



МИННО-ГЕОЛОЖКИ УНИВЕРСИТЕТ „СВ. ИВАН РИЛСКИ”, СОФИЯ
ФАКУЛТЕТ Минно - технологичен
КАТЕДРА Подземно строителство

Маг. инж. Рафаил Николаев Рафаилов

ПОДПОРНИ СЪОРЪЖЕНИЯ И СТАБИЛИЗАЦИЯ НА ОТКОСИ – РИСК И СИГУРНОСТ

А В Т О Р Е Ф Е Р А Т

на дисертационен труд за присъждане на
образователна и научна степен **“ДОКТОР”**

Научна област: 5. Технически науки
Професионално направление: 5.7 „Архитектура, строителство и геодезия“
Докторска програма: Подземно строителство

Научен ръководител:

Проф. д-р. инж. Павел Евстатиев Павлов

СОФИЯ, 2022г.

Дисертационният труд е обсъден и насочен за защита на 13.07.2022 г. от Разширен катедрен съвет на катедра „Подземно строителство“ към Минно-технологичен факултет на МГУ „Св. Иван Рилски“, София, съгласно Ректорска заповед № Р-..... от

Публичната защита на дисертационния труд ще се състои пред Научно жури, утвърдено със заповед № Р-..... отг. на Ректора на МГУ „Св. Иван Рилски“ и ще се проведе на г. от часа в зала..... на 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.н инж. Валери Митков - председател
2. Проф. д-р инж. Любен Тотев, вътрешен;
3. Проф. д-р инж. Димитър Анастасов, вътрешен;
4. Проф. д-р инж. Славейко Господинов, външен;
5. Проф. д-р инж. Станчо Петков – външен.

Резервни членове:

1. Проф. дн. Георги Бахчеванов, външен;
2. Доц. д-р Веселина Господинова, вътрешен;

РЕЦЕНЗЕНТИ:

- 1.
- 2.

Дисертантът е задочен докторант на самостоятелна подготовка към катедра „Подземно строителство“ на факултет Минно-технологичен.

Изследванията по дисертационната разработка са направени от автора, като някои от тях са подкрепени от проверки в практиката при създаване, реализация и функциониране на инфраструктурни обекти

Автор: маг. инж. Рафаил Рафаилов

Заглавие: Изследване на Подпорни съоръжения и стабилизация на откоси – риск и сигурност

I. ОБЩА ХАРАКТЕРИСТИКА НА ДИСЕРТАЦИОННИЯ ТРУД

Актуалност на проблема

Актуалността на разработката се състои в извеждане на ясни критерии за сигурността на подпорните конструкции и сигурността на откосите. Чрез направените уточнения на парциалните и общи коефициенти на сигурност, може да бъдат реализирани трайни подпорни съоръжения.

Цел на дисертационния труд, основни задачи и методи за изследване

Основната цел на дисертационния труд е на базата на творчески опит, вариационно смятане и системи за управление на риска да бъдат изведени за практиката иновативни технически решения, да бъдат уточнени парциалните и общи коефициенти на сигурност и на тази база да бъде препоръчани критерии за обезпечаване на сигурността на подпорните съоръжения. Осем основни задачи . Вариационни и стабилитетни методи.

Научна новост

Уточнени критерии за сигурност изведени на основата на вариационното смятане и стабилитетни изчисления при отчитане на климатичните промени. Извеждане на инженерна система за намален риск от грешки и увеличаване на разходите, както и методология за запазване на системата със знания от водещи експерти

Практическа приложимост

Изведените критерии за сигурност дават яснота на специалистите по геотехника как превантивно да създадат трайни съоръжения. Направените изследвания следва да бъдат внедрени в актуализираната Наредба 12 за геотехнически строежи

Апробация

Резултатите на изследването и създадените методики са внедрени в строежи от национално значение като Пристанищата в Бургас и Варна, АМ“Струма“ и др. обекти от пътната и ж.п инфраструктура.

Публикации

Основни постижения и резултати от дисертационния труд са публикувани в 3бр научни публикации в които дисертантът е написал самостоятелно и без съавторство. Публикациите са в сп.“Геология и минерални ресурси“-2бр и 1бр. . Advances in Geospatial Technology in Mining and Earth Sciences/ Selected papers of the 2nd International Conference on Geo-Spatial Technologies and Earth Resources 2022 (GTER2022 · GTER2022 Volume1) - Hanoi University of Mining and Geology (HUMG), Vietnam, 13-14 October 2022

Структура и обем на дисертационния труд

Дисертационният труд е в обем от **179** страници, като включва увод, 6 глави за решаване на формулираните основни задачи, списък на основните приноси, списък на публикациите по дисертацията и използвана литература. Цитирани са общо **172** литературни източници, като **154** са на латиница и **18** на кирилица. Работата включва общо **69** фигури и **15** таблици. Номерата на фигурите и таблиците в автореферата съответстват на тези в дисертационния труд.

II. СЪДЪРЖАНИЕ НА ДИСЕРТАЦИОННИЯ ТРУД

УВОД . Обзор по темата. актуалност на проблема

Темата има за предмет да бъдат изследвани проблеми с риска и сигурността при подпорни съоръжения за стабилизация на откоси. Общите изводи са, че нормите не отчитат климатичните промени и липсват мерки за превенция на риска в процеса на създаване на съоръженията. **Основната цел** е да бъдат изведени за практиката иновативни технически решения, да бъдат уточнени парциалните и общи коефициенти на сигурност и на тази база да бъдат препоръчани критерии за обезпечаване на сигурността на подпорните съоръжения. За постигане на целта се налага да бъдат решени осем задачи .

