



**МИННО-ГЕОЛОЖКИ УНИВЕРСИТЕТ „СВ. ИВАН РИЛСКИ”,
СОФИЯ
ФАКУЛТЕТ ГЕОЛОГОПРОУЧВАТЕЛЕН
КАТЕДРА „Хидрогеология и инженерна геология“**

Маг. инж. Ина Божидарова Божинова-Попова

**„ОПАЗВАНЕ НА СГРАДИ И СЪОРЪЖЕНИЯ В ОКОЛНОТО
ПРОСТРАНСТВО ПРИ ПОДЗЕМНОТО СТРОИТЕЛСТВО В
УРБАНИЗИРАНИ ТЕРИТОРИИ“**

А В Т О Р Е Ф Е Р А Т

на дисертационен труд за присъждане на
образователна и научна степен **"ДОКТОР"**

по научна специалност „Инженерна геология“

Научен ръководител:

1. Проф. д-р инж. Ст. Стойнев

СОФИЯ, 2018 г.

Дисертационният труд е обсъден и насочен за защита от Разширен катедрен съвет на катедра „Хидрогеология и инженерна геология“ към Геологопроучвателен факултет на МГУ „Св. Иван Рилски“, София, на дд.мм.тггг т., съгласно Ректорска заповед № Р-..... от г.

Публичната защита на дисертационния труд ще се състои пред Научно жури, утвърдено със заповед № Р- от т. на Ректора на МГУ „Св. Иван Рилски“ и ще се проведе на 03. 01. 2019 г. от 11:00 часа в зала 374 на Геологопроучвателен факултет, МГУ „Св. Иван Рилски“, София.

Материалите по защитата са на разположение на интересуващите се в канцеларията на Сектор „Следдипломна квалификация“ на МГУ „Св. Иван Рилски“, Ректорат, ет. 3, стая № 79, тел. 02/ 80 60 209..

Утвърденото Научно жури е в състав:

1. Проф. д-р Любен Иванов Тотев – МГУ „Св. Иван Рилски“- вътрешен;
2. Проф. д-р Владимир Иванов Костов – УАСГ - външен;
3. Проф. д-р Радослав Велков Върбанов – експерт, УАСГ - външен;
4. Проф. д-р Георги Иванов Франгов - ВСУ „Любен Каравелов “ - външен;
5. Проф. д-р Павел Петров Пенчев – експерт - външен;

Резервни членове:

2. Доц. д-р Пламен Георгиев Иванов – ГИ на БАН - външен;
3. Доц.д-р Николай Тонев Стоянов - МГУ „Св.Иван Рилски“ - вътрешен;

РЕЦЕНЗЕНТИ:

1.
2.

Дисертантът е редовен докторант към катедра „Хидрогеология и инженерна геология“ на факултет Геологопроучвателен.

Автор: маг. инж. Ина Божидарова Божинова-Попова

Заглавие: „Опазване на сгради и съоръжения в околното пространство при подземното строителство в урбанизирани територии“

Отпечатано в Издателска къща „Св. Иван Рилски“ на МГУ „Св. Иван Рилски“, София.

ОБЩА ХАРАКТЕРИСТИКА НА ДИСЕРТАЦИОННИЯ ТРУД

Дисертационният труд е представен в един том с обем 131 страници, в това число 65 фигури, 13 таблици, 5 приложения и библиография от 55 заглавия. Изложението е направено в следните части:

1. Постановка на задачата. Примери. – 14 стр.
 2. Преглед на някои теории и изследвания за влияние на дълбоките изкопи върху околното пространство. – 18 стр.
 3. Влияние на почвените характеристики върху състоянието на околното пространство. - 8 стр.
 4. Влияние на водопонижението при отводняването на дълбоки изкопи под нивото на подземните води. – 10 стр.
 5. Темпове на слягане на глинестите пластове по време на водопонижението. – 25 стр.
 6. Влияние на началния градиент и структурната якост на глинестите пластове върху тяхното слягане. – 3 стр.
 7. Енергетичен модел за определяне устойчивостта на свлачища и откоси. – 15 стр.
 8. Примери за изследване на околното пространство при строителството на метростанции от трети диаметър на Софийски метрополитен и други примери от практиката. – 24 стр.
 9. Заключение и основни приноси – 3 стр.
- Използвана литература и статии на докторанта по темата на дисертацията – 5 стр.
Използвани символи – 2 стр.

Забележка: В автореферата номерацията на формули, фигури и таблици са същите, както в дисертационния труд!

БЛАГОДАРНОСТИ

Исказвам своята благодарност на научния ми ръководител - проф. д-р инж. Ст. Стойнев – ръководител на катедра „Хидрогеология и Инженерна геология“ в МГУ, за подкрепата му по време на работата ми по дисертацията. Благодаря на всички колеги от катедра Хидрогеология и Инженерна геология“, както и на колегите от лаборатория по инженерна геология в същата катедра и на колегите от фирма „Геотехника АВС“ за оказаното съдействие. Благодаря на колегите от катедра „Геофизика“ в МГУ за съдействието им по отношение на презентацията ми.

Исказвам своята най-искренна благодарност към колегите от несъществуващата вече Научноизследователска Лаборатория по Подземно градско строителство към МГУ, които за известен период от време решаваха проблемите в подземното строителство на територията на гр. София.

СЪДЪРЖАНИЕ НА АВТОРЕФЕРАТА

1. ПОСТАНОВКА НА ЗАДАЧАТА. ПРИМЕРИ.....	5
1.1. Сграда на Дом на армията в София.....	5
1.2. Изкопи за подземни гаражи на площад „Св.Св. Кирил и Методий“, непосредствено до църквата със същото име. Гр. Бургас.....	6
2. ПРЕГЛЕД НА НЯКОИ ТЕОРИИ И ИЗСЛЕДВАНИЯ ЗА ВЛИЯНИЕ НА ДЪЛБОКИТЕ ИЗКОПИ ВЪРХУ ОКОЛНОТО ПРОСТРАНСТВО.....	6
2.1. Резултати от U Baan Referat.....	6
2.2. Теоретични изследвания на Иличов, Никифоровна и Корнеевна.....	7
2.3. Изследвания при строителство в България.....	7
2.3.1. Премествания на терена при изкопите за обект: сграда на ул. „Позитано“, кв.259, м.„Центъра“, р.„Триадица“.....	7
2.3.2. Измервания на преместванията на горния край на стените при укрепителните огради на подземен паркинг на площад „Св. Св. Кирил и Методий“, гр. Бургас.....	8
2.4. Слягане в процеса на строителството.....	10
3. ВЛИЯНИЕ НА ПОЧВЕНИТЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ ВЪРХУ СЪСТОЯНИЕТО НА ОКОЛНОТО ПРОСТРАНСТВО.....	10
4. ВЛИЯНИЕ НА ВОДОПОНИЖЕНИЕТО ПРИ ОТВОДНЯВАНЕТО НА ДЪЛБОКИ ИЗКОПИ ПОД НИВОТО НА ПОДЗЕМНИТЕ ВОДИ.....	13
4.1. Теоретично изложение.....	13
4.2. Примери за ефекта от водопонижения на характерни обекти.....	15
4.2.1. Метростанция „Сердика 2“, при ЦУМ.....	15
4.2.2. Сградата на „Mall of Sofia“.....	16
4.2.3. Сграда на църквата и училищната сграда на площад „Св.Св.Кирил и Методий“, гр. Бургас, при изкоп с дълбочина 15 m, за подземни гаражи на същия площад.....	16
5. ТЕМПОВЕ НА СЛЯГАНЕ НА ГЛИНЕСТИТЕ ПЛАСТОВЕ ПО ВРЕМЕ НА ВОДОПОНИЖЕНИЕТО.....	17
5.1. Теоретични постановки.....	17
5.2. Нов метод за определяне на сляганията по време на строителството.....	20
5.3. Числени примери.....	26
5.3.1. Числен пример за определяне на порния натиск.....	26
5.3.2. Числен пример за определяне на слягане на сграда /терен/ след водопонижение с отчитане на слягането по време на водопонижението.....	28
6. ВЛИЯНИЕ НА НАЧАЛНИЯ ГРАДИЕНТ И СТРУКТУРНАТА ЯКОСТ НА ГЛИНЕСТИТЕ ПЛАСТОВЕ ВЪРХУ ТЯХНОТО СЛЯГАНЕ.....	33
7. ЕНЕРГЕТИЧЕН МОДЕЛ ЗА ОПРЕДЕЛЯНЕ УСТОЙЧИВОСТТА НА СВЛАЧИЩА И ОТКОСИ.....	35
7.1. Енергетичен модел – теоретично изложение.....	37
7.2. Числени примери.....	39
7.2.1. Числен пример 1.....	39
7.2.2. Числен пример 2.....	40
7.3. Коментар на резултатите.....	41
8. ПРИМЕРИ ЗА ИЗСЛЕДВАНЕ НА ОКОЛНОТО ПРОСТРАНСТВО ПРИ СТРОИТЕЛСТВОТО НА МЕТРОСТАНЦИИ ОТ ТРЕТИ ДИАМЕТЪР НА СОФИЙСКИ МЕТРОПОЛИТЕН И ДРУГИ ПРИМЕРИ ОТ ПРАКТИКАТА.....	42
8.1. Метростанция № 8.....	42
8.1.1. Геометрия на шахтата.....	42
8.1.2. Данни от инженерно-геоложките проучвания.....	43
8.1.3. Отводняване на строителния изкоп.....	46
8.1.4. Околно пространство.....	47
8.2. Метростанция № 9.....	47
8.2.1. Данни за станцията.....	47
8.2.2. Данни от инженерно-геоложките и хидрогеоложки проучвания.....	49
8.2.3. Изследване на ефекта от водопонижението.....	50
ЗАКЛЮЧЕНИЕ.....	53
ПРЕТЕНЦИИ ЗА НАУЧНИ И НАУЧНО-ПРИЛОЖНИ ПРИНОСИ.....	54
СПИСЪК НА ПУБЛИКАЦИИТЕ ПО ТЕМАТА НА ДИСЕРТАЦИЯТА.....	54

1. ПОСТАНОВКА НА ЗАДАЧАТА. ПРИМЕРИ.

Перспективите на съвременното строителство са насочени към овладяването на подземните пространства на градската среда. Използването на подземните пространства се налага поради тенденциите за по-плътното застрояване на градовете, липса на възможности за прокарване на надземни комуникации и създаване на допълнителни площи за подземни паркинги и многоетажни подземни етажи, които са необходими за обслужване на живеещите и работещите в централните градски части. Тук следва да се посочи и метростроителството, което е най-типичния пример за подземно строителство.

При изпълнението на изкопите за нуждите на подземното строителство на транспортни, както и на други подземни съоръжения в стеснени условия, при наличието на близко разположени сгради и съоръжения, каквито са обикновено случаите в застроената градска част, съществува опасност от нарушения на околното пространство, породени от деформации или разрушения на теренната повърхност и прилежащите сгради и съоръжения вследствие влиянието на изкопите. Това влияние се предизвиква от премествания на укрепителните конструкции, слягания на терените вследствие на водопонижения или по други причини, като например свличането на откоси. Понякога повредите в съседните сгради и съоръжения се дължат и на подземното прокарване на конструкции, например при тунелни изработки, вследствие образуването на така наречените мулди на повърхността. Мулдите могат да се дължат на взаимодействието на тунели и ограждащото почвено пространство още в еластичния стадий, или поради разрушителни процеси в околния масив, вследствие пораждаването на недопустими напрежения в определени части от масива.

В зависимост от начина на проявяване на недопустимите премествания или разрушения на околните почвени масиви, могат да настъпят значителни повреди и дори разрушения в съседни терени и конструкции, понякога с фатален край. В някои случаи се налага събаряне на повредените сгради, а в други случай - реконструкции, които могат да струват много скъпо. В потвърждение на тези твърдения привеждаме няколко примера на напукани и дори на разрушени сгради и терени в близост до изпълнени дълбоки изкопи за нуждите на подземното строителство.

1.1. Сграда на Дом на армията в София.

Сградата на дома на армията в София е построена в началото на XIX век и е открита за експлоатация през 1905 г. Сградата лежи върху разсед, фундирана е върху сравнително слаби тинести почви, при високи нива на подземните води. Получила е напуквания преди повече от 30 години, поради неравномерни слягания от двете страни на междинен разсед. Влияние е оказало и повдигане на нивото на подземните води, вследствие неправилно заустени канализации. Вследствие прокарването на тунелите на Метрополитена посредством ТВМ (първи лъч), сградата получава сериозни допълнителни напуквания, които са могли да доведат до недопустимо наклоняване на двете кули откъм бул. „Цар Освободител“.

Поради взаимодействието на фундаментите и връхната конструкция, са напукани и части от сградата, които стоят на разстояние от трасето на тунелите. За стабилизиране на земната основа на сградата, както и на самата сграда, която е паметник на културата, са вложени над 1,5 милиона лева. Вследствие на направените усилвания, опасностите от следващи деформации са отстранени, сградата е ремонтирана и е вече в редовна експлоатация.

1.2. Изкопи за подземни гаражи на площад „Св.Св. Кирил и Методий”, непосредствено до църквата със същото име. Гр. Бургас.

Църквата е четвъртата по големина в България, построена в началото на века. Дълбочината на изкопите е 15 m – за четириетажни подземни гаражи. Укрепяването е със секантни пилоти с диаметър 88 cm, анкерирани на 4 нива чрез въжени анкери. Нивото на подземните води е било на 5 m от повърхността на терена. В период на експлоатация, сградата на църквата е слягала неколkokратно, което е довело до напуквания на някои от стените. Тези пукнатини са замазвани. Самата конструкция е била „разклинена”.

При изпълнението на изкопите са се получили понижения на нивата на подземните води. Анкерите са прокарани, като е използван воден прорив с налягане на водата от 2 – 3 атм. При това, от отворите, в които са вкарвани анкерите, е изтичал пясък – около 1 – 1,5 m³ при всеки анкер. Това е довело до допълнително разслабване на земната основа на фундаментите и също, до увеличение на земния натиск. Вследствие посочените причини, сградата на църквата е силно напукана и едва е спасена от срутване.

Причини за нарушение на околното пространство при строителните изкопи:

- Грешки при определянето на изчислителни характеристики на почвите и неточности при хидрогеоложките и инженерногеоложките проучвания;
- Грешки при избора на подходящи методи за избор на укрепителни конструкции и статическите изчисления на конструкциите;
- Грешки при отчитане на външните натоварвания върху укрепителните конструкции.
- Влияние на водопонижението върху слягането на сгради и съоръжения, които попадат над депресионната линия на подземните води при отводняването на строителните изкопи;
- Влияние на технологията и механизацията на изпълнение на укрепителните работи върху преместванията на съседните сгради и съоръжения;
- Липса на проектантски и строителен опит при проектирането и изпълнението на дълбоки изкопи и съответните укрепителни конструкции.

2. ПРЕГЛЕД НА НЯКОИ ТЕОРИИ И ИЗСЛЕДВАНИЯ ЗА ВЛИЯНИЕ НА ДЪЛБОКИТЕ ИЗКОПИ ВЪРХУ ОКОЛНОТО ПРОСТРАНСТВО.

Успоредно с развитието на подземното строителство в урбанизираните територии, се разработват и теории и се извършва наблюдение за влиянието на изкопите върху околните сгради и съоръжения.

2.1. Резултати от U Baan Referat.

Едни от най-значителните изследвания, основани на наблюдения са направени от U-Baan Referat в Германия [48]. Направени са прецизни измервания върху деформациите на терените в съседство с изкопите, при което са направени сравнения с изчислителните постановки на задачата. Резултатите са публикувани в специален каталог на фирмата.

Като извод от направените измервания може да се посочи, че дължината на участъка от терена, на който се получава преместванията е значителна и превишава разстоянието, което се приема, че се определя от горния ръб на призмата на обрушване съгласно закона на Coulomb. По опростения вид на клина, който се обрушва при активиране на земния натиск, горния ръб на клина се определя от ъгъла на откоса спрямо хоризонталата $\theta = 45 + \varphi/2$. Обикновено този ъгъл е около

550. Прямо хоризонталата, ъгълът е $45 - \varphi/2$ и това е обикновено ъгъл от 350. Определено по този начин, максималното разстояние, което е застрашено от премествания при изкопи е $h \cdot \tan 350$, или $0,7h$. Както се вижда от фигурите, това разстояние е най-малко 2 пъти по-голямо от определеното на база „земен натиск“.

2.2. Теоретични изследвания на Иличъв, Никифоровна и Корнеевна.

Подробни теоретични изследвания за преместване на терените при дълбоки изкопи са правени от Иличъв В., Никифоровна Н. и Корнеевна Е. [25], дадени в статия “Метод расчета деформаций оснований зданий вблизи глубоких котлованов”, 2006 г. с цел да се установи зависимост за определяне на сляганията на сградата в близост до дълбок изкоп, което включва параметри като: тегло на сградата, коравината ѝ, отдалеченост от изкопа, дълбочина на изкопа и деформируемост на почвата. До голяма степен измерените слягания са съпоставими със сляганията, измерени от U-Baan Referat

2.3. Изследвания при строителство в България.

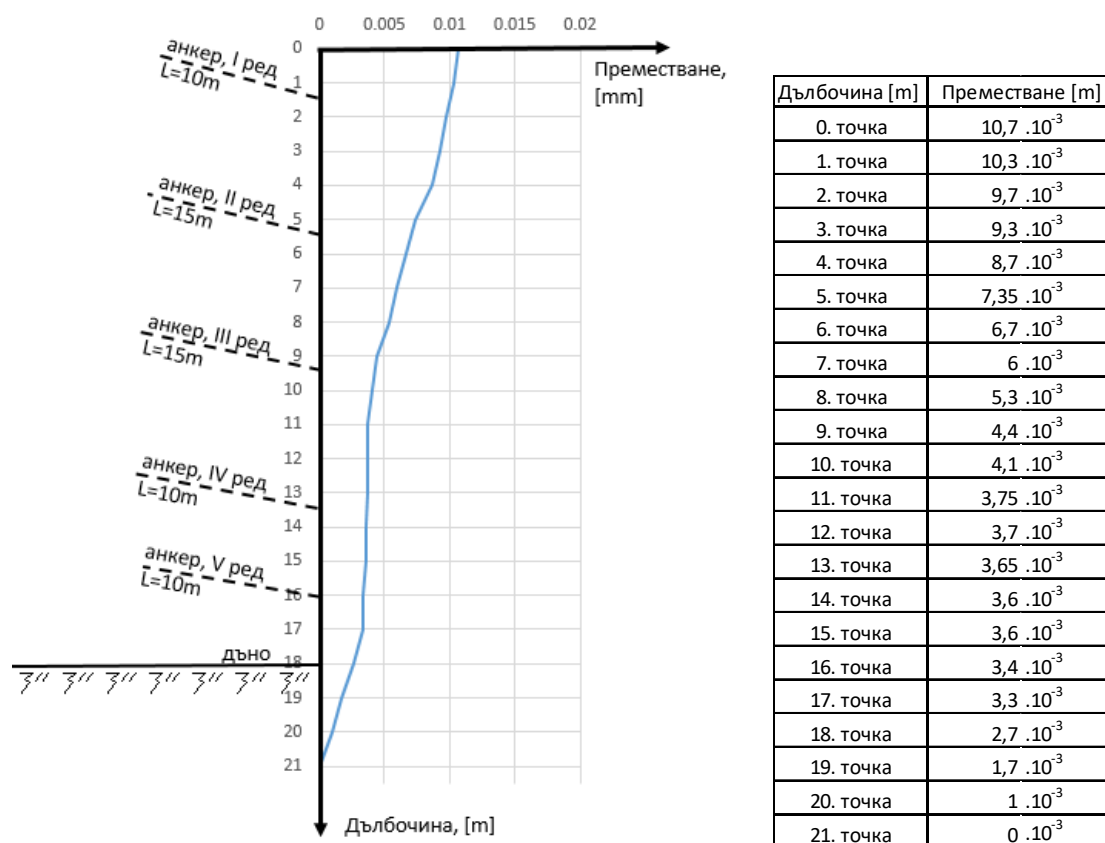
Изследвания за влияние на дълбоките изкопи върху околното пространство е правено при някои от метростанциите на Софийското метро, както и за други изкопи в София и Бургас.

Като примери се посочват измерванията и анализите към тях на два обекта в България: изкоп с дълбочина 18 m на ул. „Позитано“ и на изкоп с дълбочина 15 m на площада “Св. Св. Кирил и Методий” в гр. Бургас.

2.3.1. Премествания на терена при изкопите за обект: сграда на ул." „Позитано", кв.259, м."Центъра", р."Триадица".

За да се установяване на деформацията и напрегнатото състояние на анкерирани шлицови стени, използвани като укрепителни конструкции на изкоп с дълбочина 18 m са направени измервания на преместванията на стените по време на изкопите и след тяхното завършване. Измерванията са направени с инклинометър, който се вкарва периодично в специални тръби, бетонирани в шлицовите стени. По наклоните на инклинометъра, които се изменят в зависимост от преместванията на стените, посредством специален софтуер се определя преместването на различни точки от стените, включително и в частта им под дъното на изкопа. На 10 броя от анкерите са поставени динамометри за установяване на силите в тях. Динамометрите се поставени на различни дълбочини така, че да дават информация за напрегането на анкерите по цялата дълбочина на шлицовите стени.

