальною структурою радіального потоку до свердловини і лінійною структурою течії на моделі. Величина $\Delta S_{\text{ол}}$ залежить від положення свердловин відносно вузлів сітки і від будови сітки моделі.

При регулярній прямокутній розбивці області з кроком Δx і Δy за відповідними координатними осями при $\Delta x = \Delta y$ для розрахунку $\Delta S_{\text{ол}}$ використовується залежність

$$\Delta S_{\text{ол}} = \frac{Q}{T} \left(0,3661 \lg \frac{\Delta x}{r_c} - 0,25 \right), \quad (3.11)$$

де Q – дебіт свердловини, $\text{м}^3/\text{добу}$; T – водопровідність, $\text{м}^2/\text{добу}$; r_c – радіус водозабірної свердловини, м .

При дебіті свердловин $Q = 600,0 \text{ м}^3/\text{добу}$, середній водопровідності $T = 140...240 \text{ м}^2/\text{добу}$ [24], радіусі свердловини $r_c = 0,1095 \text{ м}$ і розмірі розрахункових блоків **5 x 5 м** величина $\Delta S_{\text{ол}}$ становить:

$$\Delta S_{\text{ол}} = \frac{600,0}{(140...240)} \left(0,3661 \lg \frac{5,0}{0,1095} - 0,25 \right) = 0,89...1,52 \text{ м}.$$

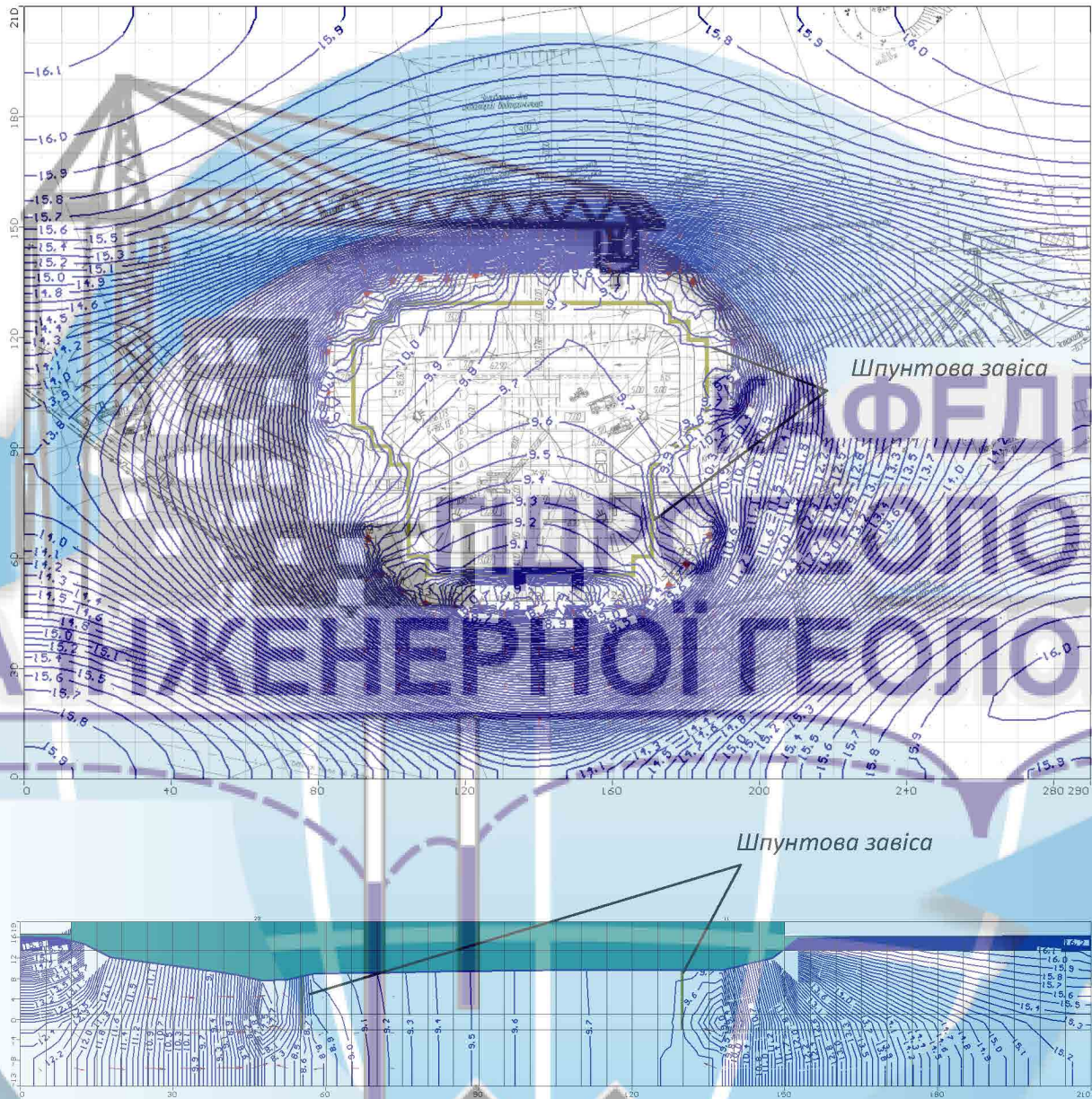


Рисунок 3.7 – Розрахункова рівнева поверхня підземних вод при роботі 36 водозабірних свердловин з продуктивністю $20 \text{ м}^3/\text{год}$ і зведенні шпунтової завіси в межах проміжної берми (нижній контур завіси на абс. відм. – 2,0 м) – варіант 3.3

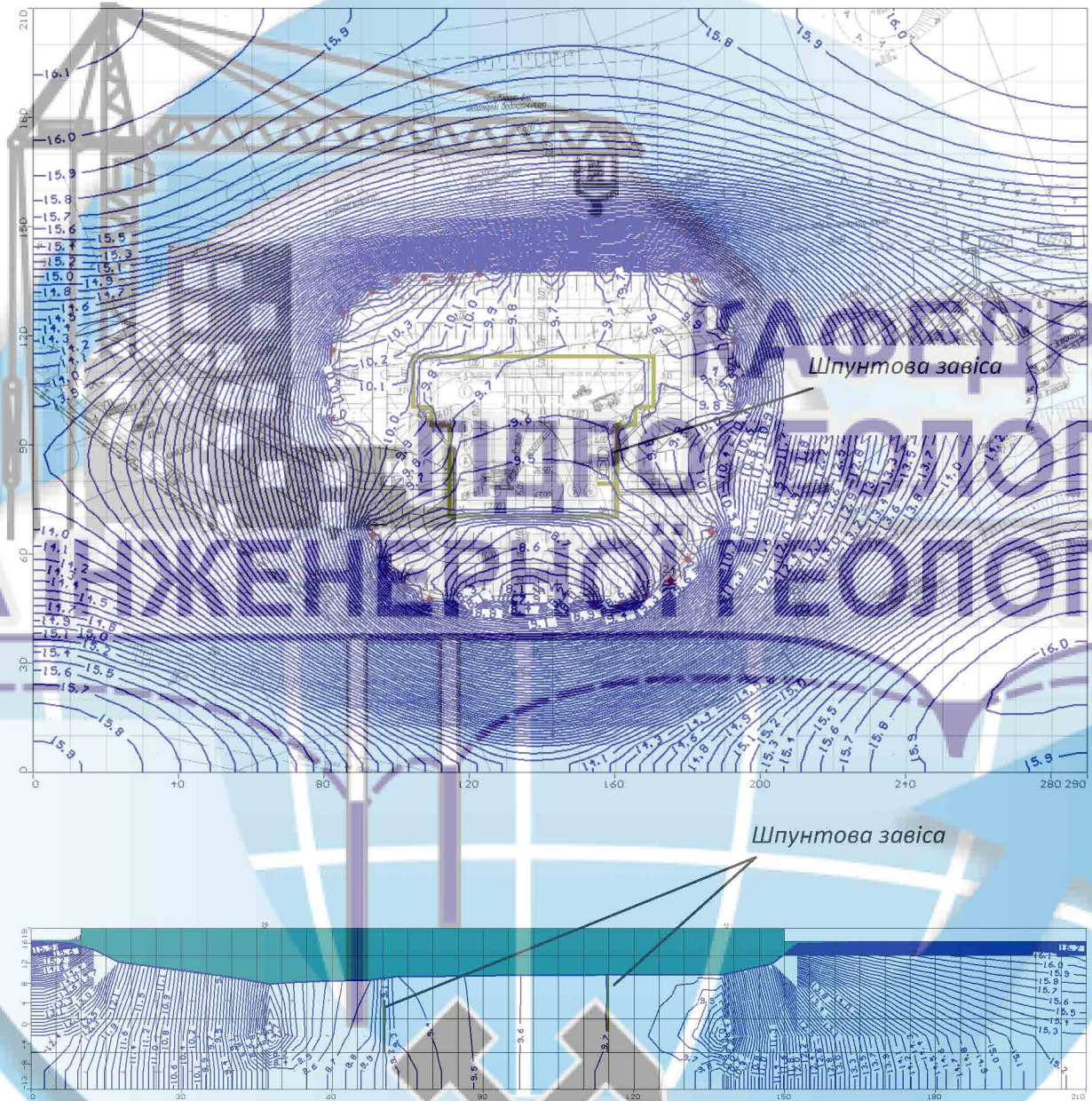


Рисунок 3.8 – Розрахункова рівнева поверхня підземних вод при роботі 36 водозабірних свердловин з продуктивністю $20 \text{ м}^3/\text{год}$ і зведенні **шпунтової завіси** в основі нижнього укосу (нижній контур завіси на абс. відм. – **5,70 м**) – **варіант 3.4**

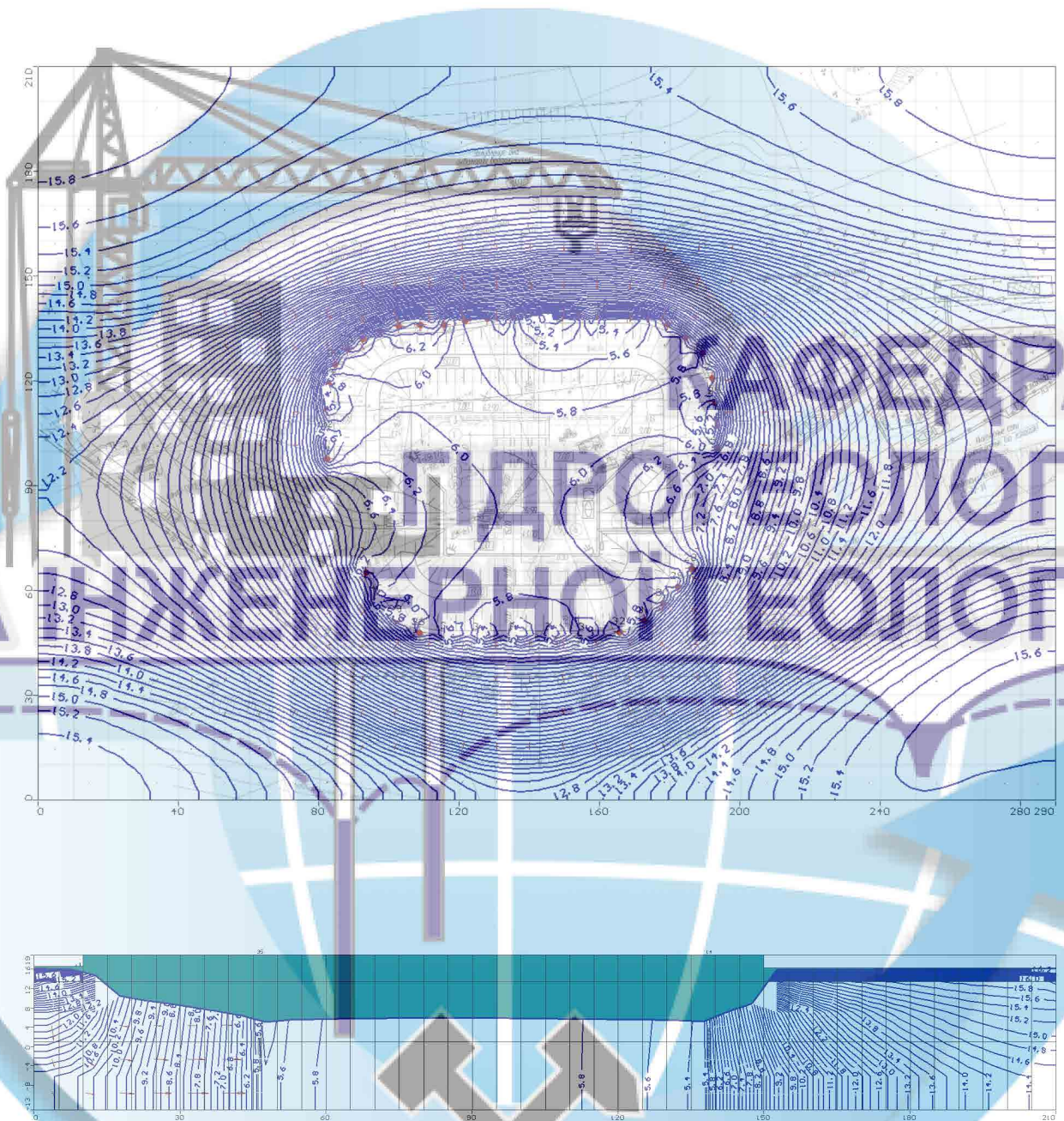


Рисунок 3.9 – Розрахункова рівнева поверхня підземних вод при роботі 41 водозабірних свердловин з продуктивністю $25 \text{ м}^3/\text{год}$ – варіант 4