ГЛАВА 1. Риск и сигурност при проучване и стабилизация на откоси

Дискутират се рискът за загубата на стабилитет и методите за възстановяване на сигурността. Извеждат се конкретни препоръки за гарантиране на трайна и ефективна експлоатация на отводнителните и укрепителни съоръжения, основани на прецеденти от нашата и международна практика.

ГЛАВА 2. Стабилизация на откоси с подпорни стени. Проектиране по критериите за сигурност и извеждане на уточнени парциални коефициенти на сигурност

На база вариационна методика, получени резултати от предходно изследване и нови изследвания се дискутира разликата между проектиране, основаващо се на сигурността и проекта, основан на частични фактори и тези фактори се хармонизират в посока на намаляване на риска за всички случаи от практиката.

ГЛАВА 3. Риск при проучване и проектиране за стабилизация на откоси. Климатични промени. Уточняване на условията за стабилитет

Постигат се две цели: /1/числено изследване на риска при геоложките проучвания и /2/цел е да бъде продължено започнатото изследване в Глава 2 с добавяне на ефектите от климатичните промени върху общия коефициент на сигурност.

ГЛАВА 4. Риск и сигурност при укрепителни конструкции на аварирани насипи върху слаба основа

Извеждат се препоръки за практиката при решаване на казуса със риска при стабилитета на насипи върху слаба земна основа, която няма възможност да бъде отстранена.

ГЛАВА 5. Инженерни системи за управление на риска и система за отчитане на експертни знания при комплексна оценка на риска и сигурността.

От анализите на препоръчаните инженерни системи, разгледания пример и системите за отчитане на експертни знания са направени основни изводи и препоръки в посока на намаление на риска.

ГЛАВА 6. Научно-приложни и приложни приноси

СПИСЪК НА ПУБЛИКАЦИИТЕ ПО ДИСЕРТАЦИОННИЯ ТРУД

1. Рафаилов Р., Проблеми на стабилитета при пътни насипи, Геология и минерални ресурси бр. 9-10 2021г. стр. 31-35;
2. Рафаилов Р., Инженерна система за управление на риска в геотехнически строежи, Геология и минерални ресурси бр. 1 2022г. стр. 23-28.
3. Rafailov R. "Stability of Road Embankments on Weak Soils" Advances in Geospatial Technology in Mining and Earth Sciences/ Selected papers of the 2nd International Conference on Geo-Spatial Technologies and Earth Resources 2022 (GTER2022 · GTER2022 Volume1) - Hanoi University of Mining and Geology (HUMG), Vietnam, 13-14 October 2022 (Печата се)

Съдържание

Увод

Въведение. Обзор по темата. Актуалност на проблема	11
Глава 1: Риск и сигурност при проучване и стабилизация на откоси	12
1.1 Риск и сигурност при основните методи за проучване и стабилизация на откоси	12
1.1.1 Причини за пораждаване на риска и несигурността.....	12
1.1.2. Дренаж.....	12
1.1.3.Повърхностно отводняване	13
1.1.4.Контрол на ерозията	15
1.1.5.Дълбоки дренажни траншеи	16
1.1.6.Сондажно-изливни пилоти, шлицови стени и дренажни ребра.....	17
1.1.7.Отводняване чрез кладенци	18
1.1.8.Хоризонтални сондажни дренажи	18
1.1.9.Промяна на геометрията на склона.....	18
1.1.10.Подпорни конструкции	20
1.1.10.1 Административна страна на проблема.....	21
1.1.10.2 Техническа страна на проблема.....	21
1.1.10.3 Моделиране на свлачищните явления и подпорната конструкция.....	21
1.1.10.4 Вид и места на противосвлачищните усилвания.....	22
1.1.11 Методи за стабилизация на земната откоси	23
1.1.11.1 Електро-осмоза	23
1.1.11.3 Залесяване	23
1.1.11.4 Замразяване.....	24
1.1.11.5 Комбиниране на стабилизиращи методи.....	24
1.2 Проучване на свлачища	24
1.2.1 Картиране на повърхността	25
1.2.2 Разпределение на водното порно налягане.....	25
1.2.3 Пиезометри (Casagrande)	25
1.2.4 Пневматични пиезометри	26
1.2.5 Електрически пиезометри.....	26
1.2.6 Хидравлични пиезометри	26
1.2.7 Определяне местоположението на плъзгателни повърхнини.....	26
1.2.8 Системи за ранно предупреждение.....	27

1.3 Изводи и препоръки.....	27
Глава 2: Стабилизация на откоси с подпорни стени. Проектиране по критериите за сигурност и извеждане на уточнени парциални коефициенти на сигурност.....	28
2.1 Постановка на задачата.....	28
2.2 Подходи при изследване на сигурността на полу-гравитационна подпорна стена - първи етап на изследване	29
2.3 Анализ на сигурността на полу-гравитационна подпорна стена	31
2.3.1 Гранични състояния на преобръщане и плъзгане	32
2.4 Проектиране на анкерирана шлицова стена въз основа на индекса на сигурността – втори етап на изследване	35
2.4.1 Модел без съдействие на почвата.	36
2.4.2 Несигурност и корелации при проектиране на анкерираните стени.....	36
2.4.3 Изчисляване на пълната височина на стената L с цел получаване на стойност за индекс на сигурност $\beta=2,5$	37
2.4.4 Вероятности за разрушение произтичащи от коефициентите на сигурност и от симулациите в Монте Карло.....	38
2.4.5 Проектиране с цел сигурност на необходимата средна якост на анкерния прът.....	38
2.4.6 Разграничаване на отрицателни от положителните коефициенти на сигурност	38
2.4.7 Корелационни матрици за позитивно дефиниране	39
2.4.8 Метод за свързване на реактивната повърхнина с ограничена оптимизация	39
2.5 Обобщение и заключения.....	39
Глава 3: Риск при проучване и проектиране за стабилизация на откоси. Климатични промени. Уточняване условията на стабилитет.....	43
3.1 Риск при проектиране и стратегия за проучване на нестабилни откоси.....	43
3.1.2 Риск при геотехническо строителство причинен от почвени условия	44
3.1.3 Класове на риск и сигурност при проучване на терени.....	45
3.1.4 Оценяване на риск, сигурност и сложност.....	46
3.1.4.1 Риск и сигурност на укрепваните терени	47
3.1.4.2 Геотехническа сложност	47
3.1.4.3 Етапи на геолошко проучване	47
3.1.5 Стратегически модел на проучване	47
3.1.5.1 Малка подпорна конструкция (конструкция с ниска сложност).....	48
3.1.5.2 Обикновени подпорни конструкции.....	48
3.1.5.3 Усложнени съоръжения	48