Дълбочината на изкопа е 18 m. Укрепителната конструкция е от шлицови стени с дебелина 60 cm. Освен динамометри в анкерите, поставени са и репери за следене на преместванията на стените. При дълбочини на изкопите до 18 m, анкерите не са получили допълнителни сили. Преместванията на горния край на стените се определени по геодезичен път.



Фиг. 2.9. – Линия на деформираното състояние на шлицовата стена на обект на ул. „Позитано“

Измереното максимално преместване на стената е 10,7mm – при терена. На таблица към фигурата са дадени преместванията на различни точки от дълбочината на стената, също така и под дъното на изкопа.

Прави впечатление и фактът, че анкерите са много къси – дължини 10 и 15 m и при всички предпоставки на теорията на укрепяване, попадат в клина на разрушение на почвата, но въпреки това изпълняват своите функции.

Необичайно малкото преместване на оградите и ненапрягането на анкерите по време на строителството показват, че по-гъсто разположените анкери изменят напрегнатото състояние на околния масив, което е свързано и с намаляване на тангенциалните напрежения в масива и със съответно намаляване на земния натиск.

2.3.2. Измервания на преместванията на горния край на стените при укрепителните огради на подземен паркинг на площад „Св. Св. Кирил и Методий“, гр. Бургас.

За този обект укрепителната ограда е от секантни пилоти с диаметър 88 cm [52]. Подпирането е на 4 нива анкери, тип T76N. Дължините на анкерите са 24 m за най-горния ред и надолу – 20 m и 16 m. Изчислените и очаквани премествания на участъка от оградата до училището, което отстои само на 4 m от оградата, са дадени в таблица 2.1. [52].

Строително състояние	Премествания в сантиметри				
	глава пилот	Анкери			
		1 ред	2 ред	3 ред	4 ред
1. Откопано до 5 m и изпълнен 1-ви ред анкери	1,08 cm	0,86 cm	-	-	-
2. Откопано до 8,5 m	1,2 cm	1,1 cm	1,17 cm	-	-
3. Откопано до 11,5 m	0,5 cm	0,9 cm	1,3 cm	1,9 cm	-
4. Откопано до 15 m	1 cm	0,9 cm	0,99 cm	1,3 cm	1,6 cm

Табл. 2.1. - Премествания на участъка от оградата до училището



Фиг. 2.13.а – Диаграми на измерените премествания на ръба на изкопа, в близост до училището



Фиг. 2.13.б - Диаграми на измерените премествания на ръба на изкопа, в близост до училището

Както се вижда от приложените диаграми, максималното преместване на стените е 10 mm /има и преместване 7 mm/.

Преместванията не са засегнали сградата на училището. Получени са известни слягания на пода в сутерена и козметични пукнатини, без засягане на носещи конструкции. Тези минимални премествания се дължат на водопонижението в терена при изпомпване на води от строителния изкоп.

2.4. Слягане в процеса на строителството.

При изменение на натоварването се получава слягане на терените и сградите, което е въпрос на допълнителни изследвания. По приетите начини за определяне на сляганията се приема, че слягането протича успоредно с натоварването, което не винаги е на лице с изключение на почви от пясъци и чакъли с висок коефициент на филтрация. Метод за определянето на слягането по време на строителството е даден още от Терцаги.

Методът се базира на предпоставката, че по време на натоварването, което е прието за „внезапно“, слягането през действителния период на натоварване се реализира само на 50 %, като останалият размер протича след завършване на периода на натоварване.

Но слягането по време на строителството зависи от много фактори, като коефициент на пропускливост на почвата, дренажни условия, начален градиент и други. Това прави предпоставката много условна и неприложима за практиката.

3. ВЛИЯНИЕ НА ПОЧВЕНИТЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ ВЪРХУ СЪСТОЯНИЕТО НА ОКОЛНОТО ПРОСТРАНСТВО.

От многобройните проекти, които бяха разгледани и анализирани, се установи, че при инженерно-геоложките проучвания се допускат системни грешки:

- Неправилно разположение на сондажите.
- Използване само на лабораторни данни за общите, якостните и деформационни характеристики на почвата
- Често позоваване на „Норми за проектиране на плоско фундиране“
- Не се изпитват достатъчен брой проби
- Не се прилагат в достатъчна степен изпитванията „на място“
- Не се правят анализи на наблюденията за преместванията и деформациите на укрепителните конструкции, както и усилията в анкерите и в разпунките
- Недостатъчен мониторинг с анализи при изпълнението на подземните конструкции
- Липса на статистическа обработка на резултатите от изпитването на почвените разновидности по различните методи.
- Недостатъчни проучвания на подземните води
- Не се отчита изменението на характеристиките на почвата от околното пространство на изкопите във времето.

На **верността** при определяне на характеристиките на почвените разновидности, които си взаимодействат с подземните и укрепителни конструкции, трябва да се отдаде първостепенно внимание, тъй като от якостните характеристики на почвата зависи размерът на земния натиск, а оттам и очакваните премествания на укрепителните конструкции и тяхното влияние върху околното пространство. По най-груби преценки, верността на решенията на укрепителните конструкции и техните окончателни премествания, зависят не по-малко от 80 % от точността на геотехническите проучвания.

За уточняване на характеристиките на почвените разновидности в МГУ „Св. Иван Рилски“ от години наред са правени анализи на данни, получени от лабораторни изпитвания, изпитвания „in situ“ чрез пресиометри и пенетрометри, както и анализ на поведението на опорни укрепителни конструкции на дълбоки изкопи. Проучвани са данни от многобройни лабораторни и полеви изпитвания, анализирани са резултатите от полеви изпитвания – главно на Метростанция „Сердика“

(повечето чрез пресиометрични изпитвания), анализирани са и данни от опитни натоварвания на шлицови стени и сондажни пилоти, използвани като укрепителни конструкции на стените на дълбоки изкопи. Изпитванията и анализите са правени главно по трасето на Първи Метродиаметър, като обобщените резултати се дадени в таблици 3.1.а и 3.1.6 [4; 5 и 15].

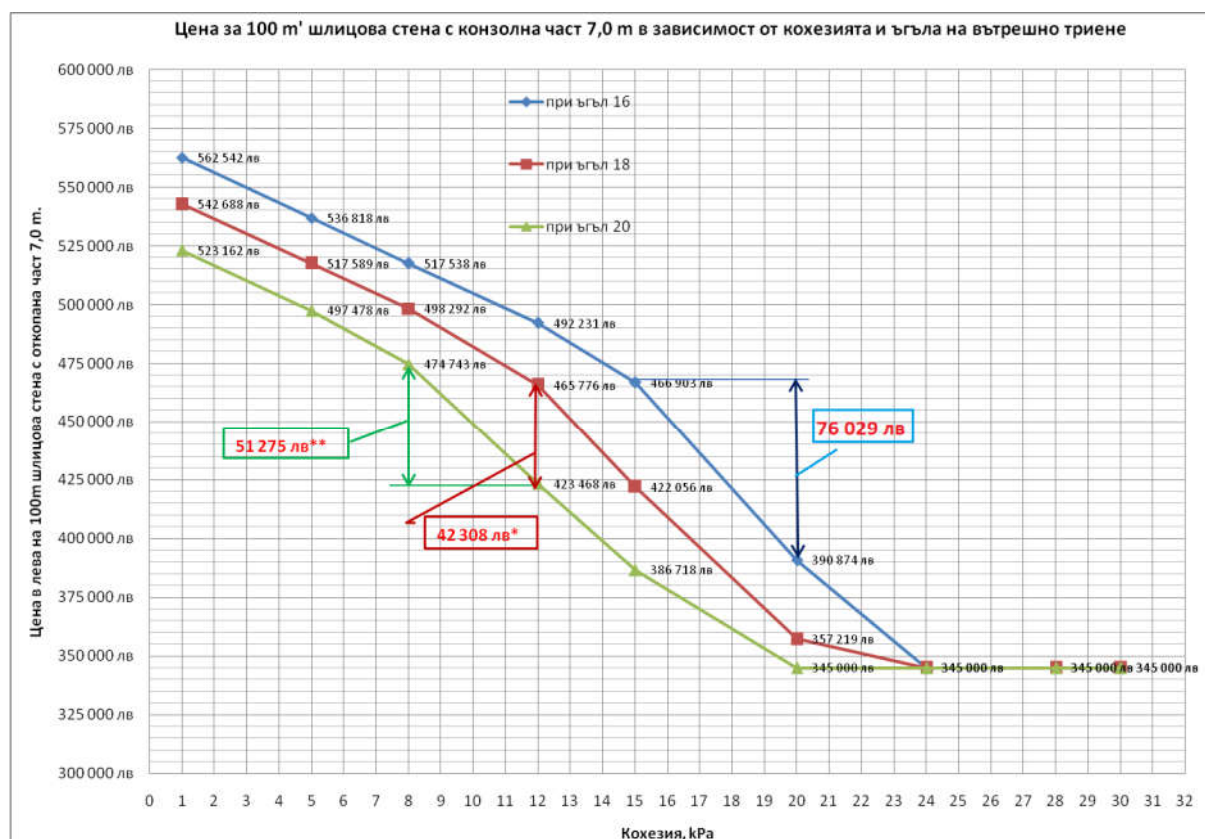
Условни означения	Литоложно описание	Дълбочина	По геоложки доклад				По данни от SPT, (СНГП)				По данни от SPT, /По италианската програма/				По данни за метрото /пресиометър			
			γ , кН/м ³	φ , ° н/и	c , кРа н/и	E , МРа	q_b , МРа	φ , ° н/и	c , кРа н/и	E_r , МРа	N_{30}	q_b , МРа	φ , ° н/и	c , кРа н/и	E_r , МРа	γ , кН/м ³	φ , ° н/и	c , кРа н/и
1	Квaternерни: смолници, черни и насипни. Мощност от 1.0 до 3.0 м и при строителството се премахват	0-2,6	18	42/35	20/16	8	2,6	20/15	25/16	10	8	2,6	-/15	15	7,68	17,6	16	15
2	Делувиялни глинни-нафяво прахово-песъкливи, твърдопластични. Залегат непосредствено под пласт 1.	2,6-5,5	19	23/19	33/21	16	7,4	28/23	55/34	45	23	7,4	-/16	25	22,1	19	20	30
2-а	Алувиални: чакълести глинесто-песъкливи запълнител. Залегат повсеместно под пласт 2.	5,5-8,0	22	38/32	-	35	10,2	-	-	-	32	10,2	-	-	-	20	30	30
4	Глини-светлозелени досиви, пълъни, среднопластични до твърдопластични. Залегат под пласт 2.а и алтернират с пласт 6.1 и 8.	8,0-11,6	18	21/17	67/42	18	4,5	23/19	47/29	31	14	4,5	-/17	22	13,4	19	22	30
2-а	Алувиални: чакълести глинесто-песъкливи запълнител. Залегат повсеместно под пласт 2.	11,6-13,0	21	38/32	-	35	3,2	-	-	-	10	3,2	-	-	22,4	20	30	30

Табл. 3.1.а - Данни за физико-механичните показатели на почвите по лабораторни изпитвания (геоложки доклади), по SPT и по пресиометрични изследвания при изграждане на Софийското метро

Условни означения	Литоложко описание	Дълбо- чина	По геоложки доклад				По данни от SPT, (СНИП)						По данни от SPT, /По италианската програма/						По данни за метрото		
			γ, kN/m ³	φ, ° н/и	с, kPa н/и	E, MPa	N ₃₀	q _c , MPa	φ, ° н/и	с, kPa н/и	E, MPa	N ₃₀	q _c , MPa	φ, ° н/и	с, kPa и	E, MPa	γ, kN/m ³	φ, ° и	с, kPa и		
4	Глини-светлозелени до сиви, пълъни, средно пластични до твърдопластични. Залягат под пласт 2.а и алтернират с пласт 6.1 и 8. Мощността им е различна и варира от 0.5 до 6.0 м.	13,0-14,8	18	21/17	67/42	22	12	3,8	21/17	44/27	27	12	3,8	-16	17	11,5	19	22	30		
8	Пясъци, глинести, плиоценски. Явяват се като лещи и алтернират с пластове 4, 6-1 и 7.	14,8-16,5	20	33/27	41/26	18	35	11,2	33/27	-	33	35	11,2	34/28	-	78,4	18,5	30	15		
7	Глини прахови, тъмно сивосини и масленозелени, твърдопластични, пълъни.	16,5-20,7	19	28/23	59/37	30	44	14,1	28/23	95/59	58	44	14,1	18	29	42,2	19	22	30		
6-1	Пясъци едри и средни, плиоценски, водонаситени. Тези пясъци алтернират до голяма дълбочина с пластове 4, 7, 8 и 9.	20,7-21,7	22	34/28	-	19	18	5,8	30/25	-	18	18	5,8	31/26	-	40,3	18,5	30	15		
8	Пясъци, глинести, плиоценски. Явяват се като лещи и алтернират с пластове 4, 6-1 и 7.	22,5-24,0	20	33/27	-	18	58	18,6	36/30	-	54	58	18,6	35,6/30	-	130	18,5	30	15		
6-1	Пясъци едри и средни, плиоценски, водонаситени. Тези пясъци алтернират до голяма дълбочина с пластове 4, 7, 8 и 9.	24,0-29,1	22	34/28	-	19	47	15,0	35/29	-	46	47	15,0	35/29	-	105	18,5	30	15		
7	Глини прахови, тъмно сивосини и масленозелени, твърдопластични, пълъни. Залягат под пласт 4 и алтернират в дълбочина с пластове 6- 1 и 8.	29,1-29,4	17	25/21	56/35	32	N/A	0,0	-	-	-	N/A	0,0	-	13	0	18	23	40		
6-1	Пясъци едри и средни, плиоценски, водонаситени. Тези пясъци алтернират до голяма дълбочина с пластове 4, 7, 8 и 9.	29,4-32,0	22	34/28	-	19	71	22,7	37/31	-	61	71	22,7	36,5/30	-	159	18,5	30	15		

Табл. 3.1.6 - Данни за физико-механичните показатели на почвите по лабораторни изпитвания (геоложки доклади), по SPT и СНП, и по пресиометрични изследвания при изграждане на Софийското метро.

На фигура 3.1 е показано влиянието на изменението на якостните характеристики на почвите върху строителните стойности на 1m' шлицова стена при различни якостни характеристики [4].



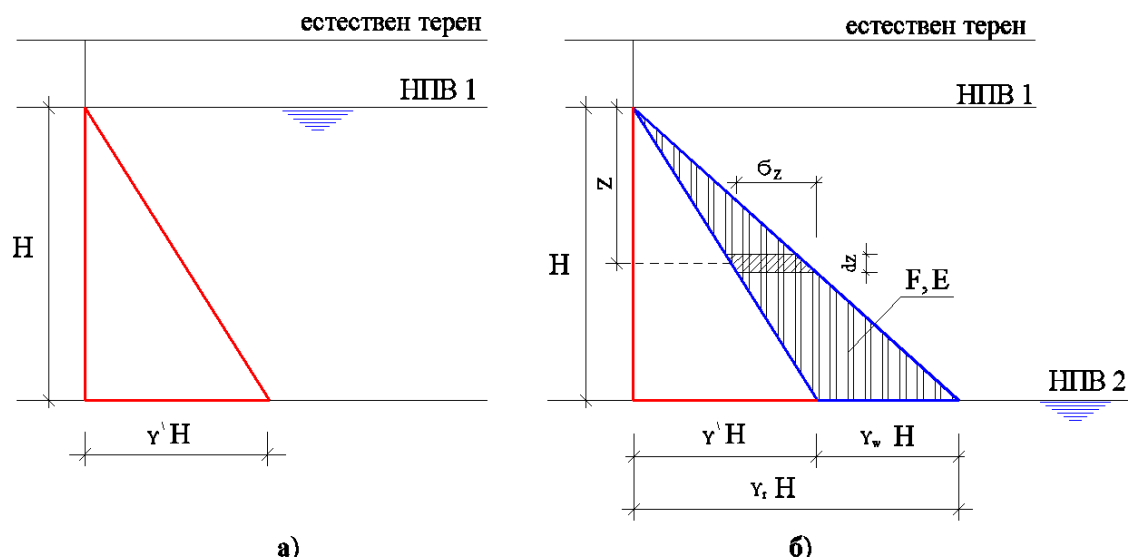
Фиг. 3.1 - влиянието на изменението на якостните характеристики на почвите върху строителните стойности на 1m' шлицова стена при различни якостни характеристики [15]

4. ВЛИЯНИЕ НА ВОДОПОНИЖЕНИЕТО ПРИ ОТВОДНЯВАНЕТО НА ДЪЛБОКИ ИЗКОПИ ПОД НИВОТО НА ПОДЗЕМНИТЕ ВОДИ.

При изпълнението на изкопи, които са под нивото на подземните води, се прави водопонижение на водите от строителния изкоп, главно чрез директно водопонижение от самия изкоп. В някои случаи, за намаление на водния натиск върху укрепителните конструкции, се прави и външно водопонижение. Например при Метростанцията при Национален стадион „Васил Левски“, при Метростанцията при Софийския Университет от Първи метродиаметър [15], при Метростанция 8 (при „Орлов мост“) от Трети метродиаметър [53] и др. Външното водопонижение е по-скъпо и следва да се прилага при опасност от хидродинамично разрушаване на почвите в дъното на строителния изкоп, при високо ниво и при сравнително нисък дебит на подземните води.

4.1. Теоретично изложение.

При водопонижението изчезва водният подем на почвите под вода, поради което се увеличава геоложкия товар, както в зоната на водопонижението, така и под него



Фиг. 4.1 – Диаграма на напреженията от геоложки товар при една и съща литоложка разновидност (а – преди водопонижението; б – след водопонижението)

Щрихованата част от триъгълника показва увеличението на геоложкия товар вследствие понижението на нивата на подземните води от НПВ 1 до НПВ 2 и изчезване на водния подем.

Като се приложи линейния закон на Хук за произволна дълбочина z и за пласт с елементарна дебелина dz , може да се изрази вертикалната деформация Δ_{dz} вследствие на действието на напрежението $\sigma_z = \gamma_w \cdot z$. (формули от 7 до 9):

$$d\Delta_{dz} = \frac{\sigma_z dz}{E} = \frac{\gamma_w z dz}{E} \quad (7)$$

$$\int_0^H d\Delta_{dz} = \int_0^H \frac{\sigma_z dz}{E} \quad (8)$$

$$\Delta_{dz} = \int_0^H \frac{\sigma_z dz}{E} = \int_0^H \frac{\gamma_w z dz}{E} = \frac{\gamma_w}{E} \int_0^H z dz = \frac{\gamma_w}{E} \cdot \frac{H^2}{2} = \frac{F}{E} \quad (9)$$

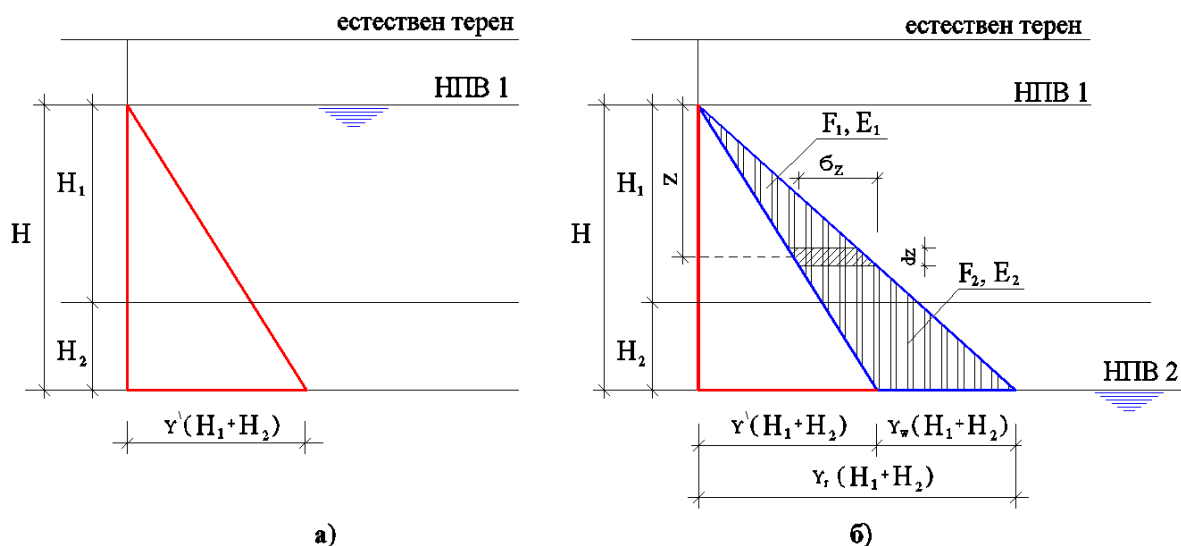
Площта на диаграмата на напрежението, получена при еднородна почва с постоянен деформационен модул и водопонижение на дълбочина H е:

$$F = \frac{1}{2} \gamma_w H^2 \quad (10)$$

След заместване на тази стойност в (9) се получава опростен вид на формулата за определяне на слягането при водопонижение на дълбочина H :

$$\Delta = \frac{\gamma_w H^2}{2E} \quad (11)$$

При наличието на повече от една литоложка разновидност, слягането на отделните пластове се получава, като се определят по отделно площите на напреженията, получени от водопонижението на всеки пласт поотделно и след това всяка площ се разделя на съответния деформационен модул на литоложката разновидност.