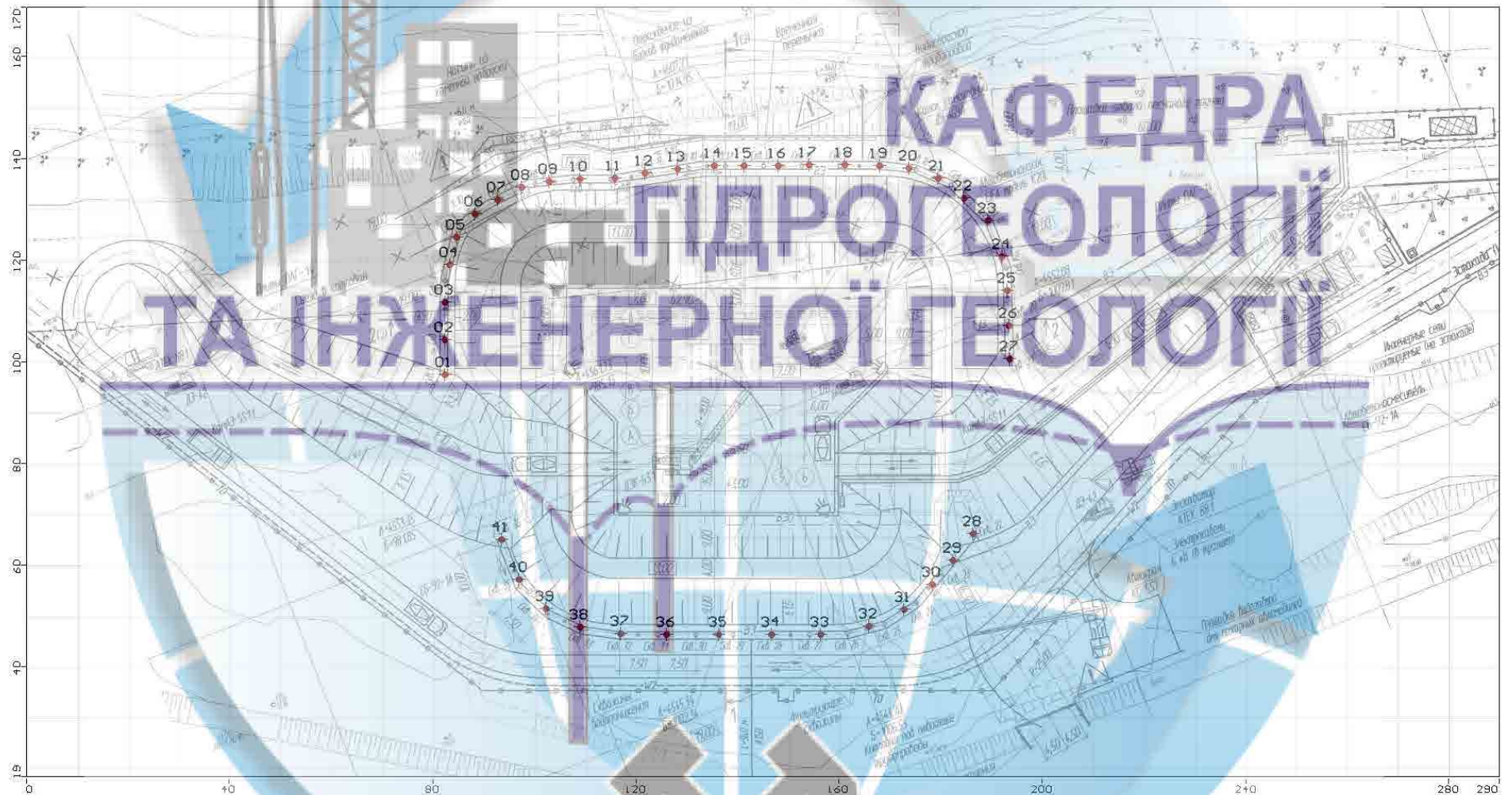


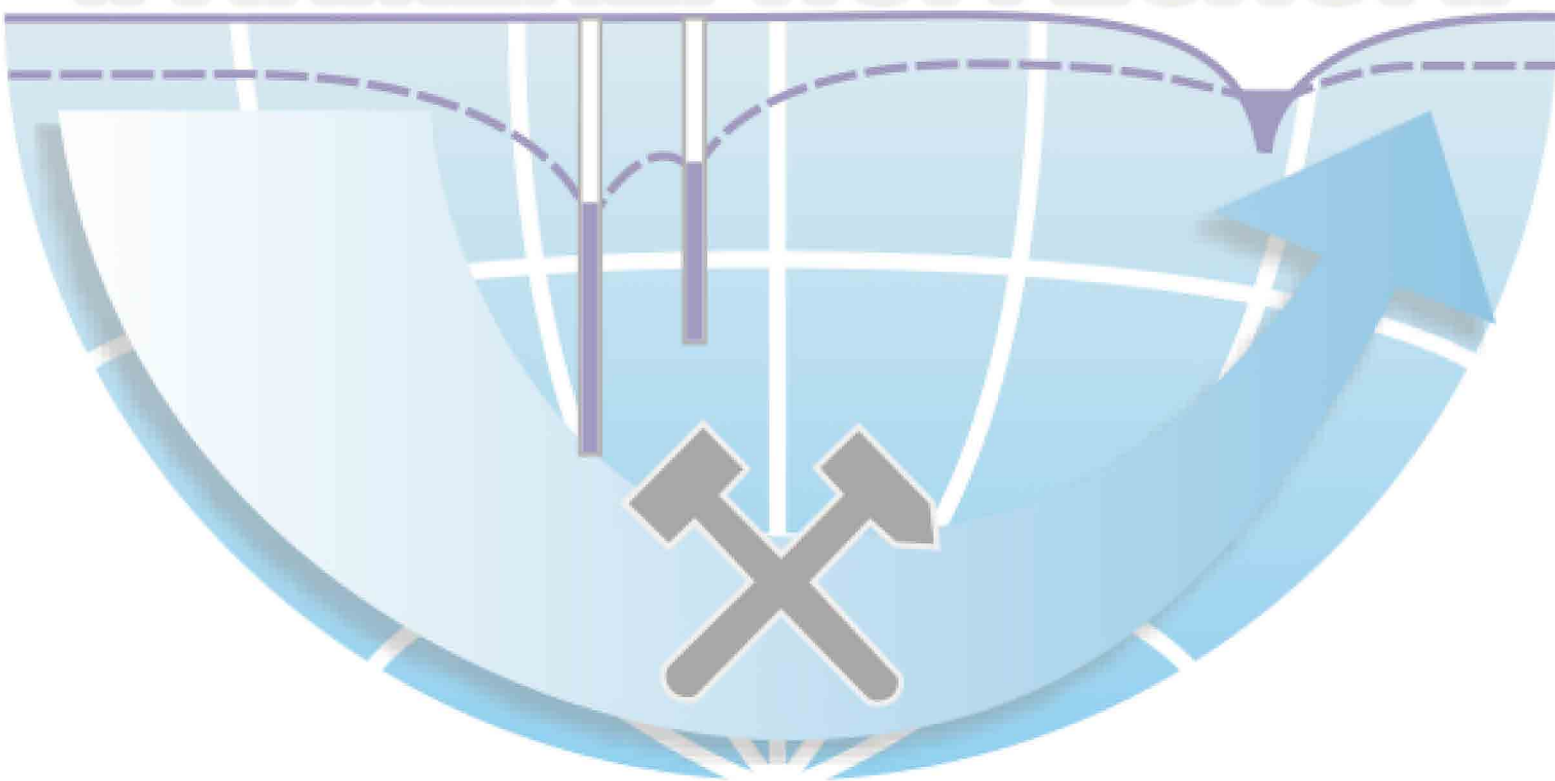
Рисунок 3.10 – Рекомендована схема розташування водозабірних свердловин на контурі будівельного котловану

З урахуванням $\Delta S_{ол}$ зниження рівня води у водозабірних свердловинах коливається в діапазоні глибин **13,6...15,6 м.**, що відповідає абсолютним відміткам **3,4...5,4 м.**

При довжині насосів від **1140 до 1400 мм** і встановленні їх нижче динамічного рівня не менш ніж на **1,0 м**, глибина водозабірних свердловин з урахуванням відстійника довжиною **1,5 м** повинна складати не менш ніж **19,5 м**. Однак, зважаючи на необхідність забезпечення необхідного рівня водозахоплення глибину водозабірних свердловин доцільно залишити рівною **25,5 м** з інтервалом встановлення фільтра в межах абс. відм. **4,0...–5,0 м**, так, як це визначено у проекті будівництва.

Рекомендований діаметр водознижувальних свердловин, зважаючи на діаметр насосів ЕЦВ 6-25-50 і ЕЦВ 6-25-70, рівний **150 мм**, становить **219 мм**.

КАФЕДРА
ГІДРОГЕОЛОГІЇ
ТА ІНЖЕНЕРНОЇ ГЕОЛОГІЇ



4 ПРОГНОЗ РОЗВИТКУ НЕГАТИВНИХ ІНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГІЧНИХ ПРОЦЕСІВ НА ДІЛЯНЦІ ПРОЕКТОВАНОГО БУДІВНИЦТВА

4.1 Пронес розрахунку гідрогеомеханічного стану ґрунтового масиву на ділянці проектного будівництва

Для оцінки гідрогеомеханічного стану і стійкості ґрунтового масиву на ділянці проектного будівництва застосована деформаційна пружно-пластична модель середовища з внутрішнім тертям, яка поєднує дві теорії, на яких базується сучасна механіка гірських порід: теорію пружності і теорію граничного стану [12,13,16].

Математичний апарат методу кінцевих елементів, який використовується у моделі, дозволяє звести задачу інтегрування диференціальних рівнянь аналітичної постановки до рішення системи лінійних рівнянь, що апроксимують модельовану область набором найпростіших функцій.

Процедура чисельного рішення в методі кінцевих елементів заснована на передумові силової взаємодії між елементами модельованої області тільки у вузлових точках. При цьому умова безперервності середовища задовольняється нерозривністю вузлових зв'язків між елементами. Деформування елементів обумовлене прикладанням з боку сусідніх елементів чи зовнішніх впливів вузлових сил F_i, F_j, F_k , кожна з яких розкладається на дві складові уздовж координатних осей. Залежність шести компонентів вузлових сил від шести компонентів вузлових переміщень встановлена виходячи з відомого в будівельній механіці принципу можливих переміщень: при нескінченно малому переміщенні вузлових точок робота вузлових сил повинна дорівнювати роботі внутрішніх напружень.

Результатом чисельного рішення є встановлення переміщень вузлів моделі виходячи з заданих вузлових сил, обумовлених зовнішнім навантаженням і власною вагою елементів моделі. За встановленими значеннями пе-

реміщень розраховуються осьові і головні деформації і відповідні їм напруження.

У скороченій формі рівняння кінцевих елементів може бути представлено у вигляді:

$$[K]\{a\} = \{F\} = \{F_b\} + \{F_s\} + \{F_n\}, \quad (4.1)$$

де $[K]$ – матриця жорсткості; $\{a\}$ – вектор вузлових переміщень; $\{F\}$ – вектор вузлових навантажень; $\{F_b\}$ – власна вага ґрунту; $\{F_s\}$ – сили поверхневого тиску; $\{F_n\}$ – зосереджена вузлова сила.