3.2 Отчитане на климатичните промени при проектиране стабилизацията на откоси.....	49
3.3 Анализ стабилитета на откос по MKE чрез хидромеханично числено моделиране.....	50
3.3.1 Теоретичен модел на съвместното хидромеханично моделиране	50
3.3.2 Анализ на стабилитета на склон по метод на крайните елементи	52
3.3.3 Вариации на почвените характеристики.....	52
3.3.4 Характеристики на почвата, влияещи върху стабилитета на склона при валежи.....	53
3.3.5 Несигурност на почвените характеристики.....	54
3.4 Сигурност на деформируем ненаситен почвен склон.....	55
3.4.1 Проверка на детерминистични модели	55
3.4.2 Анализ на несигурността на коефициента на сигурност и промяна по време на валежи.....	56
3.5 Изследване на влиянието на парциалните коефициенти върху коефициента на сигурност и товарите върху укрепителната конструкция.....	58
3.5.1 Постановка на задачата.....	58
3.5.2 Изследване на укрепване чрез преоткосиране в района на Варна	59
3.5.3 Изследване на укрепване чрез преоткосиране и силови конструкции в района на Благоевград.....	60
3.5.4 Изследване на укрепен с пилоти изкоп в района на София по бул. “Цариградско шосе“	61
3.6 Общи изводи и препоръки:	62
Глава 4: Риск и сигурност при укрепителни конструкции на аварирани насипи върху слаба основа.....	64
4.1. Въведение в проблема.....	64
4.2. Изследване на стабилитета на преовлажнени насипи върху слаба основа.....	65
4.3. Как и в каква степен може да бъде намален геотехническият риск при укрепване тип „наземен мост“	68
4.4 Изводи и препоръки.....	71
Глава 5: Инженерни системи за управление на риска и система за отчитане на експертни знания при комплексна оценка на риска и сигурността	72
5.1. Въведение в системите за контрол на риска	72
5.1.1 Източници на риск.....	72
5.1.2 Съобразителност на експерта	73
5.1.3 Стандарти, осигуряване на качеството и общо управление на качеството	73
5.1.4 Непрекъснатост на геотехническо мислене	73
5.1.5 Геотехническият процес.....	73

5.2 Отчитане на преценката на проектант-експерти при оценка на риска в геотехническото проектиране	75
5.2.1 Характер на геотехническото проектиране на риска и сигурността	76
5.2.2 Придобиване на знания	77
5.2.6 Разработване на връзки между категории	78
5.2.7 Прецизиране на модела.....	79
5.3 Обобщение и заключения.....	81
Глава 6: Основни изводи. Научни и научно-приложни приноси	82
Използвана литература:.....	84

Въведение. Обзор по темата. Актуалност на проблема.

Темата на дисертацията разглежда проблеми с риска и сигурността при подпорни съоръжения за стабилизация на откоси. Посоката за решаване на проблемите с риска и сигурността започва от етапа на геоложките проучвания, преминава през адекватно моделиране на взаимодействието между земната основа и подпорното съоръжение и завършва с препоръки за генериране на трайни технически решения за внедряване в практиката.

Основната цел на дисертационния труд е на базата на научен и практически опит, вариационно смятане и системи за управление на риска да бъдат изведени за практиката иновативни технически решения, да бъдат уточнени парциалните и общи коефициенти на сигурност и на тази база да бъде препоръчан критерии за обезпечаване на сигурността на подпорните съоръжения. Да бъдат направени препоръки за практиката в насока за превенция на аварийни ситуации, минимизиране на риска при строеж и експлоатация, увеличение на сигурността, трайността и снижение на разходите за изграждане и поддържане на геотехническите съоръжения. Следва да бъдат разработени системи за измерване и контрол на риска.

В България няма една система за оценка на риска и сигурността при проучване на свлачища и проблемни откоси.

В други случаи е подценено въздействието върху сигурността на атмосферните, подземни води и ВиК съоръжения в близост до обекта.

В трети случай направените укрепителни конструкции не са правилно моделирани и не са ситуирани на правилното място и не могат да прекратят разрушителните процеси.

На четвърто място – не са избрани адекватни методи на стабилизация и т.н.

Актуалността на разработката се състои в извеждане на ясни критерии за сигурността на подпорните конструкции. Чрез направените уточнения на парциалните и общи коефициенти на сигурност, може да бъдат реализирани трайни подпорни съоръжения. Обоснована е тезата, че превенцията на риска трябва да започне още на етапа на геоложкото проучване с използване на достоверни методи и средства, да премине през препоръчителни за сигурността методи на стабилизация и се достигне до иновативни решения, предложени в настоящия труд. За гарантиране на качеството на техническите решения се предлага за внедряване инженерна система и методология за генериране на опита в риска, и сигурността на опитни водещи специалисти в областта на укрепителните съоръжения.