Фиг. 4.2. – Диаграми на напреженията преди (а) и след (б) водопонижение при повече от една литоложка разновидност

В случай на наличие на повече от една литоложки разновидности, сумарното слягане може да се получи по следната формула

$$\Delta = \frac{F_1}{E_1} + \frac{F_2}{E_2} + \dots + \frac{F_n}{E_n} \quad (12)$$

4.2. Примери за ефекта от водопонижения на характерни обекти.

4.2.1. Метростанция „Сердика 2“, при ЦУМ.

Като се използва изведената зависимост в т.4.1, са получени прогнозни слягания на терена в обсега на метростанцията, при различни дълбочини на водопониженията, които са показани на табл. 4.1. Изчисленията са направени, като са използвани три характерни стойности на осреднен деформационен модул за различните литоложки разновидности [55].

Таблица за очаквани слягания при водопониженията							
Слягане при деформационен модул на почвата E=					30 000	kN/m ²	
H, m	2,00	4,00	6,00	8,00	10,00	12,00	14,00
Δ, m	0,000667	0,002667	0,006	0,010667	0,016667	0,024	0,032667
Δ, cm	0,067	0,267	0,600	1,067	1,667	2,400	3,267
Δ, mm	0,67	2,67	6,00	10,67	16,67	24,00	32,67
Слягане при деформационен модул на почвата E=					35 000	kN/m ²	
H, m	2,00	4,00	6,00	8,00	10,00	12,00	14,00
Δ, m	0,000571	0,002286	0,005143	0,009143	0,014286	0,020571	0,028
Δ, cm	0,057	0,229	0,514	0,914	1,429	2,057	2,800
Δ, mm	0,57	2,29	5,14	9,14	14,29	20,57	28,00
Слягане при деформационен модул на почвата E=					40 000	kN/m ²	
H, m	2,00	4,00	6,00	8,00	10,00	12,00	14,00
Δ, m	0,0005	0,002	0,0045	0,008	0,0125	0,018	0,0245
Δ, cm	0,050	0,200	0,450	0,800	1,250	1,800	2,450
Δ, mm	0,50	2,00	4,50	8,00	12,50	18,00	24,50

Табл. 4.1. – Прогнозни слягания при различни дълбочини на водопониженията при характерни стойности на деформационния модул

Както се вижда от данните в таблицата, очакваните слягания са в интервала от 0,067 cm до около 1,0 cm – при очаквано водопонижение от 2 до 8 m и при осреднен деформационен модул на почвата от 30 МПа. При осреднен деформационен модул на почвата от 35 МПа, който е по-реален, за водопонижение от 2 до 8 m, очакваните слягания се изменят от 0,057 cm до 0,914 cm. При следващата стойност на осреднения деформационен модул - 40 МПа, сляганията за същото изменение на нивото на подземните води се изменят от 0,05 cm до 0,8 cm. Тези стойности могат да се приемат като безопасни при добре фундирани сгради. При сгради, които нямат достатъчна коравина на конструкциите, сляганията могат да предизвикат леки и безопасни напуквания.

4.2.2. Сградата на „Mall of Sofia“.

При строителството на тази сграда на кръстовището на бул. Скобелев и бул. Стамболийски, е направено водопонижение от вътрешната страна на изкопите на 12,5 m под естественото ниво на подземните води. Укрепителната конструкция се състои от секантни пилоти. Почвените води са се сработили под долния край на укрепителните стени, при което е получено водопонижение от външната страна на оградата с 6m. Това не е дало ефект върху слягането на съседната 25-етажна сграда, фундирана на обща фундаментна плоча. Почвите, в които е изпълнявано строителството, са с циментирани пясъци с високи деформационни модули - над 35 МПа;

4.2.3. Сграда на църквата и училищната сграда на площад „Св.Св.Кирил и Методий“, гр. Бургас, при изкоп с дълбочина 15 m, за подземни гаражи на същия площад.

При водопонижение при строителството на подземните гаражи, непосредствено до църквата „Св.Св.Кирил и Методий“, гр. Бургас [52], нивото на подземните води е било на 5 m под повърхността на терена. Водопонижението е от вътрешната страна на строителната яма. При водопонижение с 8 m, обемно тегло на водата $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$ и среден деформационен модул на почвата от $E = 3000 \text{ kPa}$, като се има предвид формула (11), слягането на терена е:

$$s = \frac{10.8^2}{2.3000} = 0,106m = 10,6cm \quad (13)$$

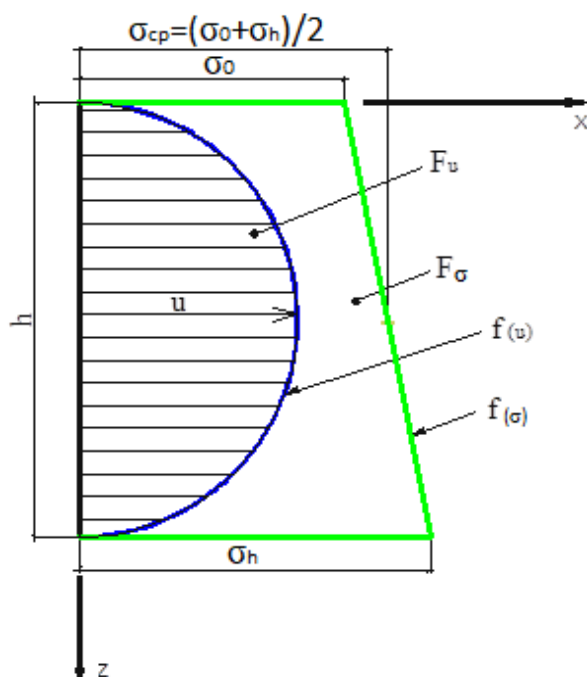
Като се вземат предвид и останали условия, посочени по-горе, например, че част от водата няма изцяло да спадне по време на водопонижението, очакваното слягане на терена ще бъде 7-9 cm. Получените данни за сляганията от водопонижение показват, че освен прогнозни резултати, трябва да се изпълняват геодезически наблюдения за определяне на евентуални слягания и хоризонтални премествания на съседните конструкции и терени. При необходимост, се предвижда усилването на сгради, застрашени от слягания, да стане с така наречените инжекционни микропилоти с хидроразрив. Пилотите се поставят наклонени така, че да тангират ъглите на съществуващите фундаменти. По този начин са заздравени фундаменти и земната основа на сградата на „Дом на армията“ в София. След заздравяването, сградата е ремонтирана и има първоначалния си вид. Ефективен е и методът „Jet Grouting“ с нагнетяване на циментов разтвор под налягане в сондажни отвори така, че да се получат под фундаменти стълбове от циментопочва със сравнително висока якост – до 3-4 МПа и с диаметър до 1,6 m.

5. ТЕМПОВЕ НА СЛЯГАНЕ НА ГЛИНЕСТИТЕ ПЛАСТОВЕ ПО ВРЕМЕ НА ВОДОПОНИЖЕНИЕТО.

5.1. Теоретични постановки.

В т. 2.4. беше посочен метод на Терцаги [34] за определяне на слягането по време на прилагане на определен товар. Беше посочено, че основен недостатък на метода е приемането, че по време и в края на прилагането на товара, слягането ще представлява 50 % от окончателното слягане след завършване на консолидацията на напрегнатата част от почвата. Методът не отчита обстоятелството, че процесът на натоварване не е мигновен, а често пъти е дълъг и съответното слягане протича в процеса на неговото прилагане и след това.

Приложеният в тази глава метод се отнася за филтрационна консолидация. За определяне на консолидацията на глинестите почви с нисък коефициент на филтрация и сравнително голяма дебелина може да се използва схемата на фиг. 5.1.



Фиг. 5.1. – Фигура за разпределение на ефективните напрежения и на порния натиск на дълбочина h

На фиг. 5.1, мощността на слягаемия пласт е означена с h , напреженията, които се предизвикват от външното натоварване – със σ . С F_σ е означена площта на диаграмата на напрежението в денираната част от почвата в рамките на слягаемия пласт, а с F_u е означена площта на диаграмата на напреженията в неденираната част от почвата, също в рамките на слягаемия пласт. F е цялата площ на диаграмата на напреженията, които са създадени от приложените външни напрежения – σ . Ако се означаи средното напрежение в пласта със $\sigma_{ср}$, то очевидно $F = h \cdot \sigma_{ср}$, като $F = F_\sigma + F_u$. Съгласно постановката на Терцаги и като се използва фиг. 5.1, на която кривата на разпределение на порния натиск u е означена с $f(u)$, а диаграмата на разпределение на пълните напрежения - с $f(\sigma)$, то слягането на почвата в зоната на дълбочината h може да се определи по формулата:

$$s = \frac{1}{E} \left(\int_0^h f_{(\sigma)} d(z) - \int_0^h f_{(u)} d(z) \right) = \frac{1}{E} (F - F_u) = \frac{F_\sigma}{E} \quad (14)$$

Приема се, че слягането в определен момент – s_t , се определя с отношението на площта на диаграмата на ефективните напрежения - F_σ , към деформационния модул на почвата – E (от формула 14), т.е.

$$s_t = \frac{F_\sigma}{E} \quad (17)$$

Степента на консолидация на целия пласт – U_z представлява отношението на площта на диаграмата на ефективните напрежения - F_σ към площта на диаграмата на пълните напрежения – $F = F_\sigma + F_u$ – фиг. 5.1.

$$U_z = \frac{F_\sigma}{F} = \frac{F - F_u}{F} \quad (18)$$

или разписано по-подробно:

$$U_z = \frac{F_\sigma}{F_\sigma + F_u} = 1 - \frac{F_u}{F_\sigma + F_u} = 1 - \frac{\int_0^h f_{(u)} dz}{\int_0^h f_{(\sigma)} dz + \int_0^h f_{(u)} dz} \quad (19)$$

Пълното слягане $s_{ок}$ би имало размера, определен по формула (17), ако се приеме, че $F_\sigma = F$ ($U_z=1$), и не се взема предвид консолидацията. В действителност, като се вземе предвид фигурата, слягането – s , ще се определя по формулата:

$$s = \frac{F - F_u}{E} = \frac{F}{E} \left(1 - \frac{F_u}{F} \right) = \frac{F}{E} \cdot \frac{F_\sigma}{F} = s_{ок} U_z \quad (20)$$

Във формулата се приема, че деформационният модул E в рамките на дебелината на слегваемия пласт е константа.

Площта F на предадените вертикални напрежения от допълнителното натоварване σ_z върху слегваемия пласт се определя по формулата:

$$F = \int_0^h \sigma_z dz \quad (21)$$

Или за схемата на фиг. 5.1 $F = h \cdot \sigma_{cp}$

При схемата на водопонижение (т. 4.1., фиг. 4.1.), интегралът има следното значение:

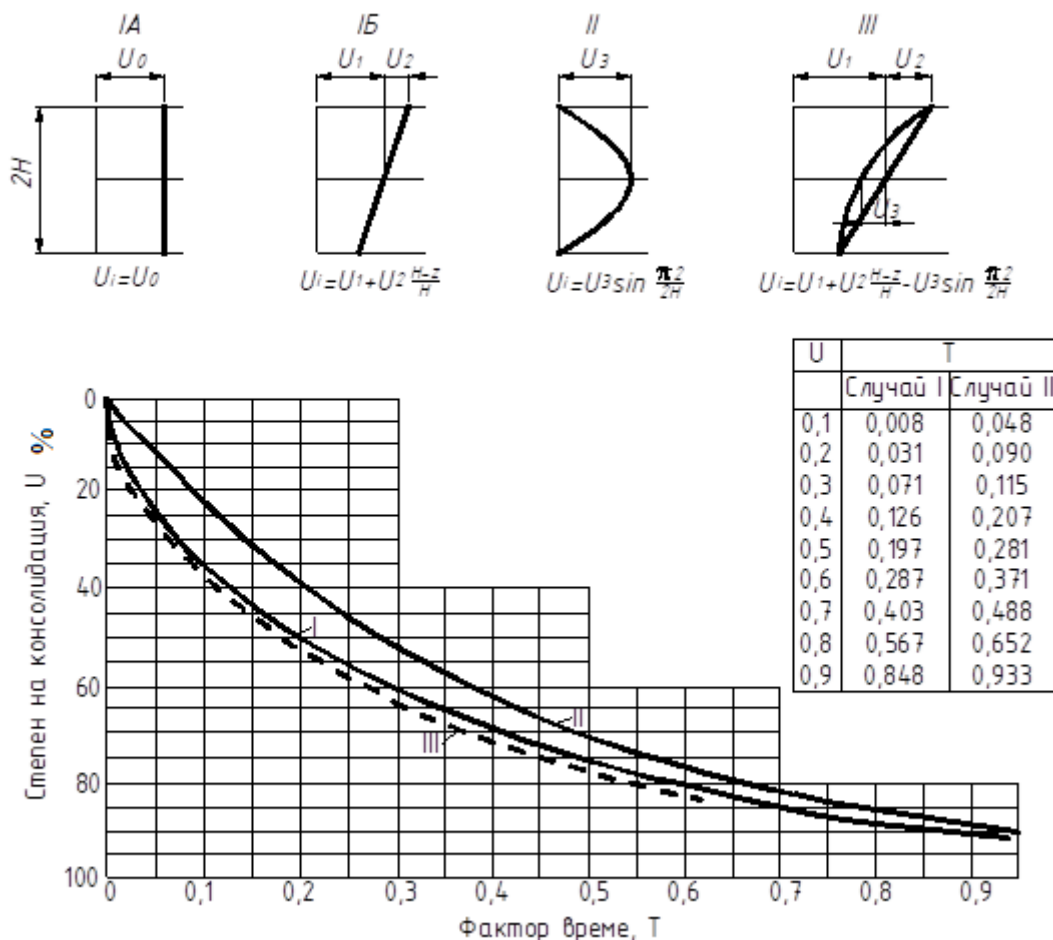
$$F = \frac{1}{2} \gamma_w h^2 \quad (22)$$

Площта F_u на диаграмата на порния натиск може да се изрази така:

$$F_u = \int_0^h u_z dz \quad (23)$$

където $u_z (f_{(u)})$ е функцията на разпределение на порния натиск в мощността на слегваемия пласт. Тази функция се определя по-трудно, като се използва решението на диференциалното уравнение на консолидацията.

За да се избегне тази процедура се използват кривите на Терцаги, при които се дава зависимост на степента на консолидация U от „фактора време” – T и вида на натоварването, показани на фиг. 5.2. [34].



Фиг. 5.2. – Криви на Терцаги за зависимостта на степента на консолидация U от „фактора време” – T

Факторът време – T е бездименсионен коефициент и се определя по формулата:

$$T = \frac{c_v \cdot t}{h^2}, \quad (24)$$

c_v - коефициент на консолидация, който е въведен от Терцаги при решението на диференциалното уравнение и се определя по няколко начина, дадени в специалната литература. Най-опростеният метод е чрез деформационния модул и коефициента на филтрация, както е въведен и от Терцаги [19; 35]:

$$c_v = \frac{k \cdot E}{\gamma_w} \quad (25)$$

На практика има известно основание да се приеме, че коефициентът на консолидация c_v е константа, тъй като при увеличаване на натоварването и компресията на почвата, коефициентът на филтрация намалява, а деформационния модул на почвата се увеличава така, че произведението на двете величини остава приблизително постоянно.

Чрез използването на графиката за степен на консолидацията, лесно може да се определи съответната степен на консолидация за определен период от време – U_z и тогава, чрез използване на уравнения (19) и (20) да се определи съответното слягане на пласта.

Както се вижда от изведената формула (20), полученото по директен път слягане – s , се намалява, като се умножава с U_z /винаги по-малко от единица/, т.е. слягането на глинестите

пластове се диктува от степента на консолидация който, съгласно теорията на Терцаги, се изменя от нула - в началото на прилагане на натоварването (), до единица – в края на консолидацията (). На практика, степента на консолидация в началото не е нула, тъй като порният натиск, почти никога не е равен на приложеното натоварване. Неговата начална стойност се определя от коефициента на Бишоп-Скемптън - [42], при което се използват триаксиални изпитвания в неконсолидирано-недренирано състояние на почвата. На практика, този коефициент е по-нисък от единица, с изключение на много слаби и напълно водонаситени почви. В края на консолидацията се приема, че коефициентът U_z става равен на единица, което на практика също не се случва, тъй като хидравличният градиент става толкова малък, че на практика да стане равен на началния градиент на почвата – Инач [35], с което се блокира по-нататъшното изтичане на води от порите на почвата. Най-високата стойност на степента на консолидация достига до 0,8 (80% на фиг. 5.2).

Посочените обстоятелства показват, че сляганията от водопонижение, определени по изведените по-горе формули са завишени, поне що се отнася до глинестите почви. Тези слягания протичат във времето и зависят от редица фактори, като коефициенти на филтрация, дренажни условия на глинестия пласт, дебелина на пласта, структурна якост на почвата и много други фактори.

5.2. Нов метод за определяне на сляганията по време на строителството.

За разлика от метода на Терцаги, изложен в т. 2.4, тук е разработен метод за определяне на степента на консолидация на почвата през периода на натоварването от увеличение на геоложкия товар, в който се приема, че напрежението, което поражда порния натиск, се увеличава като линейна функция на времето. Функцията обаче е в стъпаловиден вид и за всяка степен на увеличение се приема, че порният натиск възниква внезапно, след което, при постоянна стойност на

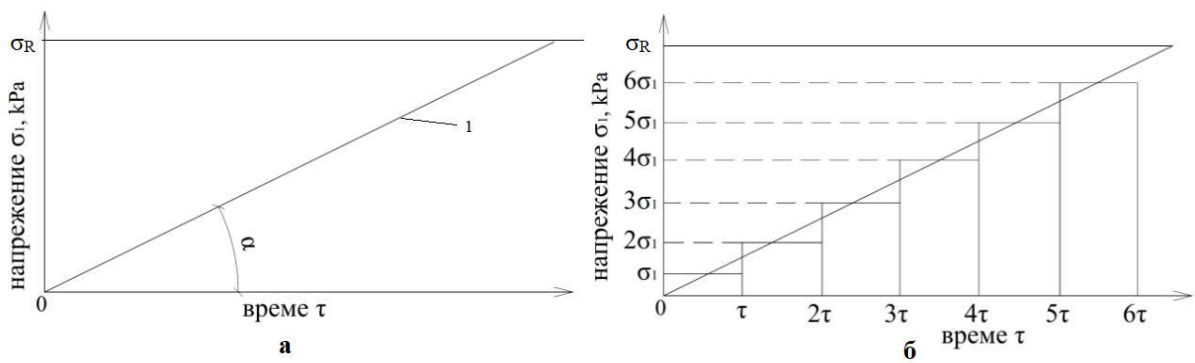
напреженията, консолидацията протича съгласно уравнението на Терцаги – $\frac{\partial u}{\partial t} = c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2}$ [34; 35] -

за линейна филтрация и за конкретни гранични и начални условия. Процесът протича почти циклично, при това за всяка следваща стъпка коефициентът на Бишоп–Скемптън намалява, поради намаляване на съдържанието на вода и увеличаване на плътността на почвата. Чрез използването на линейни зависимости между изменението на коефициента и броя на стъпките, е изведена значително по-опростената и приблизителна формула, за определяне на стойността на порния натиск във всеки момент от процеса на натоварването от увеличение на геоложкия товар.

Изходни данни за решението:

- коефициент на Бишоп-Скемптън в първия момент на натоварване;
- консолидация на почвата при първата степен на натоварване- в края на първия хоризонтален участък от стъпаловидната диаграма на натоварването;
- времето, необходимо за достигане степен на консолидация равна на 0,8;
- времето, необходимо за достигане на пълното натоварване и окончателната стойност на натоварването след пълното водопонижение.

За разлика от обичайната методика, при която почвата запазва своите постоянни характеристики, тук се приема, че в процеса на консолидация, почвата се уплътнява, при което, нарастването на порния натиск при всяко следващо стъпало на натоварване се занижава. Това занижение се отразява в намаляване на коефициентите на Бишоп–Скемптън. Условието на приетата схема за определяне на коефициентите на порния натиск са недренирани, неконсолидирани изпитвания на почвените проби.



Фиг. 5.3 - Графика за изменение на натоварването като линейна зависимост на времето

Времетраене на натоварването τ , е нанесено по абсцисната ос, а напрежението σ_R , вследствие на което възниква порен натиск – по ординатата. Това напрежение се определя в зависимост от продължителността на натоварването. За решаване на задачата, линия 1 на фиг.5.3-а, е дадена като стъпаловидна функция - фиг.5.3-б. Броят и размерът на стъпките се определя от точността на изчисленията. Дължината на всеки етап (време) е τ , а височината на всеки етап (напрежение) е σ_1 . Стъпаловидното представяне на функцията $\sigma_1 = f(t)$ дава възможност да се приложи теорията за определяне на промяната и разсейването на порното налягане с моментно натоварване. Приема се, че натоварването на първата стъпка е мигновено и е получен съответният порен натиск. В периода от 0 до τ , където $t \in (0, \tau)$, порният натиск се разсейва, което води до съответната промяна на коефициентите на порен натиск и на параметрите на консолидиране в съответствие с промяната на плътност-влажност на почвата. След изтичане на време τ , следва нова рязка промяна на напреженията от σ_1 до $2\sigma_1$, при която ще възникне промяна в порния натиск, определена в съответствие с параметрите, променени в резултат на получената частична консолидация на почвата. Както при първата стъпка на натоварване, ново разсейване на порния натиск ще се повтори като цикъл със следващите стъпки, докато напреженията σ_1 не достигнат тяхната окончателна стойност σ_R на фиг. 5.3 - а и б.