Матриця жорсткості визначається наступним чином:

$$[K] = \int_v [B]^T [C] \cdot [B] dv, \quad (4.2)$$

де $[B]$ – матриця "напруження-деформації"; $[C]$ – матриця пружності.

Вектор деформацій визначається з наступного виразу:

$$\{\varepsilon\} = [B] \begin{Bmatrix} u \\ v \end{Bmatrix}, \quad (4.3)$$

де u, v – вузлові переміщення в напрямках по осі X і Y відповідно.

Вектор деформації також визначається складовими:

$$\{\varepsilon\} = \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \varepsilon_z \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix}. \quad (4.4)$$

Для завдання плоскої деформації ε_z дорівнює нулю, і матриця деформацій має вигляд:

$$[B] = \begin{bmatrix} \frac{\partial N_1}{\partial x} & 0 & \dots & \frac{\partial N_8}{\partial x} & 0 \\ 0 & \frac{\partial N_1}{\partial y} & \dots & 0 & \frac{\partial N_8}{\partial y} \\ 0 & 0 & \dots & 0 & 0 \\ \frac{\partial N_1}{\partial y} & \frac{\partial N_1}{\partial x} & \dots & \frac{\partial N_8}{\partial y} & \frac{\partial N_8}{\partial x} \\ \frac{\partial N_1}{\partial y} & \frac{\partial N_1}{\partial x} & \dots & \frac{\partial N_8}{\partial y} & \frac{\partial N_8}{\partial x} \end{bmatrix}. \quad (4.5)$$

Відповідно до теорії пружності основна формула залежності напружень і деформацій має вигляд:

$$\{\sigma\} = [C]\{\varepsilon\}, \quad (4.6)$$

де $[C]$ – матриця пружності, що визначається за такою залежністю:

$$[C] = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & \nu & 0 \\ \nu & 1-\nu & \nu & 0 \\ \nu & \nu & 1-\nu & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} \end{bmatrix}, \quad (4.7)$$

де E – модуль Юнга (модуль пружності); ν – коефіцієнт Пуассона.

Напруження обчислюються в кожній точці сітки кінцевих елементів за допомогою матриці $[C]$ наступним чином:

$$\begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_z \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix} = [C] \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \varepsilon_z \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix}. \quad (4.8)$$

В результаті перетворення формул (4.7) і (4.8) отримуємо формулу для визначення напружень і деформацій:

$$\begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_z \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix} = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & \nu & 0 \\ \nu & 1-\nu & \nu & 0 \\ \nu & \nu & 1-\nu & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \varepsilon_z \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix}. \quad (4.9)$$

Врахування граничного стану модельованого масиву гірських порід і реалізація пластичної течії в області поза межних деформацій у чисельній моделі базується на методі початкових напружень, який полягає в наступному.

Чисельне рішення досягається при початково заданих пружних властивостях середовища і постійній матриці жорсткості системи.

В умовах плоскої деформації при напруженнях у середовищі, що не перевищують заданого граничного рівня, зв'язок напружень і деформацій описується законом Гука:

$$\begin{cases} \sigma_1 = E_n (\varepsilon_1 + \nu_n \varepsilon_3) / (1 - \nu_n^2) \\ \sigma_3 = E_n (\varepsilon_3 + \nu_n \varepsilon_1) / (1 - \nu_n^2) \end{cases}, \quad (4.10)$$

де σ_1 і σ_3 – відповідно найбільше і найменше головні напруження;

$E_n = E/(1-\nu^2)$, $\nu_n = \nu(1-\nu)$ – "плоскі" аналоги відповідно модуля деформації E і коефіцієнта Пуассона ν .

В області розтягання граничні деформації обмежуються міцністю на розтягання T ($T < 0$):

$$\sigma_3 = T, \quad (4.11)$$

а в області стискання – критерієм Кулона-Мора:

$$\sigma_1 = S + \sigma_3 \operatorname{Ctg} \varphi, \quad (4.12)$$

де $S = 2CC \operatorname{tg}(45 - \varphi/2)$, $\operatorname{Ctg} \varphi = (1 + \operatorname{Sin} \varphi)/(1 - \operatorname{Sin} \varphi)$; C і φ – відповідно питоме зчеплення і кут внутрішнього тертя.

При виході деформованого стану елемента середовища на границю зони пружності напруження в елементі контролюються рівняннями стану, що на ділянці поза межних деформацій встановлені щодо головних напружень

σ_1^T і σ_3^T :

$$\sigma_3^T = [E_n(\varepsilon_1 + \varepsilon_3) + S(\nu_n - 1)] / (1 - \nu_n \operatorname{Ctg} \beta + \operatorname{Ctg} \beta - \nu_n), \quad (4.13)$$

$$\sigma_1^T = S + \operatorname{Ctg} \psi \sigma_3^T. \quad (4.14)$$

Кут β у рівнянні (4.13) визначає закон пластичної течії: при значенні β , встановленому для моделі рівним ψ , течія є асоційованою, що дозволяє врахувати розушільнення порід в області поза межних деформацій.

Величини головних напружень σ_1^T і σ_3^T представляють собою відповідні досягнутому рівню деформацій теоретичні напруження, до яких прагне чисельне рішення на i -ому кроці ітераційного процесу.

Крім того, в моделі передбачена можливість дослідження областей розривів, які фіксуються на ділянках деформацій розтягнення за умовою (4.13).

Реалізований спільно з методом кінцевих елементів метод зниження параметрів міцності при оцінці запасу стійкості породного масиву забезпечує можливість одночасного визначення положення поверхні ковзання і коефіцієнта стійкості при відсутності будь-яких обмежень щодо геометрії механізму руйнування.

Згідно методу, що використовується, розрахунковий коефіцієнт запасу стійкості знаходиться з відношення максимально можливої міцності ґрунту до мінімального значення, необхідного для забезпечення рівноваги

$$k_s = \frac{\tau_{\text{гран}}}{\tau_{\text{дійоч}}} \quad (4.15)$$

При поданні формули (3.35) у вигляді стандартної умови Кулона вона набуває вигляду:

$$k_s = \frac{\sigma_n \cdot \text{tg} \varphi + C}{\sigma_n \cdot \text{tg} \varphi_r + C_r} \quad (4.16)$$

де C і φ – вихідні параметри міцності – відповідно питоме зчеплення і кут внутрішнього тертя; σ_n – фактичне нормальне напруження; C_r і φ_r – параметри міцності, знижені в ході розрахунку до мінімальних значень, достатніх для підтримки рівноваги.

Метод зниження міцності за принципом розрахунку схожий з методом Р.Р. Чугаєва, відомим в гідротехнічному будівництві. У розрахунковій схемі прогноз руйнування здійснюється шляхом одночасного зниження обох показників зсувної міцності:

$$C_r = \frac{C}{k} \quad (4.17)$$

$$\varphi_r = \frac{\varphi}{k} \quad (4.18)$$

де k – коефіцієнт зниження міцності, відповідний коефіцієнту стійкості в момент руйнування.

Перевагою використання методу зниження міцності є його єдність з іншими можливостями чисельного моделювання, що дозволяє прийняти до уваги занурену частину укосів при розрахунку стійкості на слабких (стисливих) ґрунтах з урахуванням процесів консолідації основи і його зміцнення, а також виконувати розрахунок стійкості з урахуванням надлишкового порового тиску, що формує "відпір" в центральній частині укосів і сприяє зниженню їх стійкості.

4.2 Розрахункова схематизація і методика розрахунку

Визначення положення кривих гідравлічних депресій в укосах будівельного котловану і оцінка їх гідрогеомеханічної стійкості виконано для поперечного перерізу дамби ставка-охолоджувача, проведеного через центральну частину будівельного котловану (рис. 4.1).



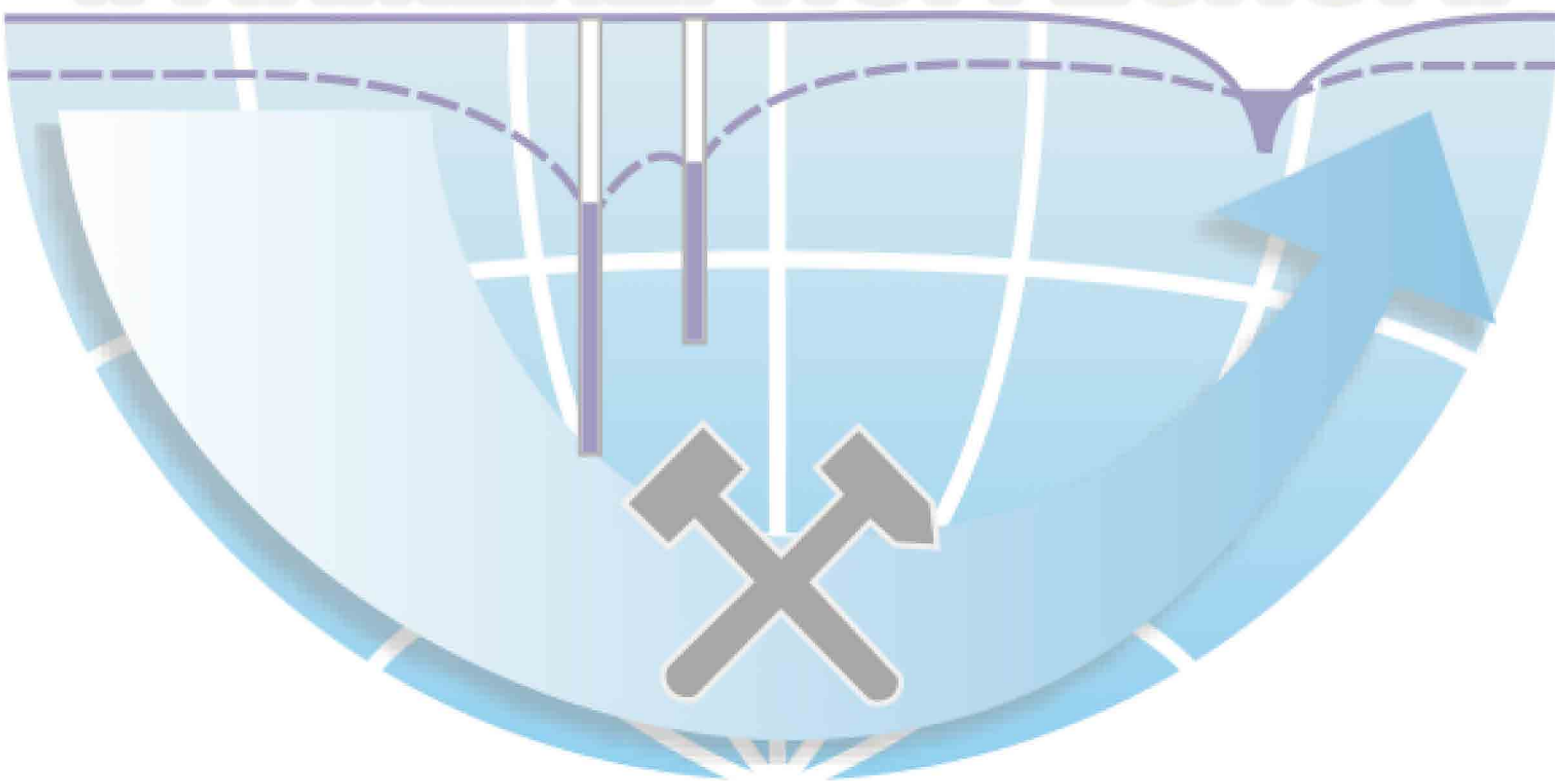
Рисунок 4.1 – Положення розрахункового профілю в межах ділянки розташування будівельного майданчика

Конструктивні елементи будівельного котловану наведено на рис. 4.2.

Згідно з проектними рішеннями [25,28] елементи будівельного майданчика в межах дамби ставка-охолоджувача мають наступні характеристики:

- абс. відм. поверхні планування, м	- 19,00
- розміри будівельного котловану, м	- 88,0 * 106,9
- глибина будівельного котловану, м	- 12,0
- абс. відм. дна будівельного котловану, м	- 7,00
- абс. відм. дренажного водозниження, м	- 6,00
- закладення укосів котловану	- 1:1,5
- ширина внутрішньої берми, м	- 4,0
- матеріал тіла укосів котловану	- пісок намивний

КАФЕДРА ГІДРОГЕОЛОГІЇ ТА ІНЖЕНЕРНОЇ ГЕОЛОГІЇ





Методика розрахунку і розробка прогнозу стійкості укосів будівельного котловану проектованої насосної станції передбачали вирішення прямих гідргеомеханічних задач, які на першому етапі полягали в оцінці напружено-деформованого стану ділянки будівництва, на другому – оцінці гідргеомеханічної стійкості ґрунтових укосів.