Глава 1: Риск и сигурност при проучване и стабилизация на откоси

1.1 Риск и сигурност при основните методи за проучване и стабилизация на откоси

1.1.1 Причини за пораждаване на риска и несигурността

Честа практика е геоложките проучвания при неустойчиви откоси да не отразяват съществени страни от поведението на земния масив и да пораждат риск за дейностите по трайна стабилизация. В тази връзка настоящото изследване набелязва възможности за намаление на риска и начини за превенция на свлачищните процеси.

В други случаи рискът се поражда от изследвания през летния сезон, когато е подценено въздействието върху сигурността на атмосферните, подземни води и ВиК съоръженията в близост до обекта.

В трети случай направените укрепителни конструкции не са ситуирани на правилното място, разрушителните процеси не се прекратяват, сигурността не е обезпечена, а рискът от аварии е перманентен.

На четвърто място – опасностите произтичат от неадекватни методи на стабилизация и.т.н.

Всички тези пропуски при проучването и проектирането вкарват инвестиционния процес в рисковата посока и не гарантират сигурността на проведената стабилизация на откосите. Така се стига до нови рецидиви на разрушения и непредвидими финансови разходи.

Основните методи на стабилизация на откоси попадат в разгледаните по-долу категории и комбинация от тях.

1.1.2. Дренаж

Отводняването е най-ефективната форма за намаление на риска за стабилизиране на склонове при условие, че дренажите са правилно поддържани. В много случаи дренирането на водите се оказва достатъчно условие за трайната стабилизация на откосите. За съжаление, поддържането рядко се прилага на практика, което означава, че рискът е заложен още при стратегията на проектиране.

От гледна точка на намаление на риска и увеличение на сигурността на склоновете, всички дейности по проучване, възстановяване и стабилизация следва да бъдат подчинени на критерия превенция. Пример за двата коментирани аспекта по предвиждане и поддържане – на фиг.1,1 нито са предвидени достатъчно отводнителни съоръжения, нито се поддържат и направените канавки и водосток.



Фиг.1.1: Свлочище и хлътване пътното платно на път III-181“ СОП-с.Бистрица-с.Железница-с.Ярема“ от км.11+391 до км.12+093.

Често в практиката дренването на терените се изпълнява по рутинни съображения и според опита на отделни специалисти. По този подход не се стига до окончателно решаване на проблема и във времето, съпроводено с последствията от климатичните промени, свлочищата отново се активират. По тази причина, за гарантиране на сигурността при функциониране, дренажните системи следва да бъдат оразмерени по актуални критерии на хидрогеологията, хидравликата, стабилитетните и статически изчисления. Склон, защитен посредством мерки за отводняване, трябва да се следи с пиезометри и други индикатори, за да се провери дали дренажите функционират правилно.

В повечето случаи е задължително в проектите да се предвиди след стабилизиращите мероприятия, програма за мониторинг и поддръжка за следене на риска и сигурността.

1.1.3. Повърхностно отводняване

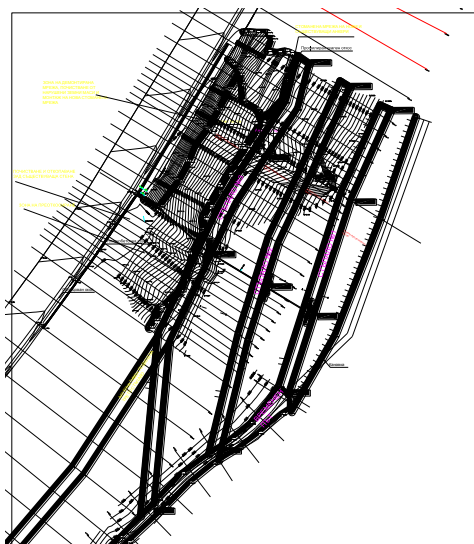
Рискът от загуба на стабилитет се увеличава значително при събирания на вода, образувани по склона или зад грабена. По тази причина водосборните места трябва да се отводнят, а водата да се отведе далеч от площадката/Фиг.1.2/.

Пукнатините, получени вследствие напрежения, трябва да бъдат обработени, за да се предотврати задържането на водно налягане в тях. Те често биват запечатани, но това е ефективно само в краткосрочен план, тъй като уплътнението обикновено се нарушава в резултат на по-нататъшно движение надолу по склона. Трябва да се предвиди дренаж на напречните пукнатини.



Фиг.1.2: Аварийно-възстановителни работи на откоса при 9+750 на АМ“Струма”- ляво платно

Техническото решение за гарантиране на сигурността на съоръженията по аварирания откос /Фиг. 1.2 и 1.3/ е подчинено на стратегията за разтоварване чрез преоткосиране и отвеждане на повърхностните и подземни води. За целта се изгражда временен път за достигане на зоната на разтоварване.



Фиг.1.3: Общ план на аварийно-възстановителните дейности

От временния път се стартира отгоре – надолу изпълнението на три берми – работни площадки за преоткосиране на ската. Бермите се армират и бетонираат под формата на събирателни корита.

Канавките често се поставят зад грабена на откосите по транспортната инфраструктура, за да се спре водния приток. Местоположението им трябва да се избира внимателно, за да се избегнат откопаванията, действащи като потенциални напуквания при последващи свлачища. Препоръчително е да се покрие дъното на канавката с непромокаема облицовка, за да сведете до минимум възможността, канавката да действа като водосъбирател и съответно да водонасища земните маси около нея /Фиг.1.4/.



Фиг. 1.4: Предпазна канавка с плътна облицовка от пръскан бетон по грабена на откоса на km.9+750 на АМ „Струма“

1.1.4. Контрол на ерозията

Ако петата на свлачището е разположено под вода, в морето или река например, е от съществено значение да се предотврати риска от ерозия в тази критична точка. Покритието със скална маса, укрепителни ребра или габиони могат да осигурят ефективна защита и да гарантират сигурността.