За прогнозиране на промяната на порния натиск, се използват някои от приетите методи, например този на Бишоп – Скемптън чрез параметъра $\bar{B}$. Стойността на порното налягане се изчислява по формула (26) :

$$u = u_0 + \bar{B}\sigma_1 \quad (26)$$

където u_0 е порното налягане, съществуващо преди прилагането на напрежение σ_1 ; $\bar{B}$ е коефициент на пропорционалност, получен емпирично, σ_1 е промяната на максималното главно нормално напрежение (в случая – геоложкият товар) в разглежданата точка, u е порният натиск, получен след прилагането на напрежение σ_1 .

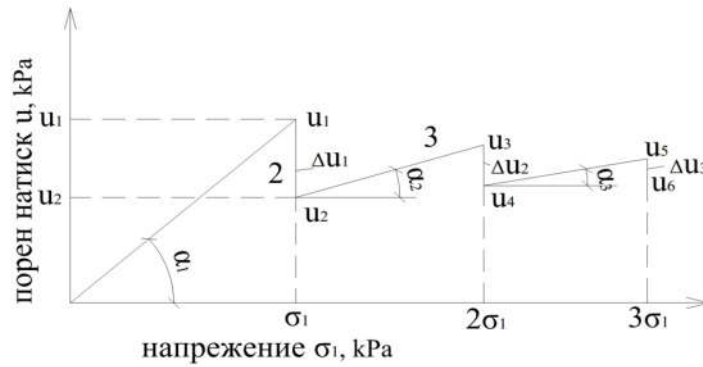
Съгласно теорията на Бишоп – Скемптън [42], изменението на порния натиск - u , зависи от всестранния натиск – σ_3 и девиатора на напреженията ($\sigma_1 - \sigma_3$):

$$\Delta u = B\Delta\sigma_3 + A(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3) = \left[B \frac{\Delta\sigma_3}{\Delta\sigma_1} + A(1 - \frac{\Delta\sigma_3}{\Delta\sigma_1}) \right] \Delta\sigma_1 = \bar{B}_1 \Delta\sigma_1, \quad (27)$$

където параметрите B и A се определят чрез триосова компресия, а отношението $\frac{\Delta\sigma_3}{\Delta\sigma_1} = 1 - \sin \varphi$, съгласно зависимостта на Jaki [8].

Без да се изменя общият характер на заключението, се приема, че $u_0=0$ и след първата стъпка на натоварване $u_1 = \bar{B}_1 \sigma_1$.

$\overline{B}_1 = tg\alpha_1$ е получен емпирично с триаксиални тестове - фиг. 5.4.



Фиг. 5.4 – Зависимост на напрежение – порен натиск

Когато σ_1 се запазва за време от 0 до t (фиг. 5.3-б), ще възникне частично разсейване на порния натиск от u_1 на u_2 , което може да се изрази със степента на консолидация [34]:

$$U_{z1} = \frac{u_1 - u_2}{u_1} = \frac{\Delta u_1}{u_1} \quad (28)$$

Стойността на u_2 за разглежданата точка, е изчислена чрез традиционните методи за определяне на разсейването на порното налягане, чрез решаване на диференциалното уравнение на Терцаги:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (29)$$

За конкретните начални и гранични условия се използва някои графики за бързо определяне на u_2 или U_z [34]. По време на консолидацията, плътността на почвата ще се увеличи и водното съдържание ще намалее така, че с новото увеличаване на напрежението от σ_1 до $2\sigma_1$, коефициентът $\overline{B}_2$ ще получи по-ниска стойност: $\overline{B}_2 = tg\alpha_2$ (фиг.5.4). Стойността на $\overline{B}_2$ се определя чрез триаксиални компресионни тестове. След прилагането на напрежението σ_1 , при което се получава стойността u_1 , се очаква разсейване на порното налягане до u_2 (по линия 2) или до същата степен на консолидация, определена от уравнението (29) за същата точка или област на основата под сградата. Следва увеличение на напрежението до $2\sigma_1$, при което порният натиск се увеличава (по линия 3) до стойност u_3 - фиг. 5.4.

$$tg\alpha_2 = \frac{u_3 - u_2}{\sigma_1} = \frac{\Delta u_2}{\sigma_1}; \quad tg\alpha_i = \frac{\Delta u_i}{\sigma_1} \quad (30)$$

Очевидно е, че $\alpha_2 < \alpha_1$, следователно $\overline{B}_2 < \overline{B}_1$. Колкото по-голяма е степента на консолидация U_z , толкова по-голяма е разликата. В следващите етапи на натоварване процесът се повтаря по същия начин. Ако е посочено, че $\Delta u_1 = u_1 - u_2$, $\Delta u_2 = u_3 - u_4$ и така нататък, до $\Delta u_n = u_{2n-1} - u_{2n}$, след n -тата стъпка на натоварване, порният натиск ще бъде:

$$u_n = (\overline{B}_1 + \overline{B}_2 + \dots + \overline{B}_n) \sigma_1 - (\Delta u_1 + \Delta u_2 + \Delta u_n) = \sigma_1 \sum_{i=1}^n \overline{B}_i - \sum_{i=1}^n \Delta u_i \quad (31)$$

Както се вижда от формулата и дадения по-горе анализ, това е монотонно сходяща прогресия (ред) и може да се нулира при наличието на отрицателни членове. Формата на кривата зависи от

отношението между $\bar{B}_i$ и Δu_i . Това отношение зависи от условията на консолидация (отводнителни условия, коефициент на филтрация и деформационните модули), скоростта на прилагане на натоварването и вариацията на плътността на почвата по време на консолидацията. По този начин, определянето на окончателната стойност на порния натиск след завършване на натоварването, включва решението на разнороден проблем - изчисляване на консолидацията на глинестия пласт за определяне на Δu_i и триаксиални компресионни тестове за определяне на $\bar{B}_i$.

От графиката на фиг.5.4 може да се види, че коефициентът $\bar{B}_i$ намалява почти едновременно с разсейването на порното налягане Δu_i за различните етапи на натоварване. С увеличаване на броя на стъпките, стойностите на $\bar{B}_i$ и Δu_i намаляват. Така може да се предположи, че за достатъчно дълъг период на натоварване, Δu_n и $\bar{B}_n$ ще се приближат до нула при достатъчно уплътняване на почвата.

За да се получи значително по-опростена формула за определяне на порния натиск в края на n -тия етап на натоварване u_n , може да се приеме, че съществува линейна връзка между Δu_i и $\bar{B}_i$, като се вземат стойностите на тези показатели за първата степен на натоварване - $\bar{B}_1$ и Δu_1 (фиг. 5.4)

$$\bar{B}_i = \frac{\bar{B}_1}{\Delta u_1} \Delta u_i \quad (33)$$

Тогава от формула (31), следва:

$$\begin{aligned} u_n &= \sigma_1 \sum_{i=1}^n \frac{\bar{B}_1}{\Delta u_1} \Delta u_i - \sum_{i=1}^n \Delta u_i = \left(\sigma_1 \frac{\bar{B}_1}{\Delta u_1} - 1 \right) \sum_{i=1}^n \Delta u_i = \left(\frac{u_1}{u_1 \cdot U_{z1}} - 1 \right) \sum_{i=1}^n u_i U_{zi} = \\ &= \left(\frac{1 - U_{z1}}{U_{z1}} \right) \sum_{i=1}^n u_i U_{zi} \end{aligned} \quad (34)$$

където U_{z1} е степента на консолидация на първата стъпка, а U_{zi} са степените на консолидация при останалите стъпки на натоварване. Степента на консолидация не зависи от натоварването, а от условията на дрениране и фактора време. При приетата линейна функция на натоварването, времето за разсейване на порния натиск при всяка стъпка t е постоянно (фиг. 5.3-б). Резултатът от деформационния модул E_0 и коефициента на филтрация k , участва в коефициента на консолидация c_v . По време на уплътняването, E_0 се увеличава, докато k намалява, така че резултатът им е относително постоянен - това е и едно от приемането на Терцаги [34]. Поради тези причини може да се предположи, че степента на консолидация за всяка стъпка е една и съща, равна на степента на консолидация на първата стъпка $U_{zi} = U_{z1}$ за дадена точка в дълбочина на земната основа под сградата. На тази база формула (34) може да се запише във вида:

$$u_n = (1 - U_{z1}) \sum_{i=1}^n u_i \quad (35)$$

Съгласно концепцията за промяна на коефициентите може да се приеме с приближение, че $\bar{B}_i$ ще клони към нула, когато степента на консолидация на почвата $U_{zR} = 0,8$ за очакваната стойност на порния натиск u_R , съответстваща на напрежение σ_R , получено в края на натоварването, без да се взима предвид междинната консолидация.

$$u_R = \bar{B}_1 \sigma_R \quad (36)$$

Ако T' е времето за достигане до посочената степен на консолидация, необходимият брой стъпки m , за да се получи $\bar{B}_m = 0$, е:

$$m = \frac{T'}{\tau} \quad (37)$$

След това, за броя на стъпките на натоварване i или $n \leq m$, ще се получи:

$$\bar{B}_i = \bar{B}_1 \left(1 - \frac{i}{m}\right) \quad \text{и} \quad \bar{B}_n = \bar{B}_1 \left(1 - \frac{n}{m}\right) \quad (38)$$

$$\Delta u_i = \Delta u_1 \left(1 - \frac{i}{m}\right) \quad \text{и} \quad \Delta u_n = \Delta u_1 \left(1 - \frac{n}{m}\right) \quad (39)$$

Използвайки формули (38) и (39), една относително проста връзка за порния натиск след консолидацията на n -тата стъпка на натоварване се получава – u_n :

$$u_n = (u_1 - \Delta u_1) \sum_1^n \left(1 - \frac{i-1}{m}\right) \quad (40)$$

След намирането на сумата, се получава окончателната формула:

$$u_n = n(u_1 - \Delta u_1) \left(1 - \frac{n-1}{2m}\right) \quad (41)$$

Формула (41) е вярна за $n \leq m$, $\bar{B}_n \geq 0$ и $\Delta u_n = 0$.

След определянето на порния натиск за определеното време на края на водопонижението, слягането на глинестия пласт се определя по формулата:

$$s_n = (H \cdot \sigma - \int_0^H u_{nz} dz) : E = \frac{F - F_u}{E} = \frac{F_\sigma}{E} \quad (42)$$

Или, изразено чрез степента на консолидация, като се използва формула (20):

$$s_t = s_{ок} \cdot U_z \quad (43)$$

където $s_{ок}$ е окончателното слягане.

Като се използва формула (19) за определяне на степента на консолидация на целия пласт и се вземе предвид, че $F = H \cdot \sigma_{cp}$ и $F_u = H \cdot u_{cp}$ и се направи съкращение на H , се получава изводът, че степента на консолидация може да се дефинира и с отношенията на средните стойности на напреженията в средата на пласта, предизвикани от натоварването σ_{cp} и след определена степен на консолидация – U_z т.е.:

$$U_z = 1 - \frac{u_n}{\sigma_{cp}} \quad (44)$$

където:

u_n – порният натиск в n -тия период след прилагането на вертикалните напрежения при водопонижението, а неговата начална стойност u_1 се определя по формулата:

$$u_1 = \bar{B}_1 \cdot 0,5 \cdot \gamma_w \cdot H \quad (45)$$

където отделните величини имат значенията, посочени по-горе.

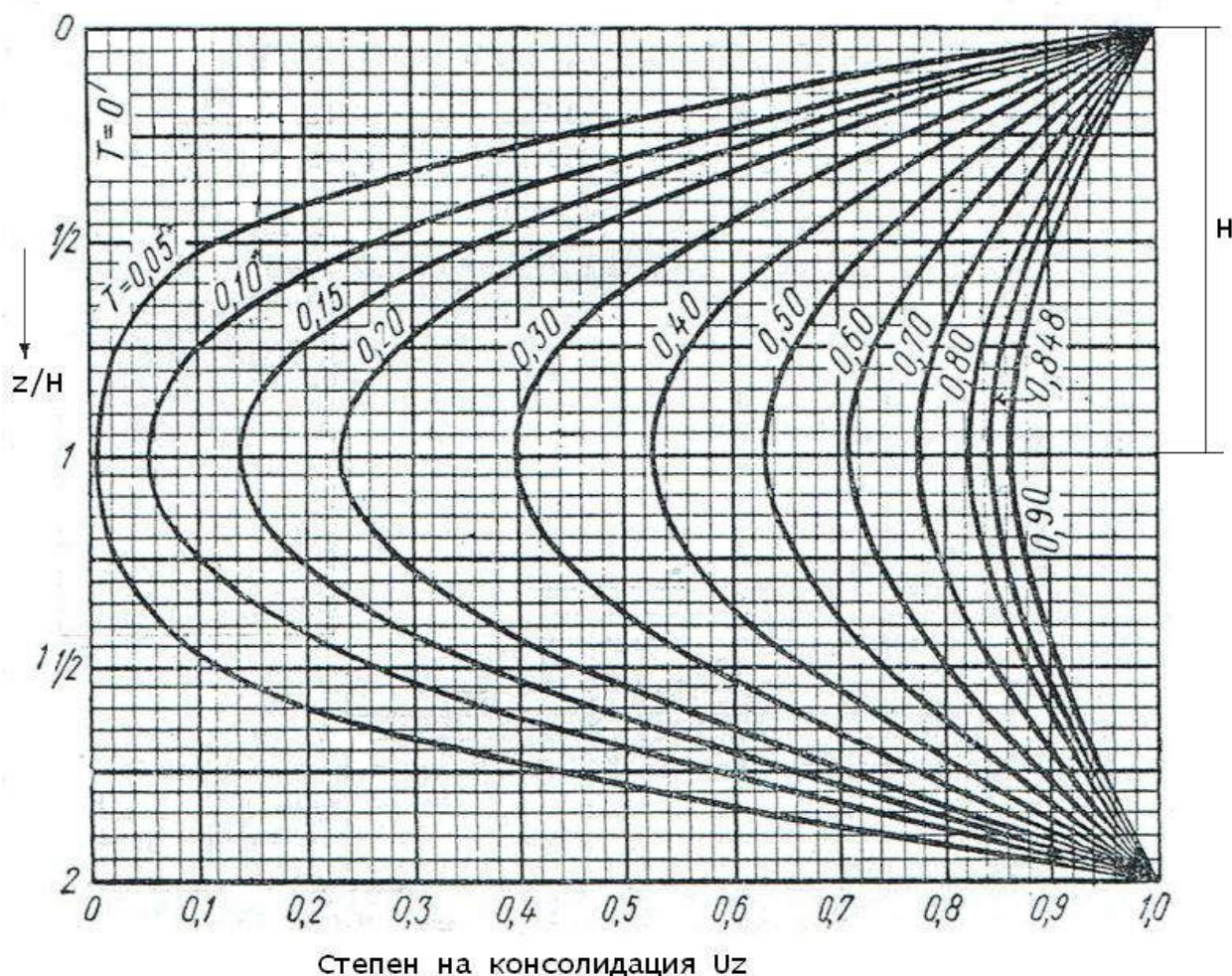
Така средното напрежение в средата на пласта е:

$$\sigma_{cp} = 0,5 \cdot \gamma_w \cdot H \quad (46)$$

Като се има предвид, че коефициентът $\bar{B}_1$ почти никога не е равен на единица, поради структурна якост на почвата и наличие на газови флуиди в порите се получава, че степента на консолидация в началото на прилагането на натоварването никога не е нула, т.е. независимо от теоретичната постановка на Терцаги, ще се получи слягане още в началото на създаване на вертикалните напрежения от водопонижения или други натоварвания.

При случай на кратки срокове на водопонижение, трябва да се използва схемата за консолидация при внезапно натоварване.

Като се използва графиката на Тейлър [34], и се приеме едностранна филтрация, за средата на пласта – $z/H = 0,5$, може да се отчете за всяка стойност на фактора време – T , съответната степен на консолидация. Факторът време се определя по формула (24) в зависимост от коефициента на консолидация – c_v , дължината на филтрационния път на водата – H и времето – t . След отчитане на коефициента на консолидация се определя и слягането s за съответния период, като се използва формула (20). Задачата ще се реши за конкретен пример, даден по-долу. Времето за слягане се определя от граничната стойност на фактора време – $T = 0,8$.



Фиг. 5.5. – Графика на Тейлър за зависимост степента на консолидация U_z , „Фактор-време“ T и мощност на пласта H [34]

След съответното съкращаване, степента на консолидация само при първото натоварване става:

$$U_{z1} = 1 - \overline{B_1}. \quad (47)$$

Съответното начално слягане ще бъде:

$$s_1 = s_{ок}, U_{z1} = \frac{\gamma_w \cdot H^2}{2E} (1 - \overline{B_1}) \quad (48)$$

При следващите степени на консолидация се процедира, както при класическите случаи.

При разработения метод се избягват недостатъците на практикуваните приблизителни методи. Като основно преимущество на метода е отчитане на изменението на плътността на почвите и тяхното отражение върху процеса на формиране на порния натиск и степента на консолидация.

5.3. Числени примери.

5.3.1. Числен пример за определяне на порния натиск.

Даден е почвен пласт с дебелина **5 m**. Върху него се създава средно окончателно напрежение $\sigma_R = 200 \text{ kPa}$ по вертикална линия в продължение на 5 месеца (**n=5 месеца**). Дренирането е едностранно, по направление на основата. Коефициентът на консолидация $c_v = 4.10^{-3} \text{ cm}^2/\text{s}$. С триаксиалните компресионни тестове е определена стойността на коефициента $\overline{B_1} = 0,6$. Установени са **t=1 месец**, и $\sigma_1 = \frac{\sigma_R}{5} = 40 \text{ kPa}$ за един месец. Факторът време **T** се получава по формула 24:

$$T = \frac{c_v \cdot t}{H^2} = \frac{4.10^{-3} \cdot 60.60.24.30}{500^2} = 0.041$$

Получената стойност е за един месец. В изчисленията са използвани дименсии секунди и сантиметри. От графиките на Терцаги [34], дадени на фиг. 5.2 са отчетени: за **T = 0,04** → **U_{z1}=0,2**. Като се използва формула 26, се получава началната стойност на порния натиск:

$$u_1 = \overline{B_1} \sigma_1 = 0,6.40 = 24 \text{ kPa}.$$

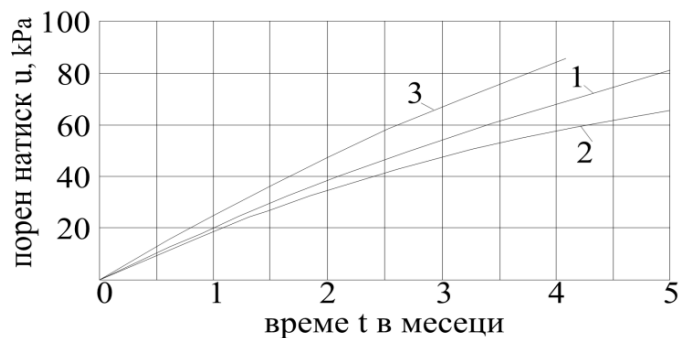
Като се използва формула 28, се получава изменението на порния натиск след първата степен на натоварване:

$$u_1 = U_{z1} \cdot u_1 = 0,2.24 = 4,8 \text{ MPa}.$$

За **U_{zR}=0,8** от същите графики е отчетен период **T'=13 месеца**, или с дадените стъпки на натоварване (формула (37)) **m=13**, докато n=5. След заместване във формула (41) е установено, че в края на консолидацията, порният натиск ще бъде:

$$u_s = 5(24 - 4,8) \left(1 - \frac{5-1}{2.13} \right) = 81,23 \text{ kPa}$$

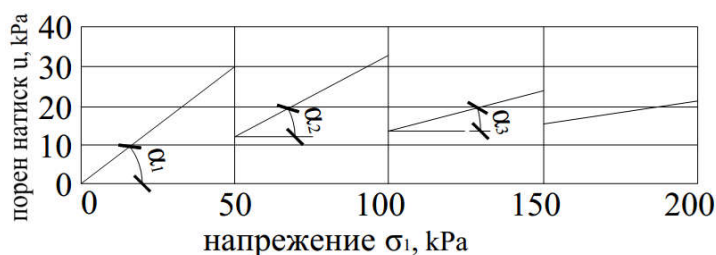
вместо $u_R=200.0,6=120 \text{ kPa}$, което се получава, ако разсейването по време на периода на водопонижението **не** е взето под внимание. Ако заместим **n** с произволно **i**, се получава промяната на порния натиск по време на водопонижението - фиг.5.6, **линия 1**. Промяната на порния натиск при коефициент на консолидация $c_v=8.10^{-3} \text{ cm}^2/\text{s}$ се нанася на същата фигура – **линия 2**. Ако периодът на водопонижението продължава четири месеца (**n=4**), $\sigma_1=50 \text{ kPa}$, $u_1=50.0,6= 30 \text{ kPa}$, $\Delta u_1= 6 \text{ kPa}$. След заместване във формула (41) се получава **линия 3** на същата фиг. 5.6. Както се вижда, използването на предложениия метод, по-специално на формула (41), дава значителна корекция на резултатите.