Вирішення прямих гідргеомеханічних задач складалось з послідовного моделювання профільної стаціонарної фільтрації в умовах роботи водознижувальних споруд з наступною оцінкою геомеханічного стану ґрунтового масиву, що враховує зміни гідродинамічного режиму під впливом дренажного водозниження, і оцінкою стійкості укосів котловану за першою групою граничних станів.

Критерієм забезпечення стійкості укосів огорожувальних споруд є виконання для найнебезпечнішої призми зсуву нерівності:

$$\gamma_{fc} F \leq \frac{1}{\gamma_n} \left(R \frac{\gamma_c}{\gamma_{m(g)}} \right), \quad (4.19)$$

де γ_n , γ_{fc} , γ_c , $\gamma_{m(g)}$ – коефіцієнти, відповідно, надійності за відповідальністю, сполучення навантажень, умов роботи, надійності за матеріалами або ґрунтами, значення яких вибираються за ДБН В.2.4-3:2010; R – узагальнене розрахункове значення сил (або їх моментів) граничного опору зсуву по поверхні, що розглядається; F – узагальнене розрахункове значення активних сил (або моментів цих сил) відносно центра поверхні ковзання.

При пошуку небезпечної поверхні зсуву може бути використана залежність для коефіцієнту стійкості (коефіцієнту запасу стійкості)

$$k_s = \frac{R}{F}. \quad (4.20)$$

Тоді умова (4.19) може бути записана як

$$k_s \geq [k_s], \quad (4.21)$$

де $k_s \geq [k_s]$ – допустиме (нормоване) значення коефіцієнта стійкості:

$$[k_s] = \frac{\gamma_n \cdot \gamma_{fc} \cdot \gamma_{m(g)}}{\gamma_c}. \quad (4.23)$$

Відповідно до класу (підкласу) відповідальності **СС3**, до якого віднесено проектувану споруду, при основному розрахунковому сполученні навантажень для категорії відповідальності конструкції та її елементів А [18] значення нормованого коефіцієнту надійності згідно з ДБН В.2.4-3:2010 [20] становить $\gamma_n = 1,25$ (табл. 4.1).

Значення коефіцієнта сполучення навантажень при розрахунках за першою групою граничних станів приймається у відповідності до ДБН В.2.4-3:2010 [20] і для періоду будівництва при основному навантаженні становить $\gamma_{fc} = 0,95$ (табл. 4.2).

За даними інженерно-геологічних вишукувань територія проектуваного будівництва знаходиться в межах зон з інтенсивністю сейсмічних впливів 6 балів, у зв'язку з чим відсутня необхідність врахування сейсмічного впливу на елементи будівельного котловану для періоду будівництва проектуваної споруди.

Таблиця 4.1 – Значення коефіцієнтів надійності за відповідальністю гідротехнічних споруд для різних класів наслідків (відповідальності) споруд (ДБН В.2.4-3:2010, табл. 2.2)

Клас (підкласи) наслідків (відповідальності)	Категорія відповідальності конструкції та її елементів	Значення γ_n , які використовуються в розрахункових ситуаціях	
		перша група граничних станів	друга група граничних станів
СС3	А	1,250	1,000
	Б	1,200	
	В	1,150	
СС2	СС2-1	А	1,000
		Б	
		В	
	СС2-2	А	
		Б	
		В	
СС1	А	1,100	1,000
	Б	0,975	
	В	0,950	

Таблиця 4.2 – Значення коефіцієнта сполучення γ_{fc} навантажень при

розрахунках за першою групою граничних станів (ДБН В.2.4-3:2010, табл. 2.3)

Розрахункові сполучення навантажень та впливів	Значення коефіцієнта сполучення навантажень γ_{fc}	
	Період експлуатації	Період будівництва і ремонту
Основне	1,00	0,95
Аварійні:		
при несейсмічному аварійному навантаженні	0,90	0,85
при сейсмічному навантаженні на рівні проектного землетрусу	0,95	0,90
при сейсмічному навантаженні на рівні максимального розрахункового землетрусу	0,85	0,80

Згідно з розрахунковим сполученням навантажень для основного сполучення навантажень при використанні розрахункових значень властивостей ґрунтів (значення коефіцієнта надійності за ґрунтами при використанні розрахункових значень фізико-механічних характеристик приймається рівним $\gamma_{m(g)} = 1,0$) і коефіцієнті умов роботи $\gamma_c = 1,0$ допустиме нормоване значення коефіцієнту стійкості для основного сполучення навантажень становить

$$[k_s] = \frac{\gamma_n \cdot \gamma_{fc}}{\gamma_c} = \frac{1,25 \cdot 0,95}{1,0} = 1,19.$$

Для забезпечення просторової визначеності модельованого масиву на бічних границях моделі задавались нульові горизонтальні переміщення, а на їх нижньому контурі – нульові горизонтальні і вертикальні переміщення. Силова взаємодія між елементами моделі визначалася гравітаційними (об'ємними) силами в ґрунтовій товщі.

У загальному вигляді чисельна гідрогеомеханічна модель представлена кінцевими елементами семи типів в межах поперечного профілю оцінюваної ділянки відповідно до літологічного складу матеріалу дамби ставка-охолоджувача і ґрунтової товщі природного залягання.

Розрахунковий профіль ділянки будівництва, розташованої в межах дамби ставка-охолоджувача, наведено на рис. 4.3.

Основними параметрами, що визначають стан модельованого масиву і його поведінку в умовах пружно-пластичного деформування, є питома вага γ , модуль деформації E , коефіцієнт Пуассона ν , питома зчеплення C і кут внутрішнього тертя φ , тобто набір характеристик, які одержують при проведенні стандартного комплексу інженерно-геологічних вишукувань.

Розрахункові значення фізико-механічних характеристик ґрунтів основи і матеріалу дамби ставка-охолоджувача встановлені за даними інженерно-геологічних вишукувань [24], діючих нормативів [19] і довідкової літератури.



Рисунок 4.3 – Розрахунковий профіль ділянки будівництва в межах дамби ставка-накопичувача: 1 – контур будівельного котловану; 2 – контур дренажування (водознижувальні свердловини); 3 – гідравлічне навантаження на контурі Каховського водосховища

Прийняті до розрахунку значення фізико-механічних характеристик намивних ґрунтів і ґрунтів основи встановлені з урахуванням коефіцієнта надійності по ґрунту $\gamma_{m(g)}$ для першої групи граничних станів. Згідно з ДБН-В.2.1-10-2009 розрахункові значення характеристик, нормативні значення яких визначені згідно з даними, наведеними в таблицях В.1-В.3 [19], приймаються при значеннях коефіцієнта надійності по ґрунту:

- у розрахунках основ за деформаціями $\gamma_g = 1;$
- у розрахунках основ за несучою здатністю:
для питомого зчеплення $\gamma_g(c) = 1,5;$
для кута внутрішнього тертя:
- пісків $\gamma_g(\varphi) = 1,1;$
- глинистих ґрунтів $\gamma_g(\varphi) = 1,15.$

Розрахункові значення фізико-механічних характеристик намивних ґрунтів і ґрунтів природного залягання згідно з виділеними інженерно-геологічними елементами (ІГЕ) наведені в таблиці 4.3.

Значення гідравлічної проникності різностей ґрунтів, представлених пісками дрібними і середніми намивними, що складають тіло дамби ставка-накопичувача, і пісків природного залягання – дрібних і середньої крупності, прийняті згідно з даними, наведеними у [24] – див. розділ 3. Згідно з дослідними даними коефіцієнти фільтрації пісків дрібних і середніх намивних (ІГЕ 1A₁, 1A₂, 1a₁, 1a₂), дрібних і середньої крупності природного залягання (ІГЕ 4Б, 4В і 5) становлять відповідно 10,0, 20,0 м/добу і 5,3 і 20,0 м/добу.

Таблиця 4.3 – Розрахункові значення фізико-механічних характеристик намивних ґрунтів і ґрунтів природного залягання

Номер типу елемента	Найменування	Позначення	Питома вага, γ , кН/м ³	Модуль деформації, E , кПа	Коефіцієнт Пуассона, ν , дол. од.	Питоме зчеплення, C , кПа	Кут внутрішнього тертя, φ , град
1	Пісок дрібний (ІГЕ-1А ₁)		19,0	13000,0	0,3	0,0	25,5
2	Пісок дрібний (ІГЕ-1А ₂)		19,4	23000,0	0,3	0,7	26,4
3	Пісок середньої крупності (ІГЕ-1а ₁)		19,0	15000,0	0,3	0,0	25,5
4	Пісок середньої крупності (ІГЕ-1а ₂)		19,3	25000,0	0,3	0,7	26,4
5	Пісок дрібний (ІГЕ-4Б)		19,8	30000,0	0,3	1,3	28,2
6	Пісок дрібний (ІГЕ-4В)		21,0	45000,0	0,3	3,3	33,6
7	Пісок середньої крупності (ІГЕ-5)		20,2	40000,0	0,3	1,3	33,6

Розрахункова гідродинамічна схема ділянки будівництва для характерного поперечного профілю дамби ставка-охолоджувача наведена на рис. 4.4.

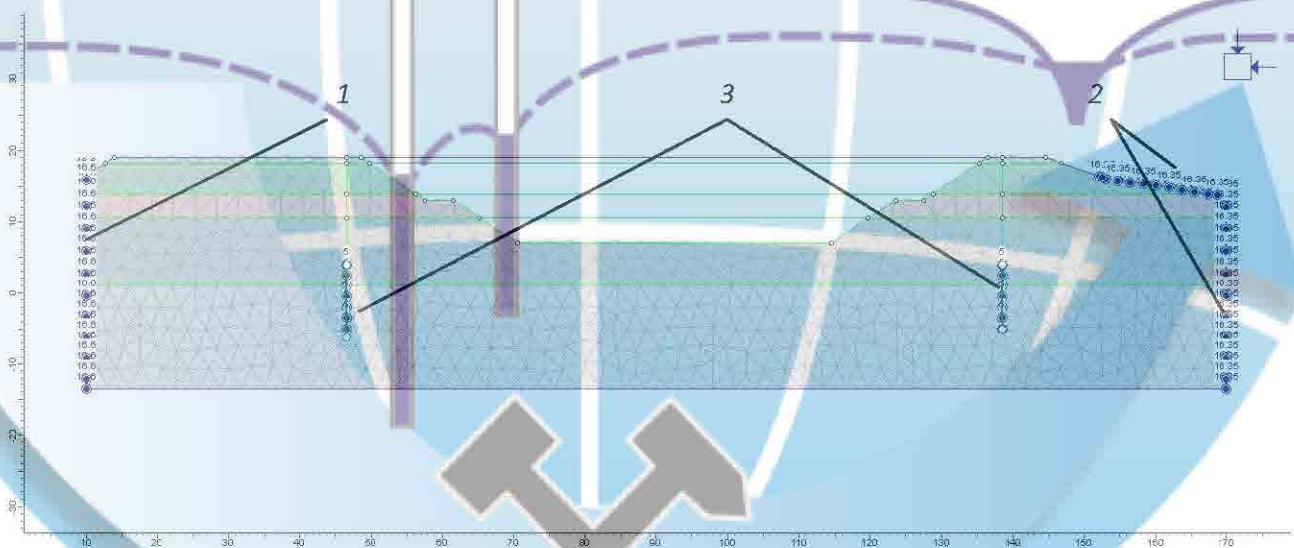


Рисунок 4.4 – Розрахункова гідродинамічна схема ділянки будівництва: 1, 2 - контури живлення – відповідно відвідний канал градирень (абс. відм. 16,60 м) і Каховське водосховище (абс. відм. 16,35 м); 3 – дренажні контури – водозабірні свердловини системи водовідведення (абс. відм. 5,00 м)

4.3 Оцінка гідрогеомеханічного стану і стійкості ґрунтового масиву на ділянці проєктованого будівництва

При роботі системи водозниження на ділянці проектного будівництва насосної станції додаткової води в межах дамби ставка-охолоджувача формується гідравлічна депресія, положення якої в межах поперечного профілю ділянки будівництва наведено на рисунку 4.5.