Сигурността при повърхностната ерозия може да бъде контролирана чрез засаждане на растителност по склона, използване на берми за безопасно отвеждане на водата или осигуряване на дренажни системи във вид на рибена кост. В части от Света, където валежите са големи, напр. в Хонконг и Малайзия, понякога се използва тънък слой почвен цимент, който осигурява не само контрол на ерозията, но и предотвратява навлизането на водите в склона. Подобно решение е геоложката цименто-лъсцова възглавница прилагана у нас. Тези слоеве от циментови почви изискват дренаж зад тях, за да се предотврати натрупването на водно налягане. За тази цел, рискът от водно налягане се намалява като се вкарват къси дължини на дренажни тръби през почвения циментов слой, въпреки че може да нямат значителна ефективност.

Потенциално рисковата ситуация е показана на фиг. 1.5, което е често явление в практиката. Ако се оставят необработени, горните слоеве могат да бъдат подкопани и основният глинени слой може да омекне или ерозира, което да доведе до проблеми със стабилитета. Ерозията вследствие просмукване може да бъде контролирана чрез поставяне на обратни филтри над областта на оттичане [Terzaghi и Реск], като се съблюдава използваните материали да отговарят на критериите за ефективно филтриране. Възможно е повърхностната стабилизация да стане и чрез прихващане на просмукването на известно разстояние назад от склона с кладенци или пясъчни дренажи.



Фиг.1.5: Ерозия вследствие просмукуване

1.1.5. Дълбоки дренажни траншеи

Тези траншеи гарантиращи трайно сигурността на откосите се изпълняват или в условията на градска инфраструктура, или по склоновете на пътищата и железниците. При градски условия укрепителните мерки следва да бъдат съчетани с градоустройствените и конструктивни критерии на застрояване. Като пример за ефективни мерки се разглежда свлачище на Stag Hill в Гилдфорд, Съри, Великобритания [Simons, N. E. and Menzies, B. K.]. Казусът е близък до все още нерешения проблем в крайния квартал на гр. Кържали.

Като успешен пример за отводняване с дълбоки дренажни системи е свлачище по пътната инфраструктура у нас, което е в перманентна нестабилност, периодично е изгребвано и укрепвано - свлачище на km.7+160 по АМ "Струма" /Фиг.1.6/.



Фиг. 1.6: Поредно свличане и изтичане на земни маси върху платното на АМ "Струма" km.7+160

У нас, най-често ребрата при свлачища с размекващи се глини се правят с повишена степен на риск поради недостатъчна дълбочина, изравняване на дренажния материал с повърхността на терена и засипването им с почвен материал. Тази практика е масова по откосите на магистралите. След време, дренажния материал се замърсява от материала на покритието или от проникване на почвени частици от околния терен, ефективността на осушаването намалява и отново се стига до свличания.

За да бъдат избегнати подобни рискови прецеденти се предлага модел на оребрване, показан на /Фиг.1.7/::

1. Да се изпълнят дренажни ребра под форма на траншеи, изкопани с ширината на кофата на багера до дълбочина при която да се врязват достатъчно в здрави слоеве;

2. В долния край на ребрата, при пътя, да се създаде хидравлична връзка с дренажна система, която се зауства в близко дере;
3. Осовите разстояния между дренажните ребра да са по изчисление за дренажна функция и стабилитет, а не по технологични съображения както се практикува ;
4. Над веждата на свлачището по целия периметър на засегнатата зона да се предвиди по възможност облицована отводнителна канавка, която се зауства в съществуващи канавки. В случай, че се навлиза в чужди имоти и канавка не може да се изпълни, тогава отстъпът на свлачището да се заскали с ломен камък – както е реализирано на практика, на фиг.1.7;
5. За повишаване ефективността на отвеждането на атмосферните води, дренажните ребра да надстърчат профила на земния масив на свлачището;
6. Между ребрата склона да се залеси ръчно, без дълбоки подкопавания на почвената повърхност или машинна обработка.

При изпълнение на посочените мероприятия свлачището вече шеста година функционира без никакви дефекти и поддържане.



Фиг. 1.7: Изглед на оребряването и заскаляването преди залесяване между ребрата на АМ“Струма“ км.7+160

1.1.6. Сондажно-изливни пилоти, шлицови стени и дренажни ребра.

Тези мероприятия са радикална конструктивна мярка за намаляване на риска и гарантиране сигурността на укрепваните откоси. Въпреки повишената сигурност, подпорната конструкция е само едно от необходимите условия за стабилизация. Конструктивната укрепителна интервенция може да стане достатъчна само когато се съчетае с успешни дренажно-отводнителни дейности.

У нас има постигнати успехи с използването на укрепителни системи, но не може да се каже, че проблемът е решен въпреки масовото им използване. Посочени са добре финансирани, но неуспешни примери. Разгледан казус от международната практика подобен на този в гр.Чипровци, но с проверена в годините ефективност [Allison, J.A. Mawditt, J.M. and Williams, G.T.].

Само при подход подобен на упоменатия пример, а именно интегрирането на конструктивните и хидрогеоложки дейности, може да се направи заключение, че подпорните конструкции са радикална мярка за гарантиране на сигурността.

1.1.7.Отводняване чрез кладенци

Степента на риск от колматация при класическото изпълнение с пръстени, може да бъде намалена чрез използване в съчетание със сондиране.

Подобен на казуса за изпълнение на кладенци в съчетание със сондиране е при изграждането на магистрала А8 в югоизточна Франция.

1.1.8.Хоризонтални сондажни дренажи

В практиката в България, хоризонталните отводнителни сондажи се възприемат като несигурно и временно отводнително мероприятие, което има сериозен риск да престане да действа и да не гарантира сигурността на откосите. У нас се спазва препоръката за увеличена сигурност на стабилизацията на откосите посредством подпорни конструкции с цел те да поемат допълнителния натиск след спиране на дренажната функция.