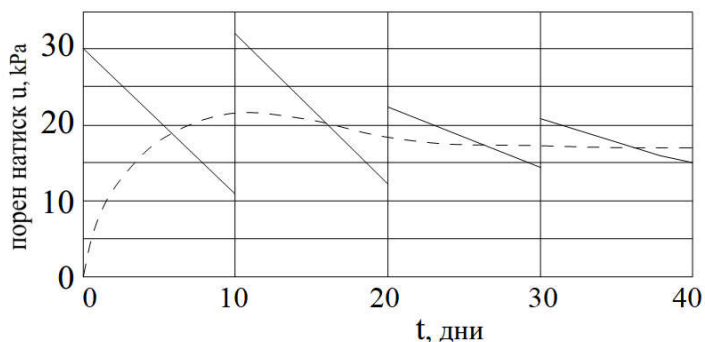
Фиг. 5.6 – Фигура на зависимост порен натиск u – време t при различен коефициент на консолидация C_v

По-долу е даден пример за определяне на коефициентите $\bar{B}_i$ и порния натиск чрез симулация на консолидацията в различните етапи. Почвеният пласт е с **5 m** дебелина и средното напрежение се предава по дадена вертикална линия. Той е представен в четири стъпки ($n=4$) със $\sigma_1=50$ kPa и $\tau=10$ дни (общо за целия период на натоварване $\sigma_R=4\sigma_1=200$ kPa и $4\tau = 40$ дни). Модулът на обща деформация на почвата е $E_0=7.10^3$ kPa, а коефициента на филтрация $k=1.10^{-6}$ cm/s.

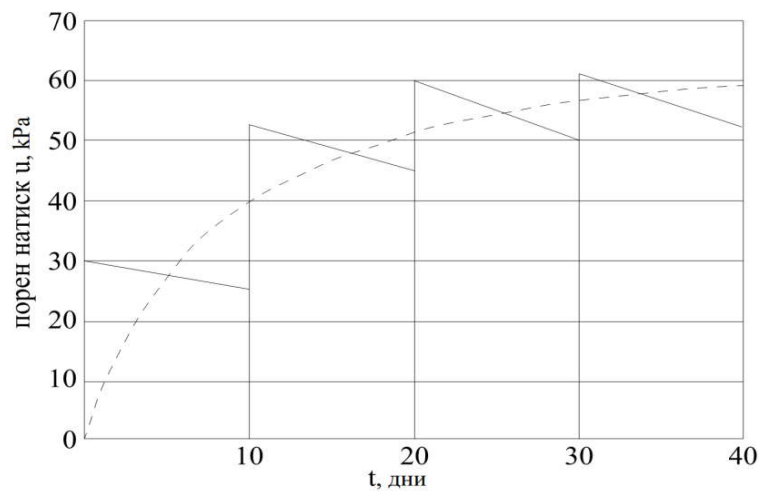
Промяната на порния натиск, получена с триосни тестове, е показана на фиг. 5.7-а. Прогнозната промяна на порния натиск може да се види на фиг. 5.7-б. Фиг. 5.8 показва прогнозната промяна на порния натиск при същите условия, но при коефициент на филтрация $k=1.10^{-7}$ cm/s. Разликата е очевидна и показва огромното значение на коефициента на филтрация при междинна консолидация на почвата. Очакваната промяна на порния натиск трябва да бъде гладка крива, както на фигури 5.7-б и 5.8, и се дава с пунктирна линия. Тази линия показва асимптотично приближение до стойността 15 kPa на фиг. 5.7-б, като по-нататъшното разсейване е възпрепятствано от действието на началния градиент.



Фиг. 5.7-а – Промяна на порния натиск в зависимост от напрежението



Фиг. 5.7-б – Прогнозна промяна на порния натиск във времето за $k=1.10^{-6}$ cm/s



Фиг. 5.8 - Прогнозна промяна на порния натиск във времето за $k=1.10^{-7}$ cm/s

5.3.2. Числен пример за определяне на слягане на сграда /терен/ след водопонижение с отчитане на слягането по време на водопонижението.

Даден е глинест пласт с дебелина 6 m, който е в обсега на понижението на нивата на подземните води по цялата дебелина на пласта. Над пласта има сграда и под пласта – пясък, който се приема за дренажен на подземните води от глините. Глинестият пласт има деформационен модул $E=15$ МПа /15000 kPa/ и коефициент на филтрация $k=2.10^{-8}$ m/s.

При триосови изпитвания е получен коефициент на Бишоп – Скемптън - $\bar{B}_1 = 0,4$. Средната начална стойност на порния натиск в средата на пласта е:

$$u_1 = 0,5 \cdot H \cdot \gamma_w \cdot \bar{B}_1 = 0,5 \cdot 6 \cdot 10 \cdot 0,4 = 12 \text{ kPa.}$$

По формула (25) се определя коефициентът на консолидация – c_v :

$$c_v = \frac{k \cdot E}{\gamma_w} = \frac{2 \cdot 10^{-8} \cdot 15000}{10} = 3 \cdot 10^{-5} \text{ m}^2/\text{s.}$$

Факторът време T за едно денонощие се определя по формула (24):

$$T = \frac{c_v \cdot t}{H^2} = \frac{3 \cdot 10^{-5} \cdot 60 \cdot 60 \cdot 24}{6^2} = 0,072$$

От графиката на фиг. 5.2 (за $T=0,072$) се определя съответната степен на консолидация:

$$U_{z1} = 0,16$$

От графиката на фиг. 5.2, за степен на консолидация 0,9 е отчетен фактор-време $T = 0,85$. При приетите данни за параметрите на консолидацията за този фактор-време, се отчитат дните до края на консолидацията. След използване на формула (24), се получава период за завършване на филтрационната консолидация 11.8 денонощия, т.е. $m = 11.8$ – приети $m = 12$.

Въз основа на определения краен период на завършване на консолидацията се приемат **12 стъпала** за определяне на сляганятия:

Слягане в края на първото денонощие – s_1 .

$$\text{Фактор време} - T = \frac{c_v \cdot t}{H^2} = \frac{3 \cdot 10^{-5} \cdot 60 \cdot 60 \cdot 24}{6^2} = 0,072$$

От фиг. 5.5 за тази стойност на фактора време се отчита степен на консолидация – **$U_z = 0,16$** .

Слягането за този период ще се получи, като се умножи цялото слягане по коефициента на консолидация:

$$s_1 = s_{ок} \cdot U_z = \frac{\gamma_w H^2}{2E} U_z = \frac{10 \cdot 6^2}{2 \cdot 15000} \cdot 0,16 = 0,012 \cdot 0,16 = 0,00192 \text{ m.}$$

За края на втория ден от водопонижението, слягането се определя по същия начин:

$$\text{Фактор време} - T_2 = \frac{c_v \cdot t}{H^2} = \frac{3 \cdot 10^{-5} \cdot 60 \cdot 60 \cdot 48}{6^2} = 0,144$$

Съответната степен на консолидация, определена за средата на пласта се отчита също от фиг. 5.5 – $U_z = 0,33$.

Слягане в края на втория ден – $s_2 = 0,012 \cdot 0,33 = 0,004 \text{ m.}$

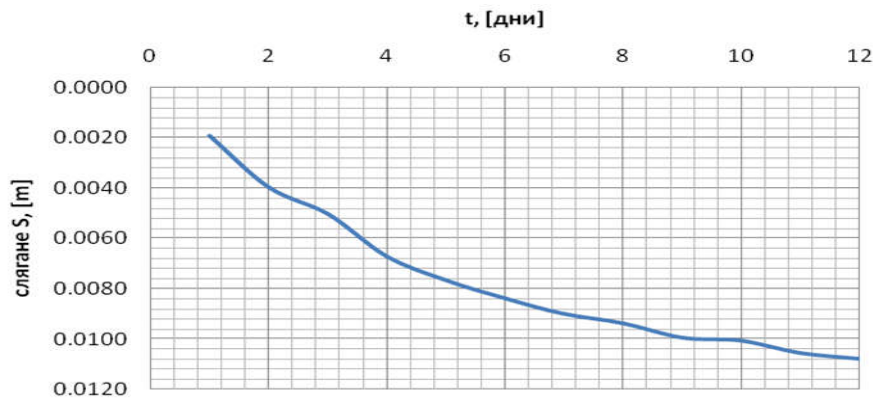
По аналогичен начин се определя слягането на терена /сградата в края на третия ден:

$$T_3 = \frac{c_v \cdot t}{H^2} = \frac{3 \cdot 10^{-5} \cdot 60 \cdot 60 \cdot 72}{6^2} = 0,216 \rightarrow U_z = 0,42 \rightarrow s_3 = 0,005 \text{ m}$$

По същия начин се получават сляганията за останалите дни (табл. 5.1 и фиг. 5.9):

Слягане от водопонижение при коефициент на филтрация $k=2 \cdot 10^{-8} \text{ m/s}$			
t [d]	T	U_z	s [m]
1	0.072	0.16	0.0019
2	0.144	0.33	0.0040
3	0.216	0.42	0.0050
4	0.288	0.56	0.0067
5	0.36	0.64	0.0077
6	0.432	0.7	0.0084
7	0.504	0.75	0.0090
8	0.576	0.78	0.0094
9	0.648	0.83	0.0100
10	0.72	0.84	0.0101
11	0.792	0.88	0.0106
12	0.864	0.98	0.0118

Табл. 5.1 – Стойности на сляганията за 12-дневен период при коефициент на филтрация $k=2 \cdot 10^{-8} \text{ m/s}$



Фиг. 5.9 – Графика на сляганията за 12-дневен период при коефициент на филтрация $k=2 \cdot 10^{-8} \text{ m/s}$

По аналогичен начин се правят изчисления за коефициент на филтрация $k=2 \cdot 10^{-9} \text{ m/s}$ и $k=2 \cdot 10^{-10} \text{ m/s}$:

$$c_v = \frac{k \cdot E}{\gamma_w} = \frac{2 \cdot 10^{-9} \cdot 15000}{10} = 3 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}.$$

От графиката на фиг. 5.2, за степен на консолидация 0,9 е отчетен фактор-време $T = 0,85$. При приетите данни за параметрите на консолидацията за този фактор време, се отчитат дните до края на консолидацията. След използване на форм. (24), се получава период за завършване на филтрационната консолидация 118 денонощия, т.е. **m = 4 месеца**:

$$t = \frac{T \cdot H^2}{c_v} = \frac{0,85 \cdot 6^2}{3 \cdot 10^{-6} \cdot 60 \cdot 60 \cdot 24} = 118 \text{ дни} \approx 4 \text{ месеца}$$

Въз основа на определения краен период на завършване на консолидацията се приемат 5 стъпала за определяне на сляганията:

Последователност на определяне на сляганията:

$$\text{Фактор време} - T = \frac{c_v \cdot t}{H^2} = \frac{3 \cdot 10^{-6} \cdot 60 \cdot 60 \cdot 24 \cdot 12}{6^2} = 0,086$$

От фиг. 5.5 за тази стойност на фактора време се отчита степен на консолидация – $U_z = 0,26$.

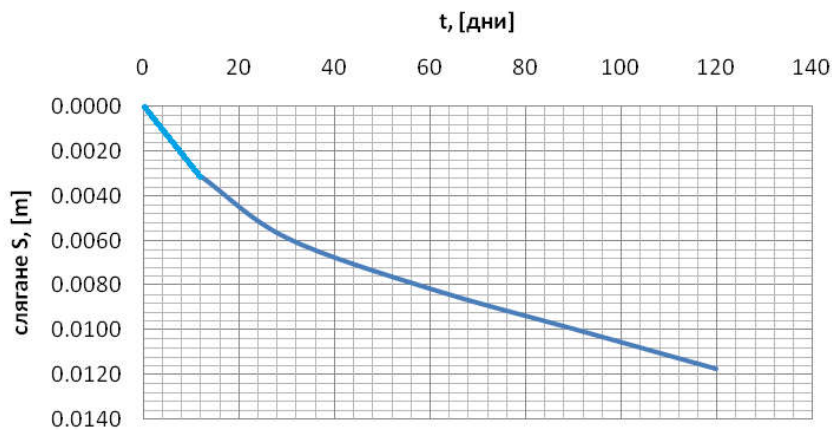
Слягането за този период ще се получи, като се умножи цялото слягане по коефициента на консолидация:

$$s_1 = s_{ок} \cdot U_z = \frac{\gamma_w H^2}{2E} U_z = \frac{10 \cdot 6^2}{2 \cdot 15000} \cdot 0,26 = 0,012 \cdot 0,26 = 0,003 \text{ m} = 3 \text{ mm}$$

По същия начин се получават сляганията за останалите дни (табл. 5.2 и фиг. 5.10):

Слягане от водопонижение при коэффициент на филтрация $k=2.10^{-9} \text{ m/s}$			
t [d]	T	Uz	s [m]
12	0.086	0.26	0.0031
30	0.216	0.49	0.0059
60	0.432	0.68	0.0082
90	0.648	0.83	0.0100
120	0.864	0.98	0.0118

Табл. 5.2 - Стойности на сляганията за 120-дневен период при коэффициент на филтрация $k=2.10^{-9} \text{ m/s}$



Фиг. 5.10 - Графика на сляганията за 120-дневен период при коэффициент на филтрация $k=2.10^{-9} \text{ m/s}$

За коэффициент на филтрация $k=2.10^{-10} \text{ m/s}$:

$$c_v = \frac{k.E}{\gamma_w} = \frac{2.10^{-10} \cdot 15000}{10} = 3.10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}.$$

След използване на форм. (24), се получава период за завършване на филтрационната консолидация 1180 денонощия, т.е. **m = 3 години**.

$$t = \frac{T.H^2}{c_v} = \frac{0,85.6^2}{3.10^{-7} \cdot 60.60.24} = 1180 \text{ дни} \approx 3 \text{ години}$$

Въз основа на определения краен период на завършване на консолидацията се приемат **10 стъпала** за определяне на сляганията:

Последователност на определяне на сляганията:

$$\text{Фактор време} - T = \frac{c_v \cdot t}{H^2} = \frac{3.10^{-7} \cdot 60.60.24.12}{6^2} = 0,00864$$

От фиг. 5.5 за тази стойност на фактора време се отчита степен на консолидация – $U_z = 0,54$.

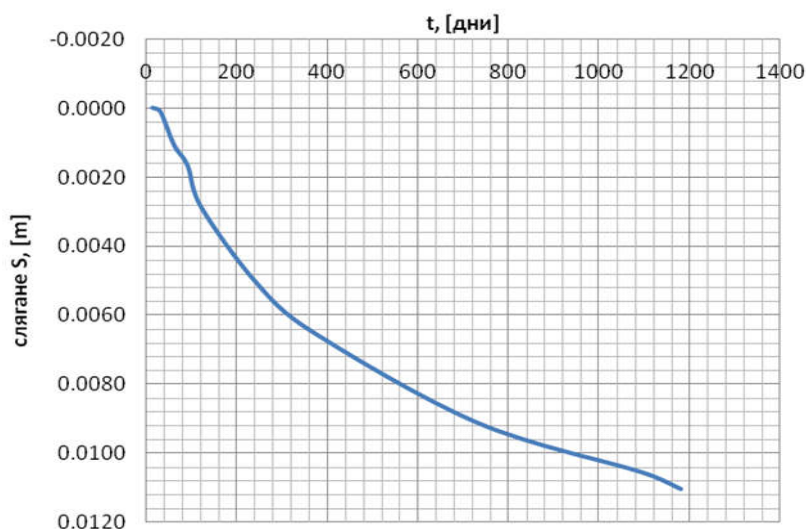
Слягането за този период ще се получи, като се умножи цялото слягане по коефициента на консолидация:

$$s_1 = s_{ок} \cdot U_z = \frac{\gamma_w H^2}{2E} U_z = \frac{10 \cdot 6^2}{2 \cdot 15000} \cdot 0,16 = 0,012 \cdot 0,54 = 0,0065 \text{ м.}$$

По същия начин се получават сляганията за останалите дни (табл. 5.3 и фиг. 5.11):

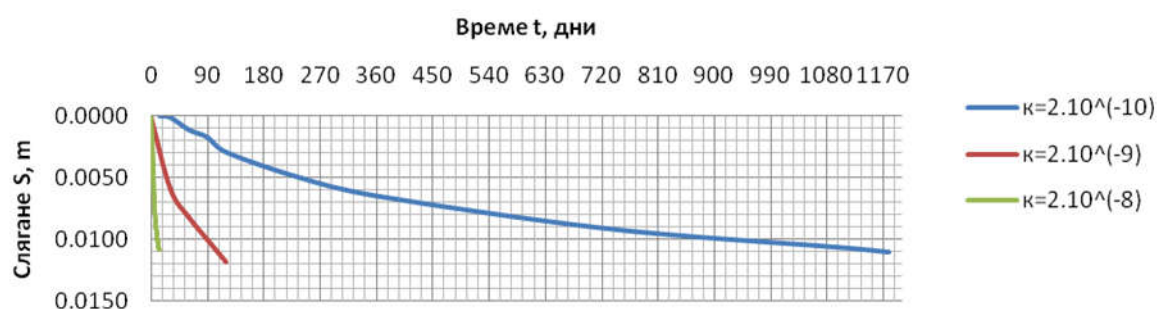
Слягане от водопонижение при коефициент на филтрация $k=2 \cdot 10^{-10} \text{ m/s}$			
t [d]	T	U_z	s [m]
12	0.009	0	0.0000
30	0.022	0.01	0.0001
60	0.043	0.09	0.0011
90	0.065	0.14	0.0017
120	0.086	0.24	0.0029
240	0.173	0.42	0.0050
365	0.263	0.54	0.0065
730	0.526	0.76	0.0091
1095	0.788	0.88	0.0106
1180	0.850	0.92	0.0110

Табл. 5.3 - Стойности на сляганията за 3-годишен период при коефициент на филтрация $k=2 \cdot 10^{-10} \text{ m/s}$



Фиг. 5.11 - Графика на сляганията за 3-годишен период при коефициент на филтрация $k=2 \cdot 10^{-10} \text{ m/s}$

На сборната графика на фиг. 5.12 и в сравнителната табл. 5.4 са обобщени резултатите от трите изследвания.



Фиг. 5.12 – Сравнителна графика за резултатите от трите изследвания

k [m/s]	t [d]	s [m]
$2 \cdot 10^{-8}$	12	0.0118
$2 \cdot 10^{-9}$	12	0.0031
$2 \cdot 10^{-10}$	12	0

Табл. 5.4 – Сравнителна таблица за размера на сляганията за 12-дневен период при трите изследвания

6. ВЛИЯНИЕ НА НАЧАЛНИЯ ГРАДИЕНТ И СТРУКТУРНАТА ЯКОСТ НА ГЛИНЕСТИТЕ ПЛАСТОВЕ ВЪРХУ ТЯХНОТО СЛЯГАНЕ.

Направените по-долу изводи важат само за глинести почви, които имат определени структурни връзки. Такива са почвите с плиоценски произход. Тези почви обикновено се намират на дълбочини под 5 – 6 m и често представляват земна основа на съоръжения, прилежащи до дълбоките изкопи – метрополитен, дълбоки подземни гаражи, вкопани улици и подземни транспортни тунели и други.

Изводите важат при предпоставката, че сляганията се дължат на консолидационни процеси и то преди всичко на филтрационната консолидация на почвите.

Известно е, че след създаването на теорията на филтрационната консолидация от Терцаги, по-нови изследвания / Флорин – 1961, Зарецки – и други/ [35] доказват, че идеалният случай на консолидация, създаден от Терцаги, много рядко се покрива с действителното поведение на почвите. При положение, че глинестите почви имат структурна якост и начален градиент на филтрация, консолидацията се влияе значително от тях.

Тук може да се направи коментар за влиянието на **структурната якост** върху слягането. Така например, ако напрежението което се предава върху скелета на почвата – σ е по-малко от структурната якост – $\sigma_{\text{стр}}$, не би трябвало да се очаква слягане, тъй като се приема, че при напрежения, по-малки от структурната якост, почвата се приема като квазиеластично твърдо несегваемо тяло. При тези случаи, при водопонижение не би трябвало да се очаква слягане, ако напрежението $\gamma_w h \leq \sigma_{\text{стр}}$ ($q \leq \sigma_{\text{стр}}$), където $\gamma_w h$ е натоварването при водопонижение на дълбочина h . Ако обаче създаденото напрежение е по-голямо от структурната якост на почвата, следва да се очаква слягане, което е контролирано от разсейването на порния натиск – u .

Ако се отрази и влиянието на **началния градиент**, слягането също се повлиява от условието за ограничение на разсейването на порния натиск, поради изискването, че напорът на водата при изтичане трябва да бъде по-голям от началния градиент.

При двустранна филтрация и постоянна стойност на създадените напрежения в пласта уравнението на линията на порния натиск - u е дадено в литературата като ред на Фурие (Терцаги, Тейлор, Божинов и др) [4; 34; 35; 38]:

$$u = \sum_{m=0}^{m=\infty} \frac{2u_0}{M} \left(\sin \frac{M \cdot z}{h} \right) e^{-M^2 T} \quad (50)$$

Във формулата означенията са:

u_0 – начална стойност на порния натиск (формула (27)), kPa;

$$M = \frac{1}{2} \pi (2m + 1) \quad - \text{субституция} \quad (51)$$

m - пореден номер на члена на реда на Фурие;

h – дебелина на глинестият пласт, m;

z - дълбочина на точката, в която се определя порния натиск, m;

T – фактор-време (формула (24)).