Рисунок 4.5 – Положення рівневої поверхні гідравлічної депресії на ділянці проектного будівництва при роботі водознижувальних споруд

Деформації осідання поверхні дамби ставка-охолоджувача при зниженні рівня води в межах гідравлічної депресії від роботи водозабірних споруд, за умови гарної проникності ґрунтів, відсутності їх повзучості і трикутної епюри напружень, можуть бути оцінені за формулою [10]:

$$S = \frac{\gamma_w \Delta H^2}{2E}, \quad (4.24)$$

де S – осадка шару ґрунту в інтервалі зниження рівня води ΔH , м; γ_w – питома вага води, кН/м^3 ; E – модуль деформації, кПа .

При зниженні рівня води на величину $16,5 - 6,0 = 10,5$ м, питомій вазі води $10,0 \text{ кН/м}^3$, і середньозваженому модулі деформації ґрунтів в інтервалі зниження рівня води 34700 кПа , прогнозована максимальна величина осідання поверхні дамби становить:

$$S = \frac{10,0 \cdot 10,5^2}{2 \cdot 34700} = 0,016 \text{ м.}$$

Отримана величина осідання **0,016 м (1,6 см)** відповідає зростанню ефективних напружень в інтервалі водозниження на величину зниження порового тиску (нейтральних напружень) в ґрунтовій товщі.

При найменшій відстані від урізу Каховського водосховища до контуру водозабірних споруд, яка становить $l = 13,6$ м, величина ухилу (крену) поверхні дамби I_s в зоні впливу системи водозниження може досягати

$$I_s = \frac{S}{l} = \frac{0,016}{13,6} = 0,0012.$$

Можливість розвитку суфозійних процесів в основі укосів будівельного котловану за умови фільтрації води в стінках укосів може бути оцінена за осередненим критичним градієнтом напору $I_{cr,m}$ (СНиП 2.02.02-85, табл. 3 [23]) – таблиця 4.4

Таблиця 4.4 – Розрахункові значення осередненого критичного напору

$I_{cr,m}$ в основі споруд із дренажем (СНиП 2.02.02-85, табл. 3)

Ґрунт	Розрахунковий осереднений критичний градієнт напору $I_{cr,m}$
Пісок дрібний	0,32
середньої крупності	0,42
крупний	0,48
Супісок	0,60
Суглинок	0,80
Глина	1,35

Для ділянки будівельного котловану, розташованої з сторони Каховського водосховища (абс. відм. 16,35 м), ухил гідравлічної депресії I на конту-

рі дна котловану (абс. відм. 7,0 м), віддаленого від урізу водосховища на відстань 37,5 м, становить

$$I = \frac{\Delta H}{l} = \frac{16,35 - 7,0}{37,5} = \mathbf{0,25},$$

що не перевищує розрахункового критичного градієнту напору для дрібних пісків $I_{cr,m} = \mathbf{0,32}$, але їх відносна близькість свідчить про можливість розвитку суфозійних процесів за умови зміни гідродинамічного режиму на ділянці будівельного котловану.

Для запобігання можливого розвитку суфозійних процесів в основі укосів будівельного котловану і зниження їх стійкості слід виключити формування зон фільтрації підземних вод на низових ділянках укосів котловану.

Деформації ґрунтового масиву при зведенні будівельного котловану з параметрами закладення його елементів відповідно до проекту будівництва оцінені за даними моделювання гідрогеомеханічного стану ґрунтового масиву і ілюструються рис. 4.6.

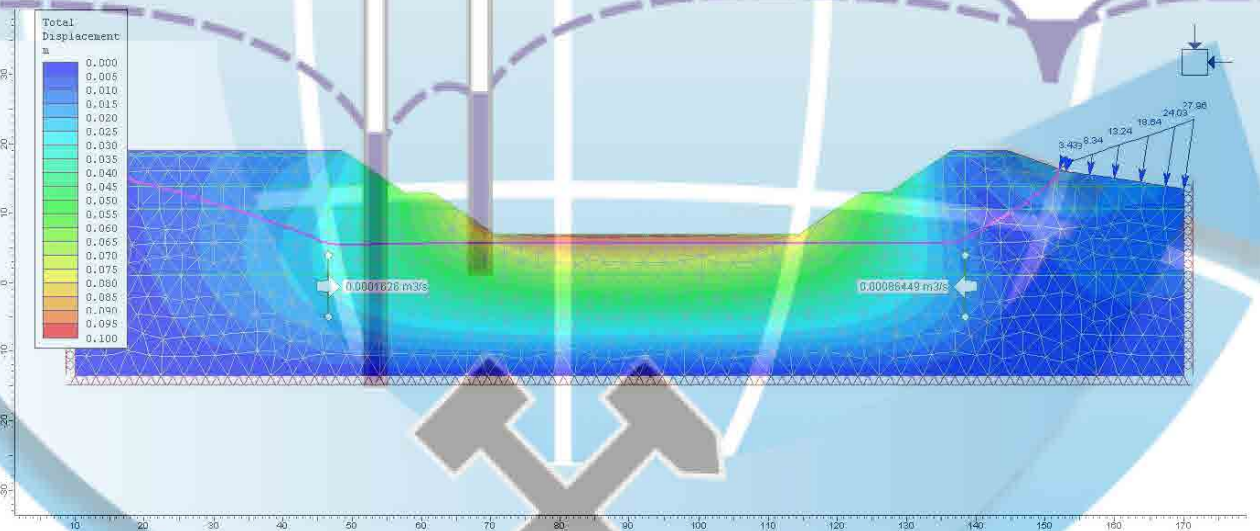


Рисунок 4.6 – Розрахункові деформації ґрунтового масиву на ділянці зведення будівельного котловану в умовах проектного водозниження

Згідно з результатами виконаних розрахунків деформації ґрунтового масиву можуть бути оцінені за величинами вертикальних і горизонтальних

переміщень на контурах елементів будівельного котловану – в межах верхньої і проміжної бери, укосів і дна котловану (рис. 4.7, 4.8).

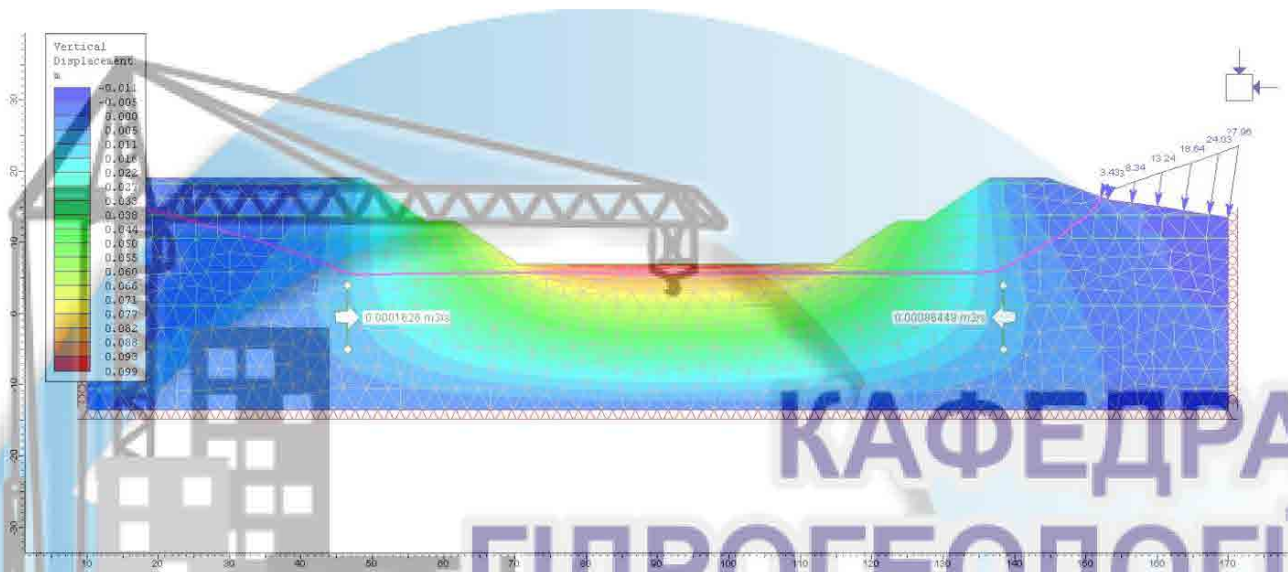


Рисунок 4.7 – Розрахункові вертикальні переміщення в ґрунтовому масиві при зведенні будівельного котловану в умовах проєктованого водозниження

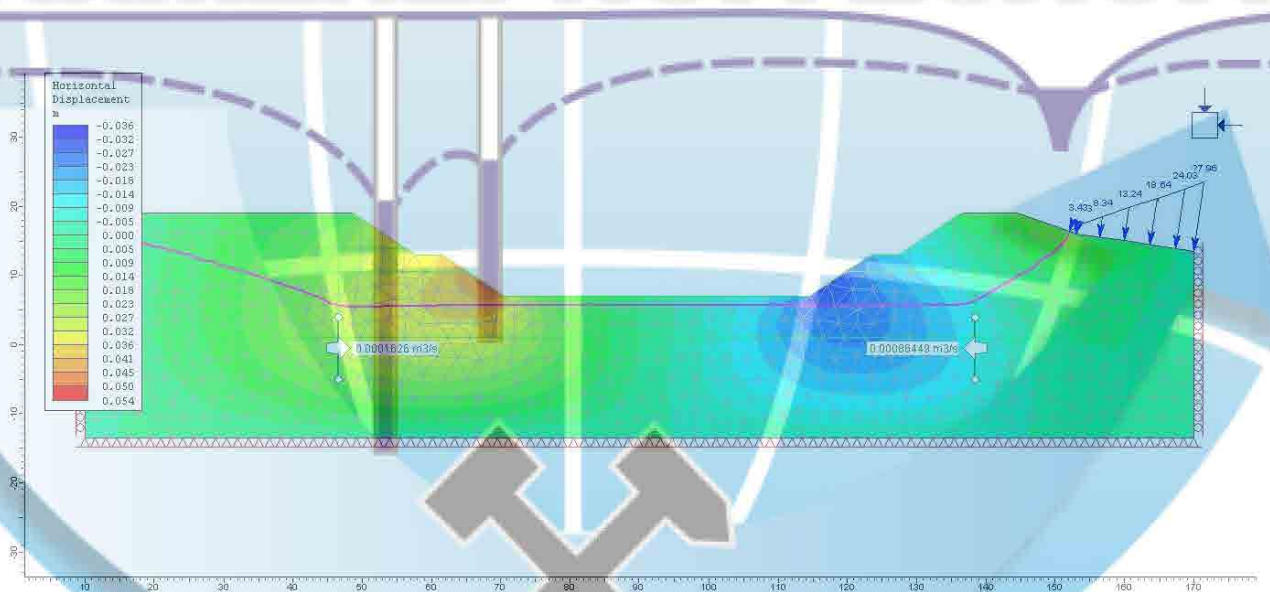


Рисунок 4.8 – Розрахункові вертикальні переміщення в ґрунтовому масиві при зведенні будівельного котловану в умовах проєктованого водозниження

Максимальні вертикальні переміщення – осідання, характерні для верхніх бери укосів будівельного котловану і знаходяться в межах **0,005** м. В

контурах дна котловану за рахунок розвантаження ґрунтового масиву при виймці ґрунту фіксується підняття поверхні дна, яке в центральній частині котловану досягає **0,10** м (рис. 4.7).

Найбільші горизонтальні переміщення характерні для ділянок укосів будівельного котловану в межах їх низових частин і складають близько **0,032...0,05** м (рис. 4.8).

Розрахунок гідрогеомеханічної стійкості ґрунтових укосів виконаний з використанням інтегрованого до пакету чисельного моделювання алгоритму розрахунку згідно з методом зниження параметрів міцності.