Масовата практика е да не се правят по-дълги сондажи от порядъка на 20-30m и да се използват за временно отводняване на склонове с цел да бъдат отводнени строителни площадки за изпълнение на трайни укрепителни и дренажни дейности.

По-масово с цел улеснено поддържане се използват като трайни съоръжения с дължина до 6m при отводняване на стъпала от преоткосирани терени. У нас има успешна практиката с хоризонтални сондажи 100m, но има и неуспешна при дренажи 60-80m - дренажите след известно време се запълват престават да функционират. Трайното им функциониране и елиминирането на риска за сигурността на откосите зависи основно от качеството на изпълнение и спазване на технологията при изпълнение на дренажни съоръжения с хоризонтално сондиране. На базата на международен опит са формулирани изисквания, които да гарантират качествено изпълнение и трайна сигурност.

1.1.9.Промяна на геометрията на склона

Използването на преоткосиране както е показано на фиг.1.2 и 1.3 е най-сигурния и относително най-евтиния метод за възстановяване на стабилитета. Единствената причина за ограничаване на неговото прилагане са границите на собственост.

Рискът от авария при най-често практикуваната направа на по-полегат склон произтича от възможността за реактивиране на старата дълбока плъзгателна повърхнина. По тази причина за всеки проблемен склон следва да се изисква задължително доказателство на неговия стабилитет без реактивиране на дълбоката плъзгателна повърхност при отстраняване на почва.

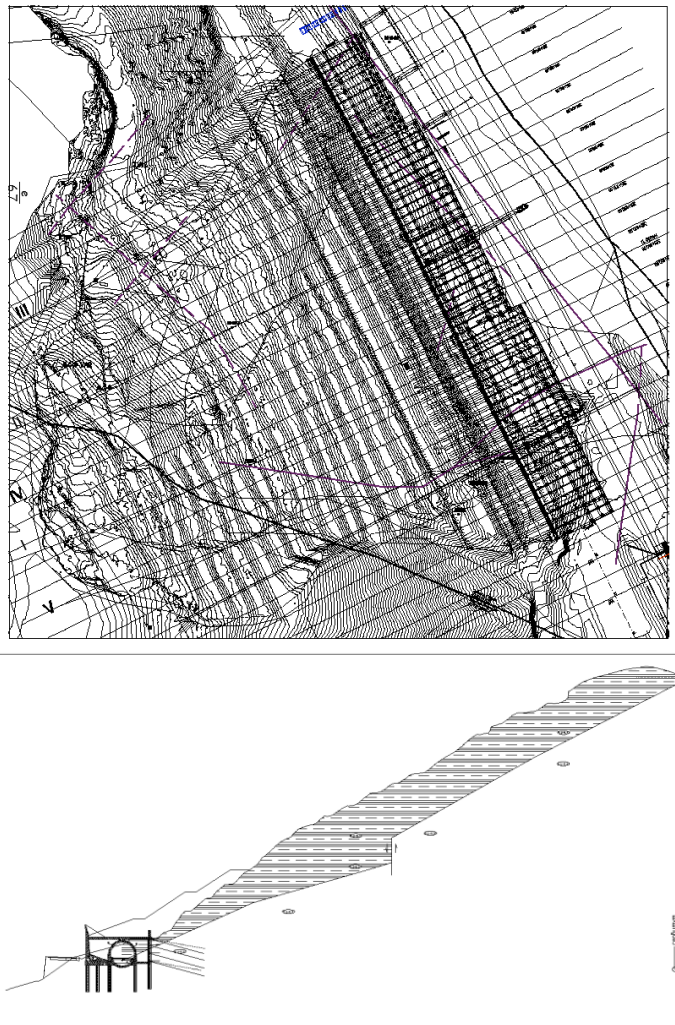
По-правилния подход е подобни склонове да бъдат запълвани с частично повърхностно стабилизиране.

Препоръчаното запълване на склона ще има два основни ефекта:

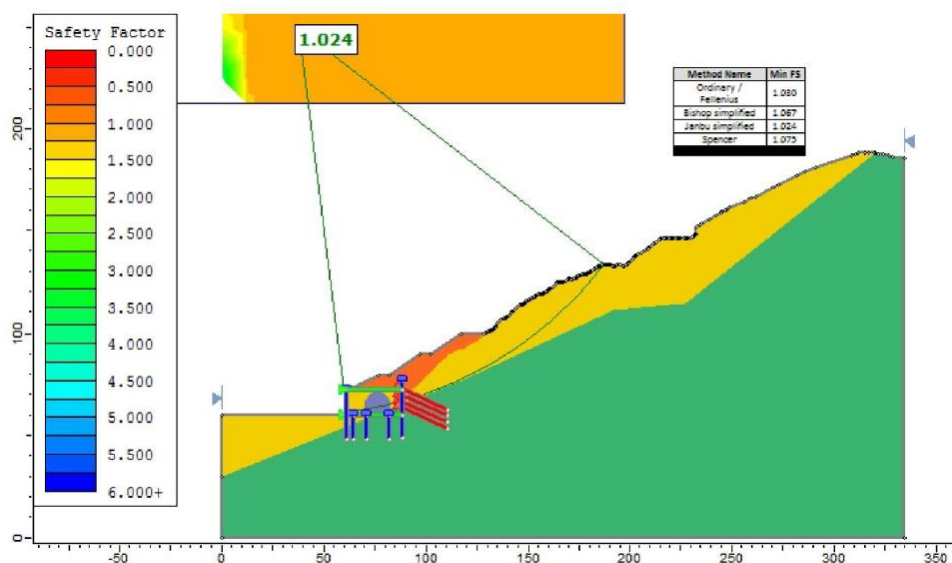
- а) Променя се активния момент, който е в зависимост от местоположението на пълнежа по отношение на центъра на въртене на потенциална хлъзгателна повърхнина. Може да има положителен или отрицателен ефект;
- б) Това ще увеличи напрежението, действащо върху хлъзгателната повърхнина, но само след настъпване на разсейване на налягането на излишната порна вода. При наситен глинест склон не всяко поставено запълване може да доведе до увеличаване на напрежението в кратки срокове. По тази причина освен изчисление за количеството на контрабаласта трябва да бъдат изследвани и консолидационните процеси в околността на дълбоката пльзгателна повърхнина.