Първата производна на уравнението дава тангенсът на наклона - i на линията която дефинира порният натиск:

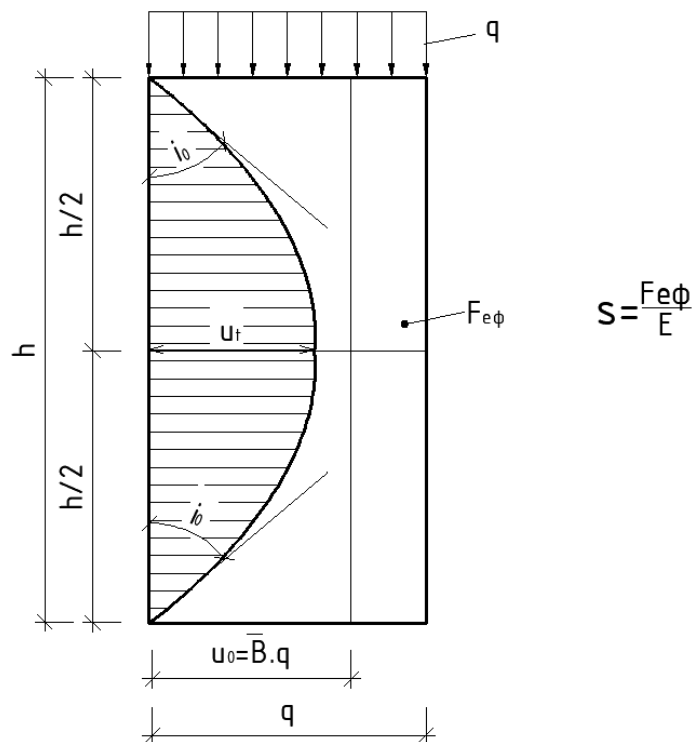
$$i = \frac{du}{dz} = \sum_{m=0}^{m=\infty} \frac{2u_0}{h} \left(\cos \frac{M \cdot z}{h} \right) \cdot e^{-M^2 \cdot T} \quad (52)$$

За $z=0$ и $z=h$ се получава тангенсът на наклона на линията на границата на глинестия пласт с дренажните пластове. Този наклон на практика представлява и градиентът на порния натиск на дренажната граница.

За $z=0$ косинусът има стойност единица. Това се отнася за горния дренажен пласт. Поради симетричност на задачата – фиг. 5.5, това условие важи и за долния дренажен пласт. Граничните стойности на градиента на порния натиск не могат да станат по-ниски от началния градиент на почвената среда – i_0 . Това дава основание да се напише условието:

$$i_0 = \sum_{m=0}^{m=\infty} \frac{2u_0}{h} e^{-M^2 \cdot T} \quad (53)$$

Полученото уравнение се решава по итерационен път, като се използват първите 3 – 4 стойности от реда, като за определени стойности на началния градиент – i_0 , мощността на слягаемия пласт – h и началната стойност на порния натиск – u_0 се получава факторът време T . Тук може да се използва фиг. 5.5 за илюстрация на зона, която не консолидира поради влиянието на началния градиент. Например, при получаване на граничната стойност на фактора време $T = 0,6$, щрихованата част от фигурата не консолидира, а площта на нещрихованата част, разделена на деформационния модул на почвата дава слягането на пласта – фиг. 6.1.



Фиг. 6.1. – Схема на разпределение на ефективните напрежения и порния натиск (начален градиент)

Ясно личи площта на диаграмата на ефективните напрежения, които диктуват слягането на пласта. Оказва се, че за софийските почви със значителна структурна якост и начален градиент над 2, слягането от водопонижение на практика е нищожно и доста по-малко от очакваната стойност, ако не се отчитат дадените **два фактора**.

7. ЕНЕРГЕТИЧЕН МОДЕЛ ЗА ОПРЕДЕЛЯНЕ УСТОЙЧИВОСТТА НА СВЛАЧИЩА И ОТКОСИ.

Един от най-популярните методи за изпълнение на подземната част на сградите и съоръженията е оформянето на стените на изкопите във вид на откоси. Този метод е най-икономичен и се използва винаги, когато има свободно пространство, което позволява използването на откоси с определени наклони. Например една голяма част от Първи Метродиаметър в района на кварталите Люлин, Обеля и части от централната част на гр. София, се изгражда в изкопи с откоси. Устойчивостта на откосите при строителството на Метрото е определяна по няколко метода и проверена експериментално, чрез изпълнение на един пробен откос с дълбочина 8m и с размери 40x40 m. Откосите на изкопа са били оформени с различни наклони и различни начини на защита (найлоново покритие, почвени гвоздеи, затежняване чрез панели и в естествено състояние). Наклоните на откосите варират от 1:0,5 до 1:1,5. Устойчивостта е определена по различни методи: кръгово-цилиндрична хлъзгателна повърхнина, метод на Бишоп, метод със земен натиск и др. [ст.3; 12; 39; 40; 45]. На практика се оказва, че различните методи дават сериозни разлики в стойностите на коефициента на устойчивост.

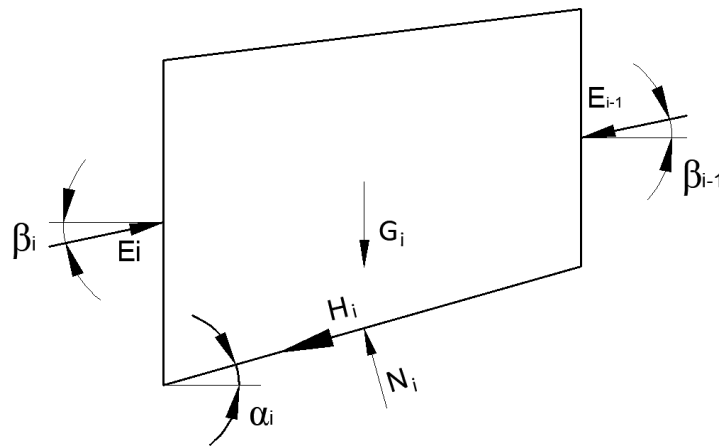
Стабилитетът на откосите на строителните ями, както и на свлачищните масиви обикновено се дефинира с коефициента на устойчивост k. В зависимост от приетата изчислителна схема, коефициентът на устойчивост се определя като отношение на задържащи към активни моменти спрямо някакъв център – $k = M_p : M_a$; като отношение на задържащи към активни сили – $k = H_p : H_a$ (като вектори или някои от техните компоненти), или чрез коефициенти, на които трябва да се разделят нормативните стойности на якостните характеристики така, че да се получат изчислителните им

стойности. Понякога се използват и комбинирани модели. Достоверността на коефициента на устойчивост зависи от избора на изчислителна схема, от вярното определяне на нормативните и изчислителни характеристики на почвите, а така също и от възможно най-пълното обхващане на всички фактори, които имат значение за стабилитета на свлачището или откоса. Общ белег на методите е, че дори при точно определяне на якостните характеристики на почвата, получените коефициенти на устойчивост са занижени. Обясненията за това са различни: неточности в статическите схеми, непълно отчитане на съпротивленията при относително преместване на отделните блокове и др.

За по-точно отразяване влиянието на последния фактор, тук се предлага метод, при който се въвежда нов смисъл на коефициента на устойчивост при изследване на стабилитета на свлачища и откоси. Този коефициент се дефинира като отношение на енергии: енергията на всички задържащи сили, която би се проявила при определено движение на масива – E_p , към енергията на всички активни сили, която би се проявила при същото движение – E_a или $k_e = E_p : E_a$.

Посоченият модел дава най-пълна възможност за отчитане не само съотношението на силите в хлъзгателните повърхнини, но и на енергийните загуби при приплъзването на отделните ламели една спрямо друга.

При изследване на консеквентни свлачища по метода на Шахунянц [12] се разглежда равновесното състояние на i -тата ламела, показана на фиг. 7.1.



Фиг. 7.1 – Схема на силите, действащи в i -тата ламела

Решението се провежда по итерационен път. Резултантната свлачищна сила, която остава да действа след i -тата ламела се получава по формулата:

$$E_i = \frac{(kH_i - c_i l_i - N_i \tan \varphi_i) \cos \varphi_i}{\cos(\alpha_i - \beta_i - \varphi_i)} + E_{i-1} \frac{\cos(\alpha_i - \beta_{i-1} - \varphi_i)}{\cos(\alpha_i - \beta_i - \varphi_i)} \quad (54)$$

където: E_i е свлачищна сила в долния край на i -тата ламела, E_{i-1} – свлачищната сила която се предава върху горния край на i -тата ламела, ъгъл α_i – ъгъл на наклона на свлачищната повърхнина на i -тата ламела, H_i е активната свлачищна сила от i -тата ламела, успоредна на хлъзгателната повърхнина, N_i – компонентата на теглото, нормална на хлъзгателната повърхнина, l_i – дължина на хлъзгателната повърхнина на i -тата ламела, c_i – кохезия на почвата в хлъзгателната повърхнина, φ_i е ъгъла на вътрешно триене на почвата в хлъзгателната повърхнина, β_i и β_{i-1} са ъглите на триене на почвата съответно в долната и горна вертикални разделителни повърхнини на i -тата ламела.

От формула (54) става ясно, че приносът на триенето между ламелите се включва посредством ъглите β_i и β_{i-1} . Влиянието на кохезията по тези повърхнини въобще не се отчита, което е в полза на сигурността.

Когато триенето се пренебрегва, $\beta_{i-1} = \beta_i = 0$ и тогава:

$$E_i = \frac{(kH_i - c_i l_i - N_i \tan \varphi_i) \cos \varphi_i}{\cos(\alpha_i - \varphi_i)} + E_{i-1}. \quad (55)$$

На практика често се оказва, че $\beta_{i-1} = \beta_i$ и тогава множителят на E_{i-1} също се получава равен на единица.

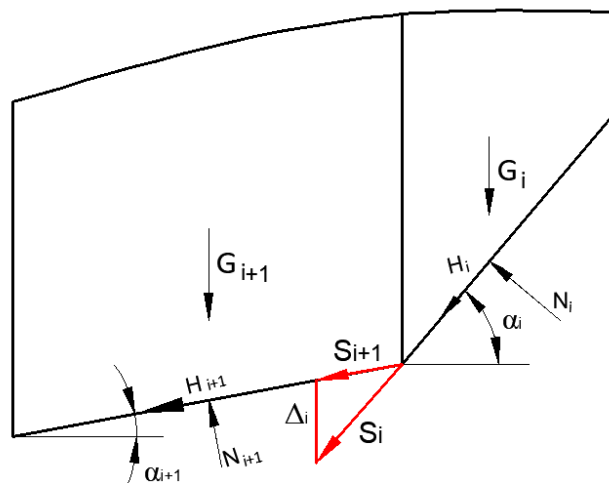
При елиминирание на взаимодействието между ламелите, коефициентът на устойчивост се определя и от израза /Маслов/ [12; 39; 40].

$$k = \frac{\sum (N_i \tan \varphi_i + c_i l_i) \frac{\cos \varphi_i}{\cos(\alpha_i - \varphi_i)}}{\sum H_i \frac{\cos \varphi_i}{\cos(\alpha_i - \varphi_i)}} \quad (56)$$

Едно сравнение в резултатите показва, че изключването на съдействието между ламелите дава значително занижение на реалния коефициент на устойчивост.

7.1. Енергетичен модел – теоретично изложение.

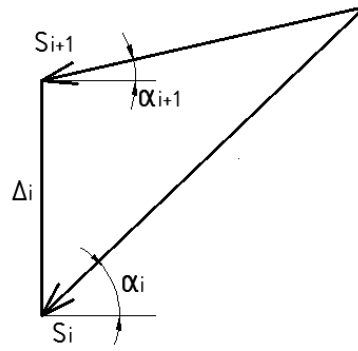
За модела, предложен по-долу, се разглеждат две прилежащи ламели – i и $i+1$ – фиг. 7.2



Фиг. 7.2 - Схема на силите и преместванията на i -тата и $i+1$ -вата ламела

Хлъзгателната повърхнина на i -тата ламела сключва с хоризонта ъгъл α_i , а на $(i+1)$ -та – α_{i+1} . С N_i , съответно N_{i+1} са означени резултантните нормални сили към всяка хлъзгателна повърхнина. Резултантните сили, успоредни на хлъзгателните повърхнини се означават, като и по-горе, с H_i , съответно H_{i+1} .

Приема се, че при движението на свлачищното тяло i -тата ламела ще получи преместване с вектор S_i . От условието за непрекъснат контакт между ламелите следва, че съответното преместване на $(i+1)$ -вата ламела ще бъде с вектор S_{i+1} (фиг. 7.2). Взаимното приплъзване между ламелите i може да се определи най-лесно, като се използва плана на векторите S_i и S_{i+1} – (фиг. 7.3).



Фиг. 7.3 – План на векторите на преместванията

От триъгълника следва:

$$S_{i+1} = S_i \frac{\cos \alpha_i}{\cos \alpha_{i+1}} \quad (57)$$

$$\Delta_i = S_i \frac{\sin(\alpha_i - \alpha_{i+1})}{\cos \alpha_{i+1}} \quad (58)$$

При осъществяването на съвместно движение, енергията на пасивните и активни сили ще бъде съответно:

$$\text{за } i\text{-тата ламела: } E_{p_i} = (N_i \tan \varphi_i + c_i l_i) S_i \quad (59)$$

$$E_{a_i} = H_i S_i \quad (60)$$

за (i+1)-вата ламела:

$$E_{p_{(i+1)}} = (N_{i+1} \tan \varphi_{i+1} + c_{i+1} l_{i+1}) S_{i+1} = (N_{i+1} \tan \varphi_{i+1} + c_{i+1} l_{i+1}) S_i \frac{\cos \alpha_i}{\cos \alpha_{i+1}} \quad (61)$$

$$E_{a_{(i+1)}} = H_{i+1} S_i \frac{\cos \alpha_i}{\cos \alpha_{i+1}} \quad (62)$$

Енергията, необходима за взаимното приплъзване на ламелите е:

$$\overline{E}_{p_i} = |\Delta_i| \overline{E}_i \tan \beta_i = S_i \left| \frac{\sin(\alpha_i - \alpha_{i+1})}{\cos \alpha_{i+1}} \right| \overline{E}_i \tan \beta \quad (63)$$

където $\overline{E}_i$ е резултантната активна сила, нормална на разделителната повърхнина.

Силите $\overline{E}_i$ се получават по форм. (64), като резултантни на хоризонталните проекции на активните и съпротивителни сили в свлачищните повърхнини.

$$\overline{E}_i = \sum_1^i [G_i \tan \alpha_i - (G_i \cos \alpha_i \tan \varphi_i + c_i l_i) \cos \alpha_i] \quad (64)$$

Значенията на символите са дадени по-горе. Сумирането се извършва до вертикалната разделителна повърхнина между i-тата и (i+1)-вата ламела.

β_i е ъгълът на вътрешно триене на почвата в същата повърхнина. $\overline{E}_{pi}$ са винаги положителни. Едно по-прецизно изчисление изисква към енергията на пасивните сили да се добави

компонента, включваща работата за преодоляване на сцеплението на почвата в разделителната повърхнина - $\bar{c}$

$$\bar{E}_{p_i} = \Delta_i \bar{c}_i h_i = \left| \frac{\sin(\alpha_i - \alpha_{i+1})}{\cos \alpha_{i+1}} \right| S_i \bar{c}_i h_i \quad (65)$$

След резултиране на енергиите на задържащите и активните сили, за коефициента на устойчивост се получава:

$$k = \frac{\sum_1^n E_{p_i}}{\sum_1^n E_{a_i}} = \left[S_1 \sum_1^n (N_i \tan \varphi_i + c_i l_i) \frac{\cos \alpha_i}{\cos \alpha_{i+1}} + S_1 \sum_1^n \left| \frac{\sin(\alpha_i - \alpha_{i+1})}{\cos \alpha_{i+1}} \right| \bar{E}_i \tan \beta_i \right] : S_1 \sum_1^n H_i \frac{\cos \alpha_i}{\cos \alpha_{i+1}} \quad (66)$$

След съкращаване на S_1 се получава окончателната формула за определяне на коефициента на устойчивост на свлачището:

$$k = \left[\sum_1^n (N_i \tan \varphi_i + c_i l_i) \frac{\cos \alpha_i}{\cos \alpha_{i+1}} + \sum_1^n \left| \frac{\sin(\alpha_i - \alpha_{i+1})}{\cos \alpha_{i+1}} \right| \bar{E}_i \tan \beta_i \right] : \sum_1^n H_i \frac{\cos \alpha_i}{\cos \alpha_{i+1}} \quad (67)$$

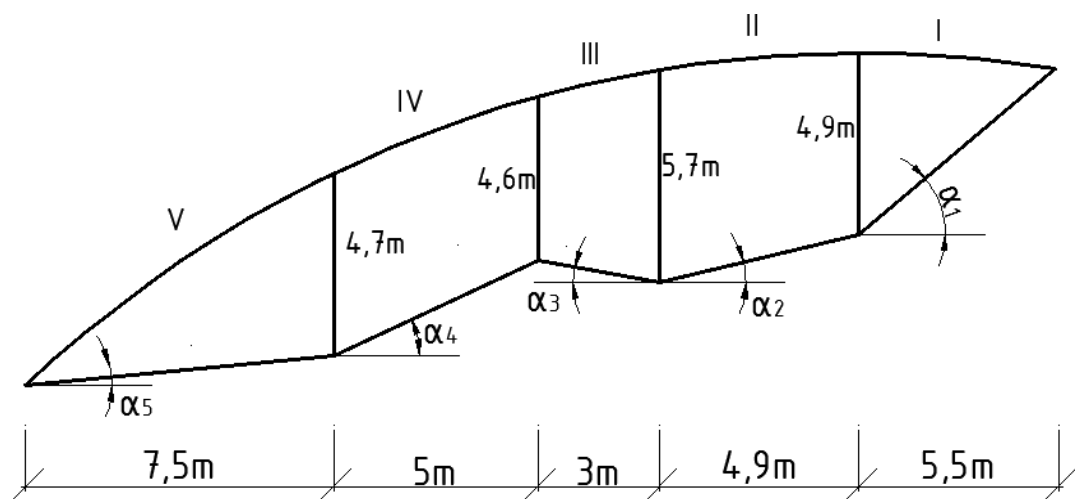
Във формула (67) вторият член в числителя дава енергията, необходима за преодоляване на съпротивлението на триене в разделителните повърхнини на отделните ламели.

7.2. Числени примери.

За да се провери възможността за приложение на резултатите, получени по разработения енергетичен модел, са направени сравнения за коефициентите на устойчивост, получени по няколко метода. Получените стойности на коефициентите се сравняват с тези, получени чрез прилагане на енергетичния модел.

7.2.1. Числен пример 1.

На фиг. 7.4 е показана схема на свлачищен масив. Елементите на свлачищното тяло са означени както във формула (54).



Фиг. 7.4 – Схема на примерния свлачищен масив

Стойностите на N_i и H_i се получават по известните формули:

$$N_i = G_i \cos \alpha_i \quad \text{и} \quad H_i = G_i \sin \alpha_i.$$

При зададени следните показатели:

$$\varphi = 12^\circ; \quad c = 6 \text{ kPa}; \quad \beta = 20^\circ;$$

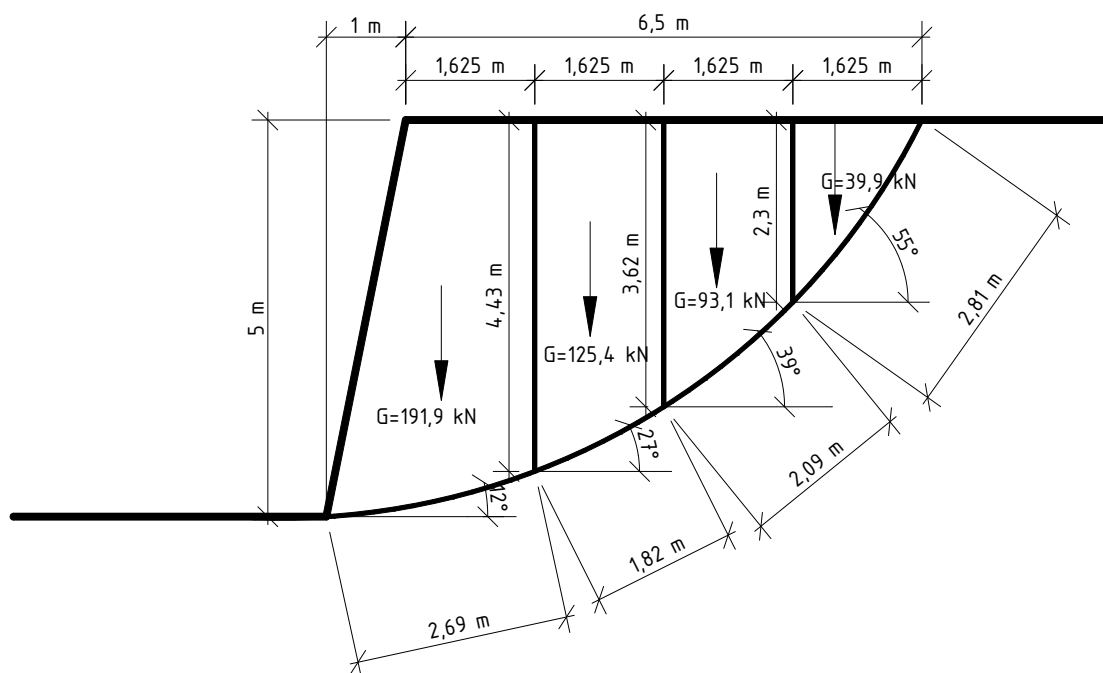
Резултати:

- а) По формула (54) (Шахунянц, $\beta \neq 0$) – $k = 1,39$
- б) По формула (55) (Шахунянц, $\beta = 0$) – $k = 1,25$
- в) По формула (56) (Маслов) – $k = 1,25$
- г) По предложената формула (67) – $k = 1,40$

7.2.2. Числен пример 2.