За результатами моделювання встановлено, що в умовах зведення будівельного котловану при роботі проекрованої системи водозниження гідрогеомеханічна стійкість ґрунтових укосів забезпечується на рівні $k_s = 1,13$, що нижче встановленого нормативного значення $k_s = 1,19$, і пов'язано з наявністю у верхній частині укосів будівельного котловану недоупільнених намівних пісків (рис. 4.9)

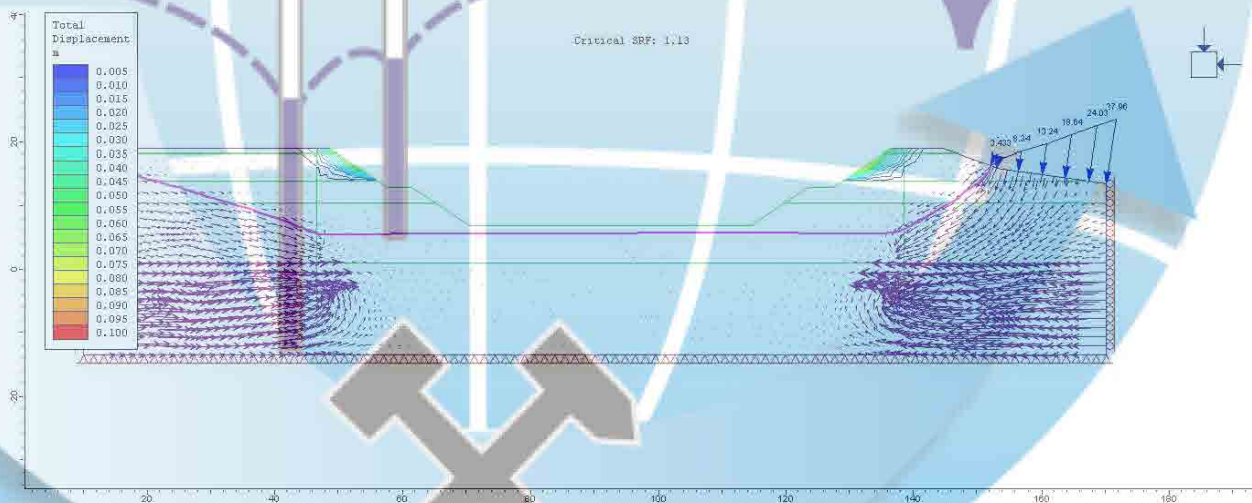


Рисунок 4.9 – Характер зсувного деформування укосів будівельного котловану – коефіцієнт запасу стійкості $k_s = 1,13$

Для підвищення стійкості укосів до рівня не нижче $k_s = 1,19$ доцільним є зведення шпунтової стінки по контуру проміжної берми – в основі верхньо-

го укосу будівельного котловану, зі зменшенням закладення цієї частини укосу, складеної наливними пісками, до **1:2,0** – за рахунок перевищення відміткою верху шпунтової стінки відмітки проміжної берми на **1,5 м** – **варіант 1** (рис. 4.10).



Рисунок 4.10 – Розрахункова схематизація ділянки будівництва в межах дамби ставка-охолоджувача зі шпунтовою стінкою: 1 – контур будівельного котловану; 2 – гідравлічне навантаження на контурі Каховського водосховища; 3 – контур дренавання (водознижувальні свердловини); 4 – шпунтова стінка

Оцінка стійкості укосів будівельного котловану виконана при закладенні в ґрунтовому масиві **шпунтової стінки** в інтервалі глибин **4,5...18,0 м** (абс. відм. **14,50...1,00 м**) довжиною **13,5 м**, з параметрами шпунтового огородження: питома вага матеріалу шпунта (сталь) – $77,0 \text{ кН/м}^3$, модуль пружності $200 \cdot 10^3 \text{ МПа}$, тимчасова міцність 330 МПа , коефіцієнт фільтрації – $1,0 \cdot 10^{-20} \text{ м/с}$.

Згідно з результатами виконаних розрахунків закладення шпунтової стінки в ґрунтовому масиві в контурах укосів будівельного котловану забезпечує підвищення їх гідргеомеханічної стійкості до $k_s = \mathbf{1,64}$ (рис. 4.11).

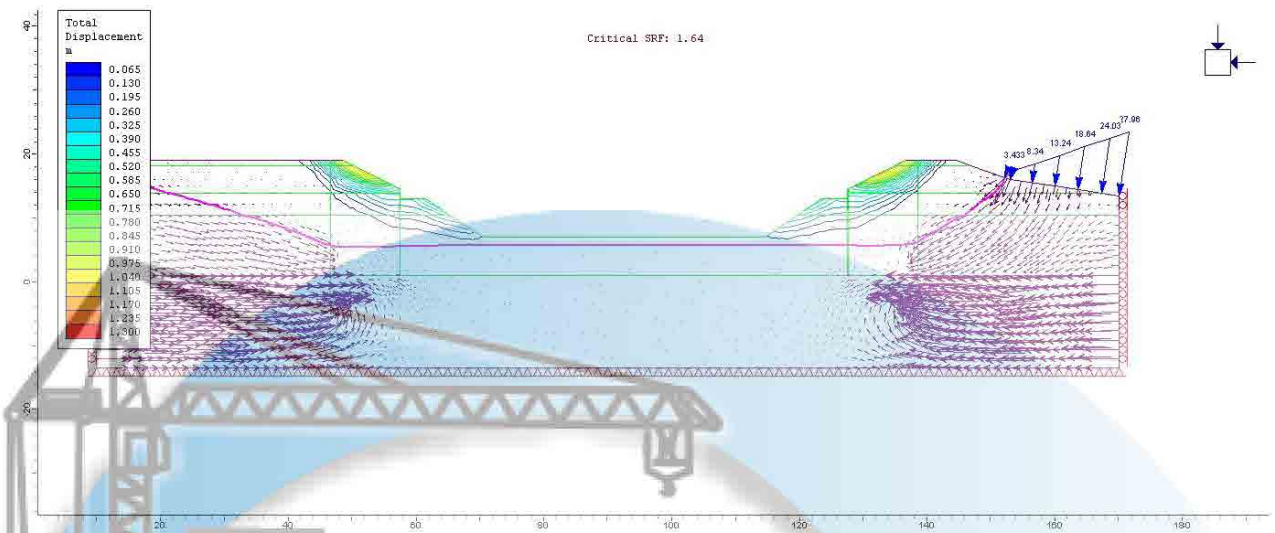


Рисунок 4.11 – Характер зсувного деформування укосів будівельного котловану при закладенні в ґрунтовому масиві

шпунтової стінки – варіант 1: коефіцієнт запасу стійкості $k_s = 1,64$

При закладенні укосів котловану **1:1,75** і положенні шпунтової стінки в межах проміжної берми з абс. відм. верху стінки **13,00 м** при абс. відм. проміжної берми **11,00 і 13,00 м** (відповідно для **варіантів 2 і 3**), і глибини закладення нижнього контуру шпунтової стінки, що відповідає відмітці **-2,00 м**, значення коефіцієнту запасу стійкості знаходиться в межах $k_s = 1,32...1,39$ (рис. 4.12, 4.13).

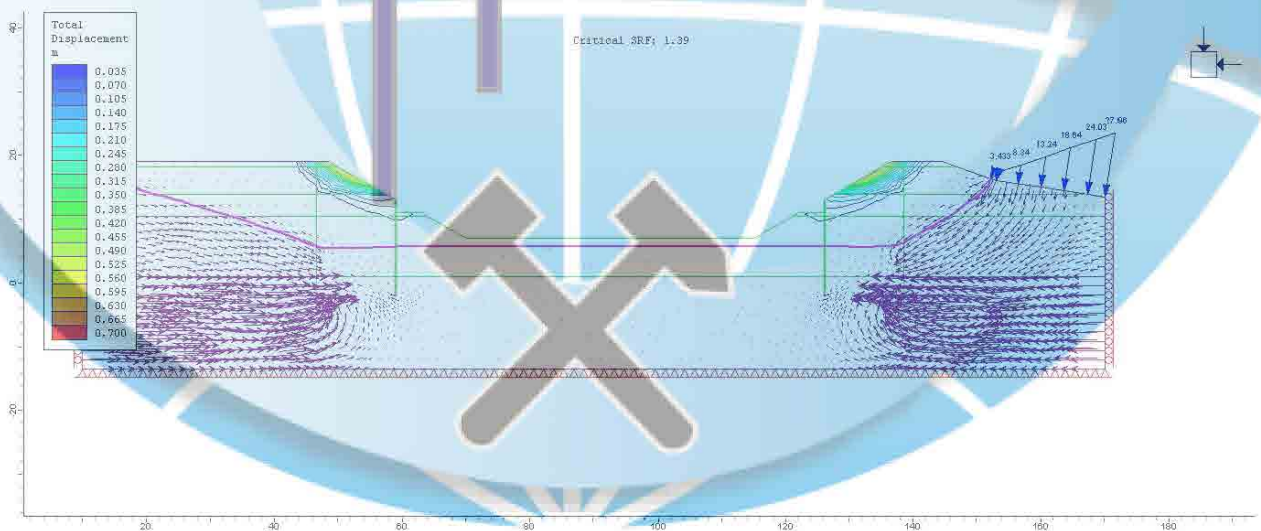


Рисунок 4.12 – Характер **зсувного** деформування укосів будівельного котловану при закладенні в ґрунтовому масиві

шпунтової стінки – варіант 2: коефіцієнт запасу стійкості $k_s = 1,39$

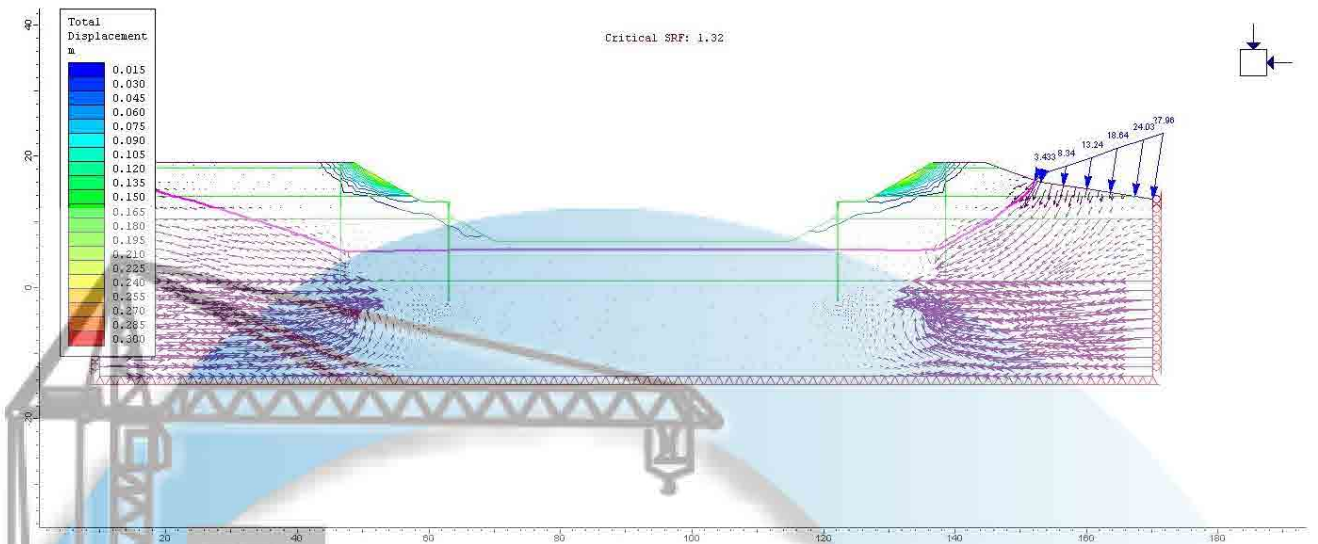


Рисунок 4.13 – Характер зсувного деформування укосів будівельного котловану при закладенні в ґрунтовому масиві

шпунтової стінки – варіант 3: коефіцієнт запасу стійкості $k_s = 1,32$

У випадку розміщення шпунтової стінки у підніжжі укосів будівельного котловану в інтервалі абс. відм. 9,00...– 6,00 м, закладенні укосів 1:1,75 і положенні проміжної берми на абс. відм. 14,0 м (варіант 4), забезпечується коефіцієнт запасу стійкості укосів на рівні $k_s = 1,20$ (рис. 4.14).