И обратното, ако глинестия склон се преустрои с по-плосък ъгъл, трябва да се вземе предвид възможността за намаляване на ефективното напрежение и следователно на здравината във времето, когато глината набъбва.

Специфичен и уникален пример от практиката при който е изпълнено отнемане от склона и активиране на дълбоки свлачищни повърхнини е показан на фиг.1.11 и 1.12.



Фиг. 1.11: Ситуация и напречен профил на свлачище в района на км. 365-366 по АМ“Струма“



Фиг. 1.12: Изчислителен модел на свлачището по АМ“Струма“

Активираният откос е опасен не само за извършване на стабилизиращи дейности, но дори и за проучвателни работи. За временно възпиране на свличането се налага изграждане на насипен контрафорс в петата на откоса. Контрафорсът става строителна площадка за изграждане на анкерирана пилотна стена под чиято защита се изпълняват изкопните работи и тунелно съоръжение по открит способ. За да не възникват подобни сложни за решение прецеденти са препоръчителни две възможни решения с превантивна стойност: /1/ Изместване на трасето на магистралата извън опасния откос на фаза одобрен проект и /2/ Прокарване на тунел вътре в откоса и предвиждането му да бъде укрепително съоръжение.

Трайната сигурност на откоса и безопасността на магистралата се гарантират от високият контрафорс от уплътнен насип с който се възстановява близък до естествения устойчив откос на терена. Възстановяването на естествения стабилитет чрез преоткосирано насипване на принципа на отбранителна концепция относно опасното и мащабна свлачище не гарантира само трайна сигурност. От гледна точка на безопасна работа по стабилизация се оказва и единствено възможно за изпълнение техническо решение и притежава в пъти по-ниска цена в сравнение с цялостното укрепване на откоса. Освен трайното обезопасяване на трафика по магистралата, методът с насипване в съчетание с тунел по открит способ, създава възможност строителните дейности по магистралните платна да започнат веднага след изграждане на тунела по и свързаните с подпиране на насипа предпазни стени и бариери.

1.1.10. Подпорни конструкции

Отводняването и промяната на профила на наклона обикновено са първият избор за схеми, за подобряване на стабилитета. Ако обаче пространството и собствеността са ограничени, тогава подпорните конструкции, ако са проектирани от гледна точка на риска и сигурността, могат да изиграят радикална роля.

Проблемите при проектиране на сигурността [Жечев Н.] на подпорните конструкции, на свлачищата имат две основни страни. Първата е административната. Втората страна е техническата. Свързана е с недостатъчните нормативни изисквания при проектиране на подпорните съоръжения.

1.1.10.1 Административна страна на проблема

Административната несъгласуваност между държавните организации и частни собственици, посочени по-горе, продуцира последствия, които възпрепятстват процесите на укрепване на свлачищата и много често продуцират рискови ситуации и недостатъчна сигурност.

За решаването на административния проблем на несъгласуваност на действията на различните собственици се предлагат препоръки.

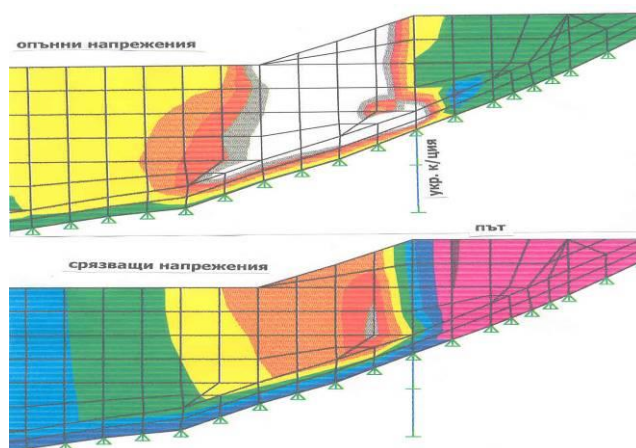
1.1.10.2 Техническа страна на проблема

Главната причина за провежданата в практиката неефективна противосвлачищна терапия и недостатъчна сигурност е разбирането, че свлачището и укрепителните мероприятия са нещо различно.

Критерият за позициониране на подпорните съоръжения в крайните зони с най-малки свлачищни сили е недостатъчен за гарантиране на трайна сигурност на откосите.

1.1.10.3 Моделиране на свлачищните явления и подпорната конструкция

За достоверно отчитане на почти всички основни фактори, които влияят върху устойчивостта на склона и неговата сигурност е препоръчително да се използва и Методът на Крайните Елементи (МКЕ). МКЕ, дава възможност чрез многократно компютърно проиграване на варианти, да бъде оценен количествено и качествено ефектът от конструктивната интервенция върху сигурността на свлачището (фиг.1.14, 1.20).