При градското подземно строителство и при традиционните вече изпълнения, за да се намали количеството на оградащите укрепителни конструкции, главно от шлицови стени, в зависимост от свободното пространство, което е на разположение, се прави понижение на терена на 2 до 5 m и от получената кота надолу се изпълняват стените. Поради ограниченото пространство, откосите или се укрепяват чрез така наречените берлински стени от забити стоманени профили с дъсчана обшивка, или се оформяват като свободни откоси. Устойчивостта на откосите се проверява най-често по методи на Фелениус или Бишоп [8; 19; 37; 40], по-рядко и по други автори. Получените стойности на коефициентите се сравняват с тези, получени чрез прилагане на енергетичния модел.

В приложенията, дадени в дисертацията са направени изчисления за устойчивост на откос при едни и същи почвени и геометрични условия, но получен по различни методи. Откосът е с наклон 5:1 и височина 5 m.



Фиг. 7.5. – Изчислителна схема за определяне устойчивостта на откоса по енергетичния модел

Входни данни:

$\gamma =$	19,00	kN/m ³
$\varphi =$	16,00	°
$c =$	15,00	kPa
$\beta =$	16,00	°

За изчисленията по енергетичния модел се приема критична крива на хлъзгане /хлъзгателна повърхнина/, определена по метода на Бишоп. Тази хлъзгателна повърхнина не се различава съществено от кривата, получена по други методи. Параметрите са показани на фиг. 7.5. За да се определи коефициентът на устойчивост по енергетичния модел, кривата е апроксимирана в полигон, който се вписва сравнително плътно в дадената окръжност.

В резултат на изчисленията и сравненията за получените коефициенти на устойчивост по различните методи са получени стойностите:

- По Bishop /Slope/ – **$k = 1,468$**
- По Fellenius /Slope/ – **$k = 1,449$**
- По Janbu /MacStars 2000 / – **$k = 1,295$**
- По Bishop /MacStars 2000/ – **$k = 1,398$**
- По Bishop /DC – Slope/ – **$k = 0,943$**
- По изведения **енергетичен модел** – **$k = 1,056$**

7.3. Коментар на резултатите.

От сравненията на коефициентите на устойчивост k , получени по различните методи, личат значителни разлики: стойности от 1,468 /Bishop/, 1,449 /Fellenius/, получени по програма „SLOPE“ и 1,47 /Шахунянц/, до стойности 0,943, получени също по метода на Бишоп, но по програмата „DC – Slope“.

Очевидно, стойностите, получени по енергетичния модел, при който се отчита „динамиката“ на свличане на откоса, заемат една приемлива стойност, малко по-висока от стойността, получено по Бишоп /„DC – Slope“/ ($k = 0,943$) и по-ниска от стойността, получена по метода на Janbu ($k = 1,295$).

Стойностите на коефициентите на устойчивост, получени по Bishop, Fellenius /„SLOPE“/ и по Шахунянц са съпоставими. Тези резултати обаче не се потвърждават от предложения енергетичен метод и от Bishop /„DC – Slope“/. Кратка проверка за определяне устойчивостта на дадения откос по теорията за земен натиск, при същите данни, показва максимална височина на устойчив откос $h = 2,23$ m.

Методът е изложен във форма, при която свличането на откосите се осъществява по определени предварително зададени повърхнини. Той обаче може да се приложи и за всяка друга форма на хлъзгателната повърхнина.

Изчисленията значително биха били прецизирани и улеснени след евентуалното изготвяне на програмен продукт, чрез който може да се търси най-вероятната хлъзгателна повърхнина.

8. ПРИМЕРИ ЗА ИЗСЛЕДВАНЕ НА ОКОЛНОТО ПРОСТРАНСТВО ПРИ СТРОИТЕЛСТВОТО НА МЕТРОСТАНЦИИ ОТ ТРЕТИ ДИАМЕТЪР НА СОФИЙСКИ МЕТРОПОЛИТЕН И ДРУГИ ПРИМЕРИ ОТ ПРАКТИКАТА.

При оценката на влиянието на подземното строителство върху околното пространство трябва да се има предвид влиянието на изкопните и отводнителни работи върху съседните сгради и съоръжения. В това отношение се вземат предвид качеството на почвите, дълбочините на изкопите, разстоянието до съседните сгради, състоянието на съседните сгради и очакваното водопонижение, както в строителния изкоп, така и около него.

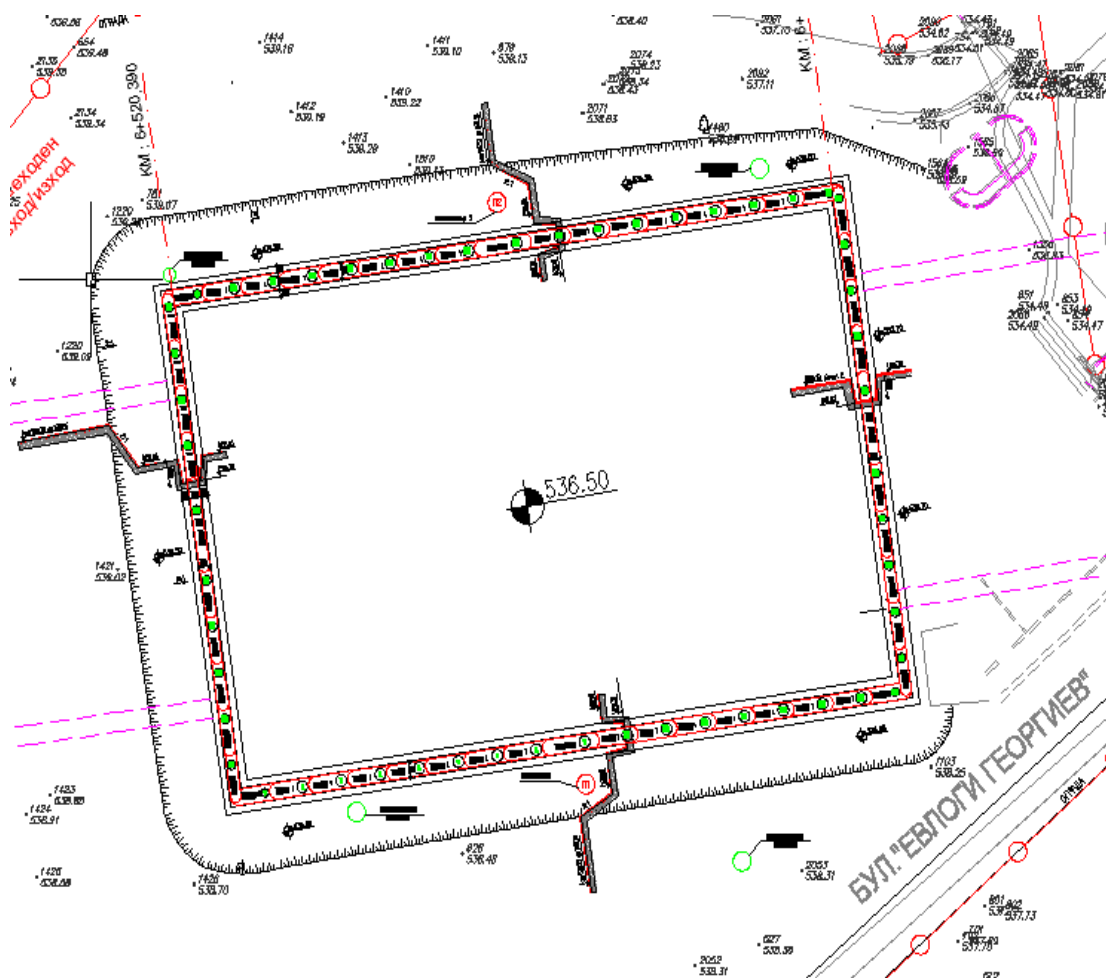
При изследванията са използвани някои данни за конструкциите и геоложките и хидрогеоложки условия на метрополитена, получени от проучвателни, проектантски и строителни фирми [4; 51; 52; 53; 54; 55].

8.1. Метростанция № 8.

Метростанцията се намира при „Орлов мост“ и по приетата технология на изпълнение се предвижда открит изкоп на централна шахта с дълбочина 25,0 m и тунелни апендикси в двата края за оформяване на габарита на станцията и за връзка с останалите тунели на метротрасето.

8.1.1. Геометрия на шахтата.

Шахтата има в план размери 37 x 25 m². Дълбочина на шахтата е приблизително 25 m.



Фиг. 8.1. – Ситуация на шахтата на Метростанция 8-III („Орлов Мост“)

8.1.2. Данни от инженерно-геоложките проучвания.

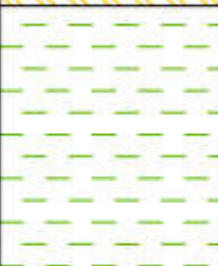
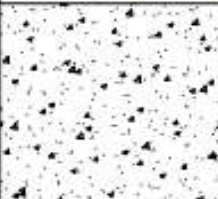
Теренът е проучен с 8 сондажа и съответни лабораторни изследвания [10]. Най-голяма тежест имат данните от проучванията „in situ” чрез пенетрометър – SPT. Тези данни са дадени на представителен сондаж, направен в средата на метростанцията (фиг. 8.2.а,б). По данни от проучванията, до дълбочина 16 m почвите представляват глини с прослойки от пясъци, от 16 m до дълбочина 19 m – пясъци и по-надолу – глини с прослойки от пясъци. При SPT изпитванията са получени брой удари за потъване на пенетрометъра от 26 до над 50. Тези данни показват сравнително здрави почви с високи якостни характеристики.

Нивата на подземните води са на дълбочина 5 m. При изпълнението на шлицовите стени се прави водопонижение до дълбочина 10 m над дъното на изкопа – приблизителна кота около 525. Ефектът от водопонижението е: значително намаляване на земният и воден натиск и по-благоприятни условия срещу хидродинамичния натиск и филтрационната устойчивост на почвите при дъното на изкопа при директно водопонижение. Водоприток при това водопонижение е 30 – 35 l/sek. Използвани са 8 водопонизителни кладенеца. Кладенците се разполагат симетрично около изкопната яма. Водопритокът е определен предварително чрез опитно водочерпене и измерен по време на изпълнението.

За изчисление на шлицовите стени се използват характеристики на почвите, дадени в табл. 8.1. Характеристиките са получени чрез анализ на данните от SPT изпитванията, данните от лабораторните изпитвания и данни за почвените разновидности, получени от други характерни почвени видове на територията на София, в това число и от анализ на проведен мониторинг на други обекти на метрополитена при подобни почви.

Изчисленията на шлицовите стени са изпълнени по геотехническа програма, публикувана в сп. Строителство – бр.9/1983 г. Програмата е използвана години наред при проектирането на укрепяване на дълбоки изкопи в това число и МС 7, МС 8 и МС 9 и 10 от първи метродиаметър, както и МС 8 (при ЦУМ) от втори метродиаметър.

При изчисленията е прието занижено ниво на подземните води на 10 m над дъното на изкопа. В изчисленията по програмата за земен натиск, почвата под вода е приета с обемно тегло 10 kN/m³, като при изчисленията за подпрените стени е добавено теглото на водата като отделен хидростатичен натиск.

ДЗЗД "МЕТРО СТРОИТЕЛСТВО"								
Обект: "Разширение на метрото в гр. София, ЛОТ 3, Метростанция 8 "								
X= 48661.64 m; Y= 45701.37 m			Моторен Сондаж 6А (SPT)			КОТА: 538.80 m		
МАЩАБ 1:100					ДАТА : 01.2015 г.			
Дълбочина на пласта от m до m	Дебелина на пласта, m	Кота, m	Литоложка колонка	№ на пласта	Литолошко описание	Водно ниво	Проба	
					Вид на почвата, консистенция, цвят		Тип, Лаб. №, Дълбочина	SPT
0.00 - 3.40	3.40	535.40		1	Изкуствен насип, почвен слой, глина, органична, черна			☐ 2/4/5
3.40 - 8.50	5.10	530.30		2	Глина, прахова, варовита, с пясъчливи прослойки, светло-кафява		☐ 5/9/13 ☐ 11/14/16 ☐ 13/21/25	
8.50 - 13.10	4.60	525.70		4	Глина, прахова, с тънки пес.-глинести прослойки, кафява до сиво-кафява		☐ 7/11/15 ☐ 6/12/17	
13.10 - 14.20	1.10	524.60		3	Пясък, дребен до едър, прахов, на места заглинен, кафяв до сиво-кафяв		☐ 8/19/24	
14.20 - 16.60	2.40	522.20		4	Глина, прахова, с тънки пес.-глинести прослойки, кафява до сиво-кафява		☐ 7/12/18	
16.60 - 20.00				3	Пясък, дребен до едър, прахов, на места заглинен, кафяв до сиво-кафяв		☐ 5/10/15 ☐ 19/25/-	

☐ Лаб.№ Дълб.

- ненарушена проба

☒ Лаб.№ Дълб.

- нарушена проба

☐ 5/15/23

- SPT изследване

Лист: 2

☐ Лаб. № Дълб. - ненарушена проба
 ☒ Лаб. № Дълб. - нарушена проба
 ○ 5/15/23 - SPT изследване

Лист: 2/1

Фиг. 8.2. – Литоложка колонка от проучвателен сондаж за Метростанция 8-III („Орлов мост“)

ВХОДНИ ДАННИ									
ОБЕКТ: МС8-III МЕТРОДИАМЕТЪР									
ВИСОЧИНА НА СТЕНАТА: Н=24.0 m полезен товар 40 kPa от 0 до 20 m									
НОМЕР НА ПЛАСТА	ДЪЛБОЧИНА /m/	ДЕБЕЛИНА НА ПЛАСТА /m/	ОБЕМНО ТЕГЛО γ /kN/m ³ /	ЪГЪЛ НА ВЪТР. ТР. φ°	КОХЕЗИЯ С /kPa/	ТРИЕНЕ ПЛАСТ СТЕНА δ°	ВИД НА ПОЧВАТА	УСТАНОВЕНО ВОДНО НИВО	ЗАБЕЛЕЖКА
1	2.50	2.50	19	16	14	8	насип		
2	7.50	5.00	19	20	30	10	глина прахово-песъчлива		
3	12.00	4.50	18.5	20	30	10	глина прахова с песъчливи леци		
4	13.00	1.00	19	30	15	15	пясък, дребен до среден		
5	15.50	2.50	18.5	20	35	10	глина като 3		
6	20.00	4.50	19	30	15	15	пясък като 4		
7	22.00	2.00	18.5	20	30	10	глина като 3		
8	24.00	2.00	19	30	15	15	пясък като 4	↓ дъно изкоп	
9	25.00	1.00	10	23	40	10	глина		
10	26.00	1.00	10	23	40	10	глина		
11	27.00	1.00	10	23	40	10	глина		
12	28.00	1.00	10	23	40	10	глина		
13	29.00	1.00	10	23	40	10	глина		
14	30.00	1.00	10	23	40	10	глина		
15	31.00	1.00	10	20	40	10	глина		
16	32.00	1.00	10	20	40	10	глина		

Табл. 8.1. - Изчислителни характеристики на почвените разновидности

8.1.3. Отводняване на строителния изкоп.

Понижението на нивата на подземните води е извършено с 8 водопонизителни кладенеца, разположени от външната страна на шлицовите стени. Дълбочината на кладенците, които са изпълнени, е 40 m под повърхността на терена. В началото, преди изливването на шлицовите стени е изпълнен пиезометър в средата на шахтата, за да се провери водопонижението в пиезометъра, след водопонижението в черпателните кладенци на дълбочина 25- 30 m. Резултатите от това наблюдение дават възможност да се уточнят параметрите на депресионната линия, с което да се прогнозира дълбочината на водопонижение в кладенците така, че да се получи водопонижение от външната страна на шлицовите стени на 10 m над дъното на изкопа.

Отводняването в самия строителен изкоп се изпълнява от вътрешната страна на шахтата – директно водочерпене, посредством 3 вътрешни кладенеца. Поради пониженото ниво на подземните води от външната страна на шлицовите стени, водният напор под шлицовите стени е минимален.

За осигуряване на дълбочина на депресионната линия на 10 m над дъното на изкопа са използвани данни от инженерно-геоложкия и хидрогеоложки доклад на площадката [10]. При опитни водочерпения за понижения в пробните кладенци, както и по данни от възстановяването на нивата на подземните води след водопонижението, са определени средни коефициенти на филтрация от 0,448 m/d – единичен случай до 4,28 m/d. Подробни резултати са дадени в доклада. След статистическа обработка е определен среден коефициент на филтрация $k = 2,41 \text{ m/d}$. Голямото разнообразие на данни показва обаче, че могат да се очакват неравномерности при определяне на депресионната крива на подземните води след водопонижението. Полученият коефициент на филтрация показва силно пропусклива почвена среда. Това предопределя и голям радиус на влияние при водопонижението.

Съгласно формула на Sichardt [45; 46; 47] радиусът на влияние при водопонижение може да се определи по формулата:

$$R = 3000s\sqrt{k}$$

Даденият коефициент на филтрация е $k = 2,79 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$. Котата на нивото на подземните води в естествено състояние е 533,80. Котата на дъното на изкопа е кръгло 514. От разликата в двете коти се получава **19,80 m – това е разлика в нивата на водите от естественото им състояние до дъното на изкопа.**

В проекта е прието, че нивата на подземните води трябва да са на 10 m над нивото на дъното на изкопа. Това прави **водопонижение** от 9,80 – кръгло – **s = 10 m**.

Двете данни, заместени във формулата на Sichardt дават радиус на влияние **R = 159 – кръгло 160 m**.

Забележка: При получените нееднородности в данните закръгляванията са в рамките на допустимите.

Зависимостта между понижението на депресионната линия и размера на водопонижение е квадратна парабола. По тази причина, депресионната линия се апроксимира в квадратна парабола от вида:

$$y = a\sqrt{x}, \quad \text{където:}$$

y е ордината на кривата, **x** е абсцисата – разстояние от точката на водопонижение. Параметърът **a** се определя от **граничното условие**, че за понижение **y = 10 m**, **x** е равно на **160 m**.

От решението на уравнението се получава параметърът **a = 0,79**.

Най-отдалечената точка от водопонизителния кладенец до периметъра на шлицовата стена е 20 m. Приема се **x = 20 m**.

Замества се в уравнението:

$y = 0,79\sqrt{20} = 3,53m$ - приблизително **y=3,50 m**. – това е височината на водния стълб, при посочената точка и водопонижение в кладенеца на 10 m. Остава да се осигури водопонижение от $10 - 3,5 = 6,5 m$.

8.1.4. Околно пространство.

В близост до метростанцията няма сгради и съоразения. При ненапрегнати анкери преместването на ограждащите съоръжения по изчисления, не надвишават 12 mm (измерени са от 3 до 5 mm на практика) и това не оказва влияние на терените около станцията.

Измененията на нивата на подземните води са в рамките на депресионната линия. При среден коефициент на филтрация на почвите **k=2.10⁻⁶ m/s**, радиусът на влияние на депресионната крива, определен по формулата на Sichard е **42 m**. Тази стойност се уточнява след получаване на данните от предварителното водопонижение. Водопонижението е по-значително на близките **10 m**, където има само пътни участъци.

При усреднен деформационен модул на почвата от **30000 kPa** и водопонижение от **10 m**, очакваното **слягане** на терена при кладенците ще бъде:

$$s = \frac{\gamma_w \cdot h^2}{2 \cdot E} = \frac{10 \cdot 10^2}{2 \cdot 300000} = 0,0166m = 1,6cm$$

Това водопонижение е непосредствено до шахтата. При пътя, който е на 10 m, водопонижението е 7,5 m и слягането на терена е 9 mm, което на практика няма да се усети.

При строителството са **измерени слягания** на терена на разстояние 10m от шахтата, които не надвишават **3mm**.

Ниското ниво на подземните води е поддържано на кота, която е необходима при изпълнението на тунелите. Повишаването на водите до нормалното им ниво става едва след изпълнението на цялата конструкция на станцията, а също и на насипът над нея.

8.2. Метростанция № 9.

8.2.1. Данни за станцията.

Метростанция 9-III се намира при паметника на Патриарх Евтимий на кръстовището на ул. „Граф Игнатиев” и булевардите „Левски” и „Патриарх Евтимий”. Около станцията се намират сгради с възраст над 80 години с изключение на сградата на БУЛГАРТАБАК, която е с носеща метална конструкция и е строена по-късно – фиг. 8.4 [54].

Съгласно геоложкия доклад, нивото на подземните води е на дълбочина 5 m под повърхността на терена. Необходимото водопонижение в метростанцията е 16 m. Отводняването на строителния изкоп е от вътрешната страна на щлицовите стени. С това се намалява водният приток и се получава по-малко понижение на нивата на подземните води от външната страна на метростанцията. Ограждащите конструкции на строителната яма са щлицови стени, приети за водоплътни. Дълбочините на забиване на стените под дъното на строителния изкоп са в два варианта – 8,65 m и 6,10 m [54].

8.2.2. Данни от инженерно-геоложките и хидрогеоложки проучвания.