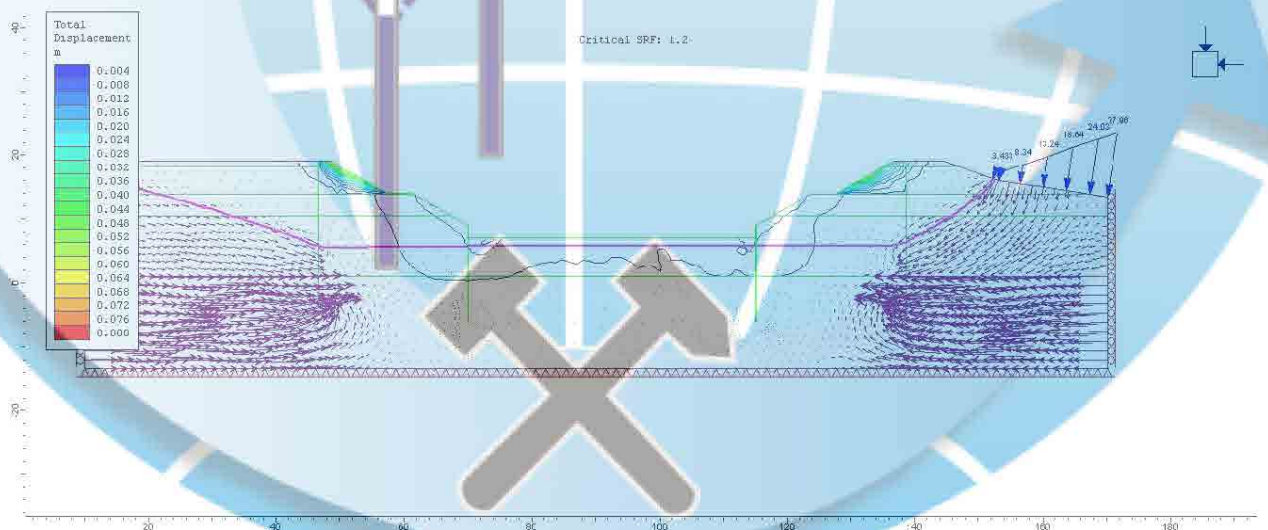


Рисунок 4.14 – Характер зсувного деформування укосів будівельного котловану при закладенні в ґрунтовому масиві

шпунтової стінки – варіант 4: коефіцієнт запасу стійкості $k_s = 1,20$

При закладенні верхнього і нижнього укосів будівельного котловану **1:1,75** доцільним варіантом може бути **варіант 5**, який передбачає закладення **шпунтової стінки** з розміщенням її в інтервалі абсолютних відміток **15,00...0,00 м** – при перевищенні відмітки закладення проміжної берми (абс. відм. **13,0 м**) на **2,0 м**. Отримане за результатами розрахунків значення коефіцієнту запасу стійкості для **варіанту 5** становить $k_s = 1,74$ (рис. 4.15).

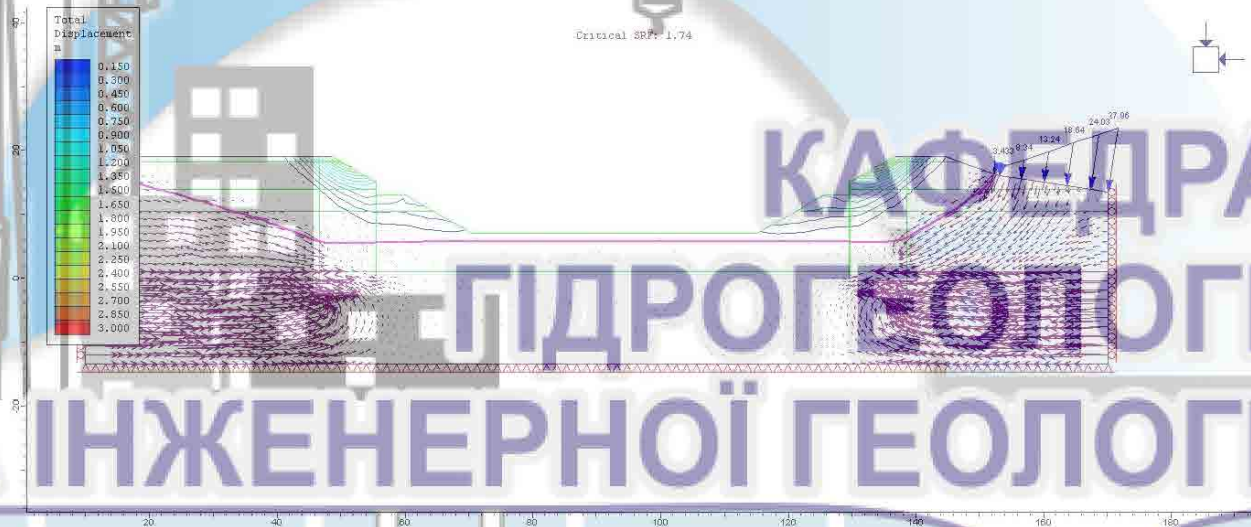


Рисунок 4.15 – Характер **зсувного** деформування укосів будівельного котловану при закладенні в ґрунтовому масиві **шпунтової стінки** – **варіант 5**: коефіцієнт запасу стійкості $k_s = 1,74$

Однак, зважаючи на невисоку ефективність шпунтової завіси з точки зору можливого зниження загального водовідбору дренажними свердловинами (при заглибленні шпунтової стінки не на всю потужність товщі пісків середньої крупності), а також враховуючи отримане за **варіантом 5** значення коефіцієнту запасу стійкості $k_s = 1,74$, що значно перевищує нормативне значення $k_s = 1,19$, до розгляду може бути рекомендовано варіант із закладенням шпунтової стінки на проміжній бермі укосів на глибину до **9,0 м** – в межах інтервалу абсолютних відміток **15,00...6,00 м**, так як це виконано у **варіанті 6** (рис. 4.16).

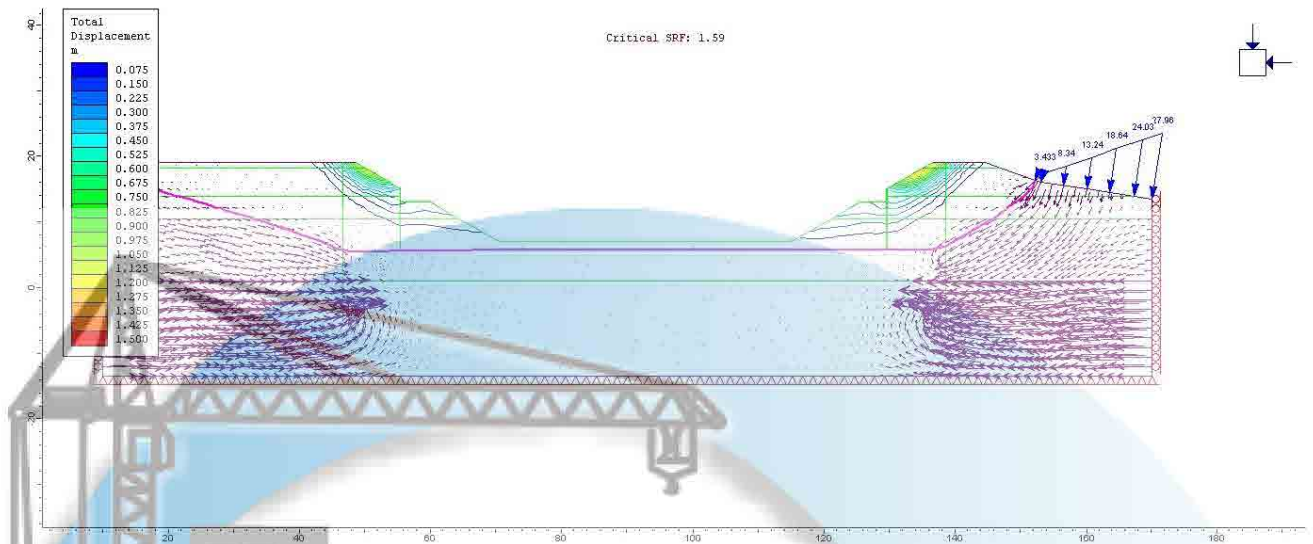


Рисунок 4.16 – Характер зсувного деформування укосів будівельного котловану при закладенні в ґрунтовому масиві шпунтової стінки – варіант 6: коефіцієнт запасу стійкості $k_s = 1,59$

Згідно з результатами виконаних розрахунків значення коефіцієнту запасу стійкості для **варіанту 6** становить $k_s = 1,59$.

У даному випадку обмеження глибини закладення шпунтової стінки абсолютною відміткою **6,00 м** у товщі пісків дрібних (ПЕ-4В) буде сприяти забезпеченню ефективної роботи водознижувальних свердловин, розташованих на зовнішніх контурах будівельного котловану.

ВИСНОВКИ ТА РЕКОМЕНДАЦІЇ

За результатами аналізу інженерно-геологічних та гідрогеологічних умов ділянки будівництва, результатів моделювання гідродинамічного режиму та гідрогеомеханічного стану досліджуваної ділянки в умовах роботи системи водозниження, зроблені наступні висновки.

1. Гідрогеологічні й інженерно-геологічні умови ділянки проєктованого будівництва визначаються розташуванням будівельного майданчика в межах дамби ставка-охолоджувача, обмеженої з одного боку акваторією Каховського водосховища, з іншого – відвідним каналом градирень Запорізької АЕС.

2. Гідрогеологічний режим ділянки будівництва залежить від гідрологічного режиму Каховського водосховища, який характеризується коливанням рівня води в межах абс. відм. 15,42...16,19 м (2017-2018 рр.) при НПГ 16,00 м і положенні рівня води з 1% забезпеченістю на абс. відм. 16,35 м, та рівня води у ставку-охолоджувачі на абс. відм. 16,51...16,60 м.

3. Робота системи водозниження на ділянці будівництва визначається наявністю в межах геологічного розрізу шаруватої ґрунтової товщі, представленій у верхній частині пісками намивними дрібними і середньої крупності з коефіцієнтом фільтрації 10,0 м/добу, в середній і нижній частинах – пісками дрібними і середньої крупності природного залягання з коефіцієнтами фільтрації відповідно 5,3 м/добу і 20,0 м/добу.

4. При прийнятій у проєкті будівництва схемі вертикального дренажу з розташуванням 36 водозабірних свердловин по контуру будівельного котловану продуктивністю 10 м³/год кожна (загальний водовідбір 360 м³/год) не забезпечується необхідне зниження рівня підземних вод до абс. відм. 6,0 м у центральній частині будівельного котловану.

5. Одночасне застосування шпунтової протифільтраційної завіси, закладеної на глибину до 15,0...18,0 м, як по зовнішньому, так і внутрішнім контурах будівельного котловану, при продуктивності 36 водозабірних свердловин від 10,0 до 20,0 м³/год кожна, також не забезпечує необхідного зни-

ження рівня води в центральній частині котловану, що пов'язано з наявністю у нижній частині розрізу потужної товщі (до **14,5 м**) пісків середньої крупності з коефіцієнтом фільтрації **20,0 м/добу**;

6. Забезпечення необхідного зниження рівня підземних вод до абс. відм. **6,0 м** в центрі будівельного котловану досягається при схемі водозниження, представленою **41** водозабірною свердловиною з продуктивністю **25 м³/год** кожна (загальний водовідбір **1025 м³/год**) з кроком закладення свердловин **5,8 м** на контурі котловану зі сторони Каховського водосховища і **8,0 м** – на контурі зі сторони водовідвідного каналу градирень.

7. Для забезпечення необхідного водозниження доцільно обладнання водозабірних свердловин насосами типу **ЕЦВ 6-25-50 (5,5 кВт)** або **ЕЦВ 6-25-70 (8,0 кВт)**; при довжині насосів від **1140 до 1400 мм** і встановленні їх нижче динамічного рівня не менш ніж на **1,0 м**, глибина водозабірних свердловин з урахуванням відстійника довжиною **1,5 м** повинна бути не менш ніж **19,5 м**, однак, зважаючи на необхідність забезпечення необхідного рівня водозахоплення, глибину водозабірних свердловин доцільно встановити рівною **25,5 м** з робочою частиною фільтра в межах абс. відм. **4,0...–5,0 м**, так, як це визначено у проекті будівництва; рекомендований діаметр водознижувальних свердловин – **219 мм**.

8. Очікувана величина осідання поверхні дамби ставка-охолоджувача при зниженні рівня води в межах гідравлічної депресії від роботи водозабірних споруд на величину до **10,5 м** знаходиться в межах **0,0...0,016 м (0,0...1,6 см)**, відповідає зростанню величини ефективних напружень в інтервалі водозниження на величину зниження порового тиску (нейтральних напружень) в ґрунтовій товщі.

9. Можливість розвитку суфозійних процесів в будівельному котловані за умови фільтрації води в стінках укосів оцінена за осередненим критичним градієнтом напору (піски дрібні – **0,32**), і при ухилі гідравлічної депресії на контурі дна котловану **0,25** свідчить про відсутність умов для розвитку механічної суфозії, однак, її розвиток можливий за умови зміни гідродинамічного

режиму, у зв'язку з чим необхідно виключити формування зон фільтрації підземних вод на низових ділянках укосів будівельного котловану.