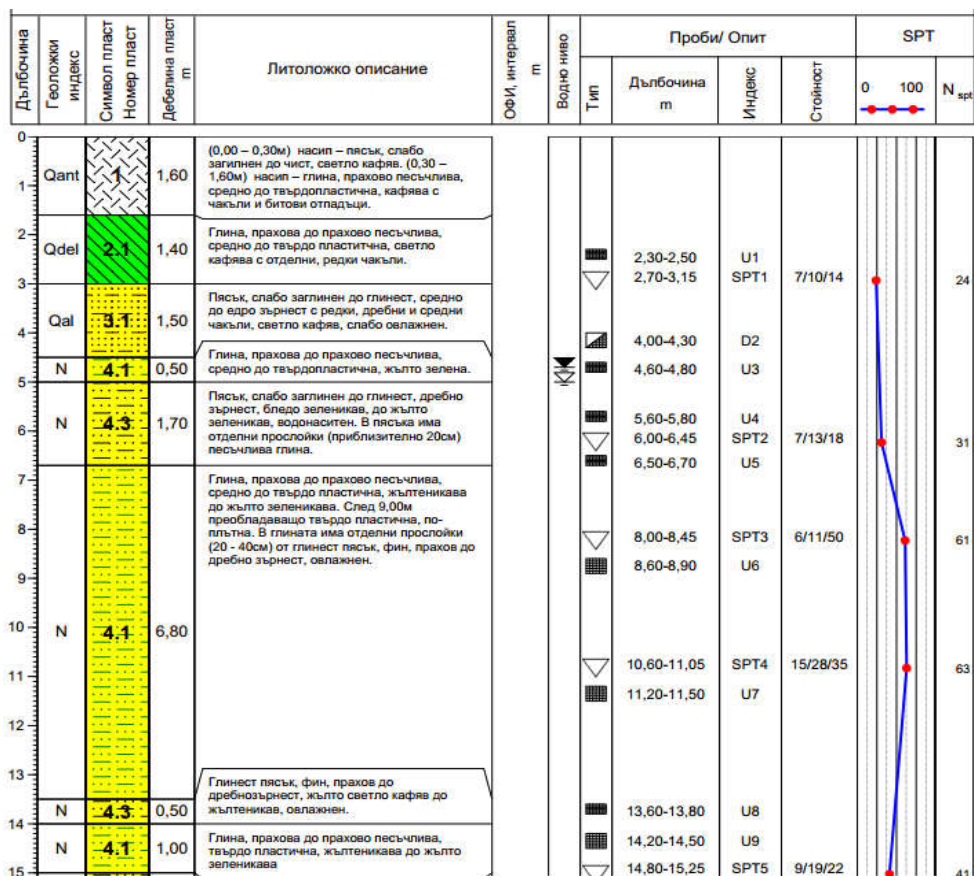
По инженерно-геоложкия доклад [11] са дадени почви от насипи, пясъци и глини. До дълбочини 4 - 4,5 m почвите са кватернерени и са със сравнително по-ниски показатели. От гледна точка на сляганията на сградите те не представляват особен интерес, тъй като обикновено котите на фундиране на сградите са на тези дълбочини или по-ниски.

По-надолу следват прослойки от пясъци и глини с плиоценка възраст. По принцип, тези почви са със здрави структури и високи деформационни модули. В инж. геоложкия доклад са дадени деформационни модули, определени по лабораторен път и чрез SPT. Ударите по SPT за проникване на пенетрометъра на 30 cm са високи – обикновено над 50, а дори понякога и до 100. Това показва **здрави** почвени пластове, което се синхронизира с останалите данни за произход и якостни характеристики на почвите.

След **подробен** анализ на резултатите от изпитвания по метода SPT, както и по данни от пресиометрични изпитвания на подобни почви в гр. София, се определи среден деформационен модул на почвите от земната основа на сградите

$$E = 25 \text{ MPa} = 25000 \text{ kPa}$$

С тази стойност на деформационния модул на почвата се определят сляганията на сградите при водопонижението свързано с изпълнението на Метростанция 9.



Фиг. 8.6. - Литоложка колонка от проучвателен сондаж за Метростанция 9-III

За оценка на ефекта от водопонижението следва да се приемат и коефициентите на филтрация и модулите на проводимост на почвената среда. От данни от инженерно геоложкия доклад се установява, че пластове в дълбочина под котата на фундиране на сградите представляват повече или по-малко дебели прослойки от плиоценски пясъци и плиоценски глини. Плиоценските пясъци несъмнено са с високи коефициенти на филтрация, докато плиоценските глини са в твърда консистенция с високи кохезии и се приемат за водоплътни. Общата мощност на глинестите пластове е 14 – 15 m.

Голямото разнообразие в коефициентите на филтрация и напластяването на водоплътни и водопроникуеми пластове с толкова различни коефициенти на филтрация не дава възможност за точно прогнозиране на поведението на почвените води по отношение на понижаване на техните нива и водните количества.

От фирма „ГЕОТЕХНИКА“ [11] са направени и изследвания на програмен продукт за водопонижение на подземните води на различни нива: в горния водоносен хоризонт, в долния водоносен хоризонт и в долния слабо водоносен хоризонт.

8.2.3. Изследване на ефекта от водопонижението.

За ефекта от водопонижението върху слягането на околните терени може да се направи извод, че поради пресичане на водния поток от шлицовите стени може да се очаква подприщване на водите откъм северозападната страна на метростанцията. Докато откъм страната на реката, където има сграда – паметник на културата се очаква по-значително водопонижение – до $\frac{1}{2}$ от дълбочината на водопонижението в изкопа – в случая до 8 m. Това водопонижение би могло да предизвика слягания на прилежащи сгради и терени.

Слягането може да се определи по формула (11), дадена в глава 4 . В случая се дели площта на добавените напрежения на деформационния модул на почвата, като се пренебрегва коефициента на водоотдаване, което дава резултати в полза на сигурността.

Слягането – s , определено по използваната формула е:

$$s = \frac{\gamma_w \cdot h^2}{2E} = \frac{10 \cdot 8^2}{2 \cdot 25000} = 0,013m = 1,3cm$$

От значение е също и очакваната неравномерност на слягането от водопонижението. Това зависи от радиусът на влияние на депресионната линия. Прилагайки отново формулата на Sichardt [45; 46; 47], радиусът на влияние е:

$$R = 3000s\sqrt{k},$$

Основна величина във формулата е усреднената стойност на коефициента на филтрация. За този коефициент могат да се използват няколко стойности.

По доклада на фирма „ГЕОТЕХНИКА“ [11] от експерименталното водопонижение $k = 5,21 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$;

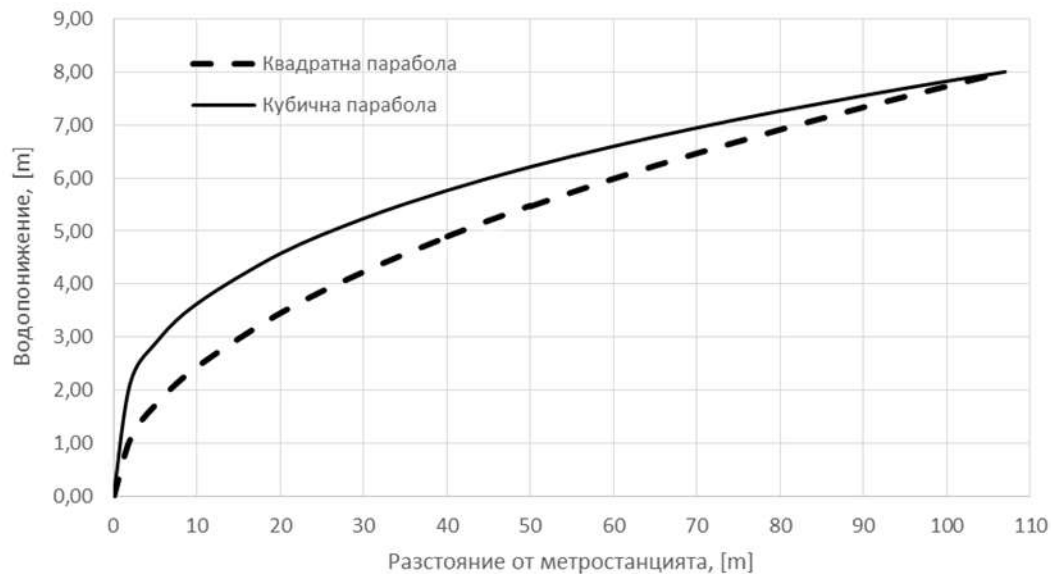
От доклад с подробни анализи за метростанция 8 при подобни условия [53]. $k = 2,8 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$;

Предвид всички данни, за изчисленията може да се приеме усреднен коефициент на филтрация: $k = 2 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$.

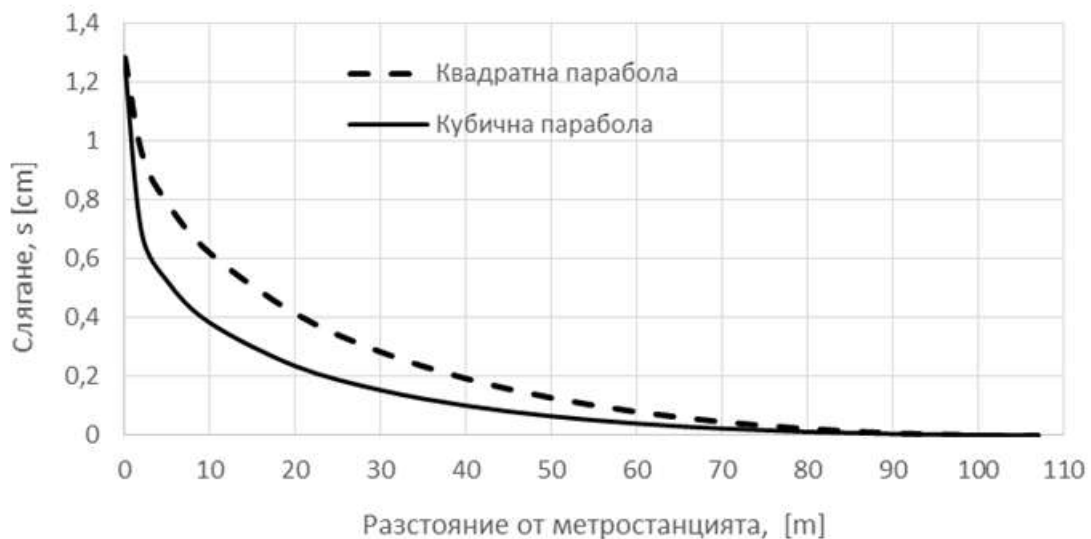
$$\text{След заместване, радиусът на влияние е: } R = 3000 \cdot 8 \cdot \sqrt{2 \cdot 10^{-5}} = 107m$$

Експериментално е установено, че при водопонижение до 16 m, зоната на влияние на водопонижението е приблизително 80 m, т.е. $R=80\text{m}$. Като се използва формулата на Sichardt може по обратен ред да се получи и друг коефициент на филтрация. Тези обратни изчисления дават друга стойност на среден коефициент на филтрация – $k = 2,7 \cdot 10^{-6} \text{ m/s}$.

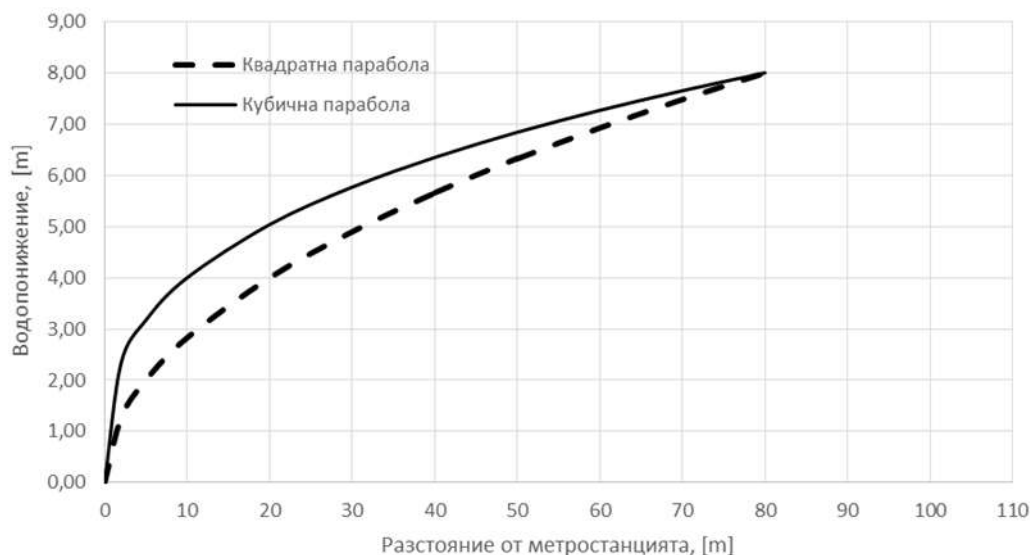
Тъй, като има вариантни решения поради различни параметри на кривите на депресия, на следните графики (фиг. 8.7, фиг. 8.8, фиг. 8.9 и фиг. 8.10) са показани възможните депресионни линии за различните варианти: квадратни или кубични зависимости на депресионните линии, както и слягането на терена при различни координати на депресионните линии.



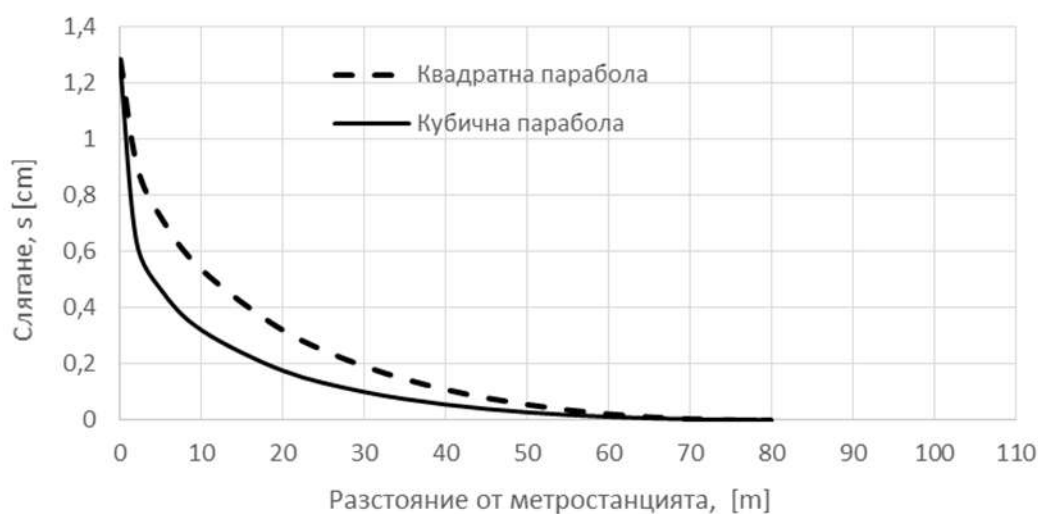
Фиг. 8.7. – Депресионни криви при радиус на влияние $R=107\text{m}$



Фиг. 8.8. – Криви на слягане при радиус на влияние $R=107\text{m}$



Фиг. 8.9. – Депресионни криви при радиус на влияние $R=80\text{m}$



Фиг. 8.10. – Криви на слягане при радиус на влияние $R=80\text{m}$

При всички случаи, максималните очаквани слягания са от порядъка на 1,5 cm и те засягат само силно ограничено пространство около изкопите за метростанцията. За ефекта от такива слягания може да се съди и по относителните слягания в рамките на една сграда, както и от състоянието на сградата. От получените графики се установява, че относителните слягания са сравнително ниски и те също засягат само ограничени пространства около метростанцията. В отстояние на 10m от шлицовите стени сляганията рязко намаляват – в рамките на 2 до 5mm, което е безопасно.

Могат да се приведат и други примери, които да покажат, че не е задължително слягане вследствие водопонижение и слягането зависи главно от деформационните свойства на почвите, а ефектът върху сградите зависи и от тяхната конструкция и здравина.

В резултат на направените проверки и изчисления се получава, че през време на строителството на първо време не трябва да се приемат каквито и да било предварителни мероприятия за осигуряване на околното пространство на метростанцията. Тъй, като някои от резултатите за запазване на околните сгради са „на ръба“, се изисква подробен и систематичен мониторинг за нивата на водите, измервания за слягане на съседните сгради и за устойчивост на дъното на изкопа, особено в последните фази на строителството.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

При подземното строителство, особено в населените места, опазването на околното пространство е от първостепенна важност. Неотчитането на някои фактори, които имат отношения към осигуряване на околните терени, сгради и съоръжения могат да доведат до недопустими деформации на прилежащите сгради и съоръжения и понякога – до сериозни катастрофи.

Основните причини за нарушения на терените, сградите и съоръженията в околното пространство са: обрушвания на откоси, слягания на терените и прилежащите съоръжения вследствие понижаване на нивата на подземните води, свързано със строителството; премествания на терените и прилежащите съоръжения вследствие деформации на укрепителните конструкции; хидродинамичната устойчивост на почвите и много други второстепенни фактори. Една от първопричините за подобни недопустими деформации са: неправилна оценка на параметрите на почвите, които участват в изчислителните схеми; технологични нарушения при строителните работи; грешки в статиката на укрепителните конструкции или грешки при определяне на устойчивостта на откосите и факторите, които оказват влияния на техния стабилитет; недооценяване на влиянието на подземните води; грешки при отчитането на влиянието на надземните или близки подземни конструкции и много други второстепенни причини.

В дисертационния труд е направен анализ на влиянието на някои фактори върху околното пространство, като са взети предвид възможните причини за неговото нарушение.

Слягане на околните терени.

Анализирани са причините за сляганията на терените, като е изведена нова зависимост за неговото протичане по време на строителния период. Това, според дисертанта, е важен въпрос, тъй като на практика в зависимост от вида и качествата на почвите тези слягания в голямата си част протичат и завършват още в периода на строителството. Изведените формули са нови и илюстрират чрез числени примери как протичат тези слягания в строителния период.

Третиран са и въпросите за възможностите за достигане на сляганията до размерите, определени съгласно стандартите. Една от причините за ограничаване на сляганията до определени, по-ниски стойности от стандартно получените, е влиянието на началния градиент. Дадена е методика за определяне влиянието на началния градиент върху сляганията.

Влиянието на водопонижението е изложено в подходящ вид. В дисертацията са дадени примери и сравнения за това влияние при конкретни обекти. Най-характерни са примерите за очакваните слягания на околните терени и сгради на Метростанция 9 от Трети Метродиаметър. Изведените формули се използват в широк кръг от въпроси, директно свързани с подземното строителство, особено в градска среда, където това е особено важно.

Откоси.

Когато теренните условия позволяват и в близката околност на изкопите няма сгради и съоръжения, се правят откоси. Устойчивостта на откосите се определя по някои от традиционните методи и най-вече – по метода на Бишоп и Фелениус. Стабилитетните изчисления на свлачищата при съответните схеми се изчисляват по метода на Шахунянц. Всички тези методи се основават на сравнения на задържащи сили към активни сили или на задържащи моменти към активни моменти. В разработения енергетичен модел за определяне на коефициента на устойчивост на откосите се използва за пръв път отношението на енергията, която се проявява при тенденцията за задържане на откосите към енергията, която е необходима за разрушаване на същите откоси. Схемата за изчисления е подобна на схемата за изчисление по метода на Шахунянц, но по този начин се отчита и енергията, която се изразходва при взаимното преместване на отделните ламели. Този метод е нов и може да се препоръча като начин за разкриване на допълнителни стабилитетни особености при изчисляване на откосите, както на строителните изкопи, така и на свлачищата. Методът е илюстриран с числени примери.

Разработените методи са част от многобройната палитра от методи за оценка на влиянието на подземното строителство върху околното пространство. Третираните въпроси са по проблеми, най-често срещани в проучвателната, проектантска и строителна практика. Методите могат да доведат до решения, които по-добре да отразяват многообразието на решения в областта на геотехниката.

ПРЕТЕНЦИИ ЗА НАУЧНИ И НАУЧНО-ПРИЛОЖНИ ПРИНОСИ

1. Предложен е метод за определяне на слягането на сградите по време на изменение на натоварването върху пласта от консолидираща почва. Решението е оригинално и допълва теорията за порния натиск, където се приема, че натоварването е внезапно и в пълния си размер.

2. Дадено е теоретично решение за определяне влиянието на началния градиент върху сляганията на земната основа на сградите и съоръженията. Решението е направено след диференциране на уравнението за разпределение на порния натиск и изравняване на началния градиент с наклона на линията на порния натиск на границата на дренажния пласт.

3. Предложено е принципно ново решение за устойчивост на откоси и свлачища чрез въвеждане на коефициент на устойчивост като отношение на задържаща към ефективна енергия при приплъзването на отделните почвени ламели.

4. Посочени са примери и са направени анализи за доказване влиянието на якостните характеристики на почвите при оценка на ефективността и стойността на укрепителните конструкции.

5. Дадени са числени решения и примери за влиянието на водопонижението върху деформациите на терена и съседни сгради и съоръжения.

СПИСЪК НА ПУБЛИКАЦИИТЕ ПО ТЕМАТА НА ДИСЕРТАЦИЯТА

1. Божинов, Б.А.; Божинова-Попова, И.: "Конструктивни системи за укрепяване на свлачища". Годишник на Висшия Минно-геоложки институт (1987-1988), София, т. XXXIV, св. III, 1988.

2. Божинова-Попова, И.: Подпорни стени от естествена армирана почва. 50 години Минно-геоложки университет „Св. Иван Рилски“, Годишник, том 46, свитък I, Геология и геофизика, София, 2003, стр. 315-318.

3. Божинов, Б.А.; Божинова-Попова, И.: Енергетичен модел за изследване устойчивостта на свлачища и откоси.- Втора Национална конференция по земна механика и фундиране, Русе, 1987.