10. Деформаційні процеси при зведенні будівельного котловану характеризуються розвитком вертикальних і горизонтальних деформацій, що представлені осіданням в межах верхових ділянок берм на рівні **0,005 м** і підняттям дна в центральній частині котловану на величину до **0,10 м**, а також горизонтальними зміщеннями контурів низових укосів будівельного котловану в межах **0,032...0,05 м**; наведені деформаційні процеси будуть сприяти розушцільненою ґрунтів в межах укосів котловану і зниженню їх геомеханічної стійкості.

11. Згідно з виконаними розрахунками гідрогеомеханічна стійкість бортів будівельного котловану при прийнятому у проекті закладенні ґрунтових укосів (**1:1,5**) і розрахунковому положенні гідравлічної депресії в ґрунтовому масиві при роботі системи водозниження забезпечується на рівні коефіцієнту запасу стійкості $k_s = 1,13$, що нижче нормативного значення $k_s = 1,19$, встановленого у відповідності до класу відповідальності (наслідків) спроектованої споруди.

12. Для підвищення стійкості укосів будівельного котловану до рівня не нижче $k_s = 1,19$ доцільним є зведення шпунтової стінки по контуру проміжної берми (абс. відм. **13,00 м**) в основі верхнього укосу котловану, зі зменшенням закладення верхнього і нижнього укосів до **1:1,75** – за рахунок перевищення відміткою верху шпунтової стінки відмітки проміжної берми на **2,0 м**; згідно з результатами виконаних розрахунків закладення шпунтової стінки в ґрунтовому масиві в інтервалі абс. відм. **15,00...6,00 м** в контурах укосів будівельного котловану забезпечує підвищення їх гідрогеомеханічної стійкості до $k_s = 1,59$.

ПЕРЕЛІК ВИКОРИСТАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ**Опублікована:**

1. Гавич И.К. Теория и практика применения моделирования в гидрогеологии. – М.: Недра, 1980. – 358 с.
2. Гидродинамические и физико-химические свойства горных пород / Н.Н. Веригин, С.В. Васильев, В.С. Саркисян и др. – М.: Недра, 1977. – 271 с.
3. Гриневский С.О., Новоселова М.В. Закономерности формирования инфильтрационного питания подземных вод / Водные ресурсы. – 2010. – Т. 37. – № 6 – С. 1-12.
4. Інфільтраційне живлення ґрунтових вод Причорноморського артезіанського басейну / Білокопитова Н.А., Рубан С.А., Подвігіна О.О., Буцька Ю.М. – ДВ УкрДГРІ. Дніпропетровськ, 2010.
5. Лившиц В.М., Белокопытова Н.А. и др. Методические рекомендации по моделированию на ЭВМ фильтрации подземных вод в слоистых толщах. – Днепропетровск: ДО ИМР, 1987.
6. Ломакин Е.А., Мироненко В.А., Шестаков В.М. Численное моделирование геофильтрации. – М.: Недра, 1988. – 228 с.
7. Мироненко В.А. Динамика подземных вод. – М.: Недра, 1983.
8. Прогнозы подтопления и расчет дренажных систем на застраиваемых и застроенных территориях / Комплекс. н-и и конструктор.-технолог. – водоснабжения, канализации, гидротехн. сооружений и инж. гидрогеологии. – М.: Стройиздат, 1991. – 272 с. : ил. – (Справ. пособие к СНиП).
9. Проектирование водозаборов подземных вод. Под ред. Ф.М. Бочеве-ра. – М.: Стройиздат, 1976. – 292 с.
10. Тер-Мартirosян З.Г. Прогноз механических процессов в массивах многофазных грунтов. – М.: Недра, 1986. – 292 с.
11. Тимошук В.И. Обоснование гидродинамически целесообразной системы дренажа в условиях проектируемой застройки поймы р. Днепр / В.И. Тимошук, Е.А. Шерстюк // Строительство. Материаловедение. Машиностро-

ение. Серия: Энергетика, экология, компьютерные технологии в строительстве. Приднепровская государственная архитектурно-строительная академия. – 2017. – № 98. – С. 166-173.

12. Фадеев А.Б. Метод конечных элементов в геомеханике. – М.: Недра, 1987. – 221 с.

13. Duncan, J.M. (2000). Factors of safety and reliability in geotechnical engineering. *J. Geotechnical & Geoenvironmental Engineering*, April, pp. 307-316.

14. Kinzelbach W. Groundwater modeling. – Amsterdam: Elsevier. – 1986. – 312 p.

15. McDonald M.G. and Harbaugh A.W., 1984. A modular three-dimensional finite-difference ground-water flow model: U.S. Geological Survey Open-File Report 83-875, 528 p.

16. Pande, G.N., Beer, G., & Williams, J.R., (1990), "Numerical Methods in Rock Mechanics", John Wiley and Sons, Ltd.

17. ДБН В.1.2-2:2006. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування. – К.: Мінбуд України, 2006. – 75 с.

18. ДБН В.1.2 -14-2009. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ. – К.: Мінрегіонбуд України, 2009. – 49 с.

19. ДБН В.2.1-10-2009. Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування. – Київ: Мінрегіонбуд України, 2009. – 107 с.

20. ДБН В.2.4-3:2010. Гідротехнічні, енергетичні та меліоративні системи і споруди, підземні гірничі виробки. Гідротехнічні споруди. Основні положення. – К.: Мінрегіонбуд України, 2010. – 41 с.

21. ДБН В.1.1-12:2014. Будівництво в сейсмічних районах України. – К.: Мінрегіонбуд України, 2014. – 118 с.

22. ДБН В.1.1-25-2009. Захист від небезпечних геологічних процесів, шкідливих експлуатаційних впливів, від пожежі. Інженерний захист терито-

рій та споруд від підтоплення та затоплення. – К.: Мінрегіонбуд України, 2010. – 34 с.

23. СНиП 2.02.02-85. Основания гидротехнических сооружений. – М., Госстрой СССР, 1988. – 44 с.

Фондова:

24. Заключение по результатам инженерно-геологических изысканий по объекту проектирования: "Насосная станция добавочной воды" / ИГ-785-320/18-252. СЭЗиС ОП "Запорожская АЭС" ГП НАЭК "Энергоатом". – Энергодар, 2018. – 78 с.

25. "Насосная станция добавочной воды. Новое строительство. ОП "Запорожская АЭС" ГП НАЭК "Энергоатом" / Проект. Том 1. Пояснительная записка. ЦУА-602-221-ВД.ПЗ.01. АО ХИ "Энергопроект". – Харьков, 2018. – 280 с.

26. "Насосная станция добавочной воды. Новое строительство. ОП "Запорожская АЭС" ГП НАЭК "Энергоатом" / Проект. Том 2. Ведомости оборудования. ЦУА-602-221-ВД.ПЗ.02. АО ХИ "Энергопроект". – Харьков, 2018. – 26 с.

27. "Насосная станция добавочной воды. Новое строительство. ОП "Запорожская АЭС" ГП НАЭК "Энергоатом" / Проект. Том 3. Ведомости объемов работ. ЦУА-602-221-ВД.ПЗ.03. АО ХИ "Энергопроект". – Харьков, 2018. – 85 с.

28. "Насосная станция добавочной воды. Новое строительство. ОП "Запорожская АЭС" ГП НАЭК "Энергоатом" / Проект. Том 5. Организация строительства. ЦУА-602-221-ВД.ПЗ.05. АО ХИ "Энергопроект". – Харьков, 2018. – 67 с.

29. "Насосная станция добавочной воды. Новое строительство. ОП "Запорожская АЭС" ГП НАЭК "Энергоатом" / Проект. Том 5. Расчет класса последствий (ответственности) объекта строительства. ЦУА-602-221-ВД.ПЗ.06. АО ХИ "Энергопроект". – Харьков, 2018. – 18 с.

ДОДАТОК А

ВІДЗИВ

на кваліфікаційну роботу студента гр. 103м-19-2 Сауха Валерія Сергійовича "Оцінка ризиків втрати гідрогеомеханічної стійкості ґрунтового масиву та обґрунтування схеми її попередження "

В кваліфікаційній роботі Сауха В.С. виконано дослідження гідродинамічних та геомеханічних процесів в ґрунтовому масиві в умовах спорудження будівельного котловану на ділянці проектного будівництва насосної станції.

При виконанні дослідження значна увага приділена аналізу інженерно-геологічних умов ділянки проектного будівництва, геофільтраційній та геомеханічній схематизації досліджуваної ділянки та обґрунтуванню розрахункових гідродинамічних та геомеханічних параметрів.

Обґрунтування доцільної схеми будівельного водозниження та гідродинамічних параметрів водознижувальних споруд виконано з використанням чисельного геофільтраційного моделювання та застосуванням обчислювальної техніки.

За результатами геомеханічного моделювання в роботі наданий прогноз гідрогеомеханічної стійкості укосів будівельного котловану та обґрунтовані заходи, спрямовані на підвищення стійкості укосів котловану в умовах проектного водозниження.

Всі задачі, поставлені в кваліфікаційній роботі Сауха В.С., вирішені в повному обсязі, робота містить необхідний обсяг ілюстративного та табличного матеріалу.

Робота виконана методично грамотно і відповідає вимогам, що ставляться до рівня вищої освіти за НРК, та компетентностям освітньо-професійної програми "Гідрогеологія". Кваліфікаційна робота заслуговує оцінки "відмінно", а її автор Саух В.С. – присвоєння ступеня магістр за спеціальністю "Науки про Землю".

Керівник кваліфікаційної роботи,
к.т.н., доцент

В.І.Тимошук

ДОДАТОК Б

на кваліфікаційну роботу ступеня магістра Національного технічного університету «Дніпровська політехніка» спеціальності «Науки про Землю» (освітньо-професійна програма «Гідрогеологія»), студента гр. 103м-19-2 Сауха Валерія Сергійовича «Оцінка ризиків втрати гідрогеомеханічної стійкості
грунтового масиву та обґрунтування схеми її попередження»

В кваліфікаційній роботі Сауха В.С. виконано дослідження гідрогеологічних та інженерно-геологічних умов ділянки проєктованого будівництва в зв'язку з обґрунтуванням доцільної схеми будівельного водозниження.

За результатами аналізу даних про інженерно-геологічні та гідрогеологічні умови досліджуваної території встановлені основні фактори, що визначають формування гідродинамічного режиму підземних вод та обґрунтована загальна гідродинамічна схема ділянки проєктованого будівництва.

Визначення доцільної схеми будівельного водозниження та гідродинамічних параметрів водозабірних споруд виконано за результатами чисельного геофільтраційного моделювання із застосуванням спеціального програмного забезпечення та використанням електронно-обчислювальної техніки

Для оцінки ризиків втрати стійкості укосів будівельного котловану автором роботи виконані аналітичні та модельні розрахунки гідрогеомеханічного стану ґрунтового масиву з урахуванням змін гідродинамічного режиму під впливом будівельного водозниження.

На основі виконаних оцінок обґрунтовані заходи щодо підвищення гідрогеомеханічної стійкості укосів будівельного котловану.

Робота виконана методично грамотно і відповідає вимогам, що ставляться до рівня вищої освіти за НРК та компетентностям освітньо-професійної програми «Гідрогеологія». Кваліфікаційна робота заслуговує оцінки «відмінно», а її автор Саух В.С. – присвоєння ступеня магістр за спеціальністю «Науки про Землю».

Завідувач кафедри геофізичних
методів розвідки, д.г.н., професор

М.М.Довбніч

ДОДАТОК В

Протокол перевірки кваліфікаційної роботи магістра
студента (ки) групи 103М-19-2
(шифр групи)

Сауха Валерія Сергійовича
(прізвище, ім'я, по батькові)

Назва роботи: «Оцінка ризиків втрати гідрогеомеханічної
стійкості ґрунтового масиву та обґрунтування схеми її попередження»

Науковий керівник к.т.н., доцент Тимошук В.І.
(прізвище, ініціали, посада)

Показники звіту подібності

Plagiat.pl «StrikePlagiarism»	Unicheck	
	Оригінальність	74
Схожість	26	

Аналіз звіту подібності (відмітити потрібне)

- Запозичення, виявлені у роботі, оформлені коректно і не містять ознак плагіату.
- Виявлені у роботі запозичення не мають ознак плагіату, але їх надмірна кількість викликає сумніви щодо цінності роботи і відсутності самостійності її автора. Роботу направити на доопрацювання.
- Виявлені у роботі запозичення є недобросовісними і мають ознаки плагіату та/або в ній містяться навмисні спотворення тексту, що вказують на спроби приховання недобросовісних запозичень.

Науковий керівник

к.т.н., доцент Тимошук В.І.

Нормо контролер

доц. Загриценко А.М.

Зав. кафедри

проф. Рудаков Д.В.

(дата)