Фиг. 1.14: Модел на свлачището и укрепващата конструкция по МКЕ с ясно изразена опънна зона и концентрация на срязващите напрежения зад „гърба“ на укрепителната конструкция

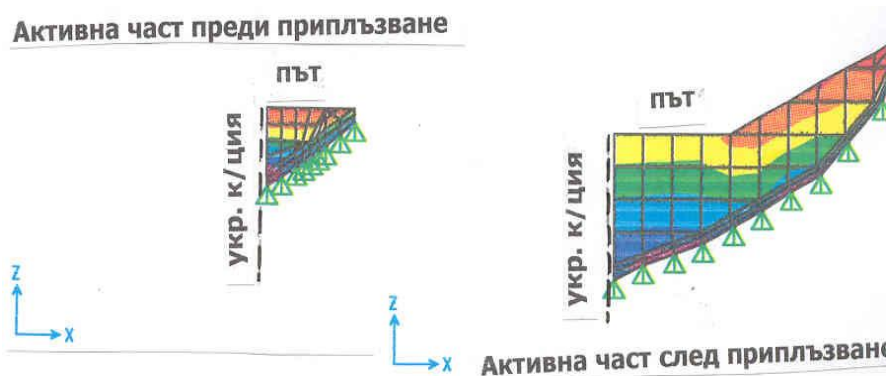
За определяне на общата устойчивост на откосите с използване на подпорни съоръжения се прави стабилитетната оценка на геотехнически профили при основно и особено съчетание на натоварването. За осигуряване на сигурността при изследваните профили в съответствие с ЕК7 се препоръчват типови моделни състояния и дейности, както и отговори на какви въпроси следва да бъдат постигнати.

1.1.10.4 Вид и места на противосвлачищните усилвания

Недостатъчността на концепцията за разполагане на подпорните съоръжения в крайните зони на свлачището, освен на несъвършенствата на нормативната база се дължи и на игнорирането в процеса на проектиране на измененията в отделните части от свличащата се маса.

Гарантирането на сигурността е възможно да се постигне само след декомпозиране на аналитичните решения според зоните на укрепване. Декомпозирането се изразява в **две** основни задачи: /1/ Разполагане на подпорното съоръжение в „езика“ на свлачището и /2/ при ситуиране в „главата“ на свлачището, дори в незасегнатата от свличания зона преди главата на свлачището. При втората задача зад укрепващата конструкция (фиг.1. 14) при свличане на неукрепената част от свлачището възниква зона на концентрирани опънни и срязващи напрежения. При следващото равновесно състояние тези напрежения довеждат до разкъсване на свличащата се маса.

Подобно разкъсване води до необходимостта от решаването на **две** нови подзадачи: /1/ Устойчивост на откъснатата долна част и /2/ устойчивост на задържаната от укрепването част от откоса. Дискутираните процедури не се предвиждат в Наредба 12.



Фиг. 1.15: Активни сили зад укрепващата конструкция преди и след приплъзване на свлачището.

Проверката на тази устойчивост е необходимо да бъде направена по схема на едностранно изтласкване /Фиг.1.15/ по кръгово-цилиндрична или обоснована от геоложкия строеж повърхнина, която минава или пресича върховете на укрепването. Чрез решаването на втората подзадача се постигат **три** основни резултата – /1/ нова

плъзгателна повърхнина, /2/ завишение на свлачищната сила и /3/ размера на контрабаласта, за да не настъпи загуба на устойчивост в тялото на свлачището.

Неизпълнението на втората подзадача води до рисково, несигурно проектиране и разрушение на укрепването в бъдеще. При изследване на конкретни задачи за укрепване се достига до четирикратно увеличение на получената по метода на Шахунянц свлачищна сила. Тези анализи показват, че **изпълняваните локални укрепления в главата на свлачището или в ненарушения земен масив преди свлачищната глава провокират нови процеси на свличане**. Подобен погрешен подход не само не решава проблемите със сигурността например на пътя, но води до последствия, които надхвърлят предполагаемите разрушения преди укрепването.

1.1.11 Методи за стабилизация на земната откоси

1.1.11.1 Електро-осмоза

В повечето случаи електроосмозата се използва в наносни почви, за да се получи временна стабилизация, например при откопаване на изкопи.

Има откъслечни опити у нас електро-осмозата да е прилагана в минното строителство, но се разглежда пример от Норвегия като основа да бъдат направени по-обобщени изводи за практиката върху сигурността и намалението на риска. Направени са изводи за възможността за намаление на риска при осигуряване на стабилитет на откосите.

1.1.11.2 Инжектиране на разтвор

Успешно приложена при стабилизация е на обект рехабилитация на път 1-4 Севлиево - В.Търново, участък от 70+000 до 70+550 с инжектиране на слабите зони. Предмет на проекта е да бъде укрепено с инжекционни микропилоти земното легло на път с изявени пропадъчно-свлачищни процеси. Земното легло е усилено през 2010г. без да бъдат изпълнявани никакви изкопни работи и без спиране на трафика. Преасфалтирането е изпълнено през 2015г. Чрез направеното иновационно стабилизиране е постигнат в пъти технически и финансов ефект в сравнение с решение посредством замяна на компрометираното земно легло заедно с подложните слоеве или палиативно и нетрайно решение с изпълнение на варови пилоти. Проектът гарантира дълготрайна и безаварийна експлоатация на пътя – факт, който и в момента е налице. Авторът е участник в проекта с помоща на инжектирано земно легло чрез микропилоти в режим на хидроразрив.

Инжектирането е особено подходящо за увеличение на сигурността на откосите на територията на чужди имоти тъй като не засяга използваемостта на земите.

1.1.11.3 Залесяване

Залесяването е метод при който се постига повърхностна стабилизация на откосите. Много от изпълнителите погрешно го фаворизират и го третират като мярка за гарантиране на общата сигурност. Благоприятното въздействие на растителността

върху сигурността на склона се увеличава постепенно. Пример за подобен вид интервенция са склоновете по АМ“Струма“ на km.371.

Неблагоприятните ефекти от внезапното премахване на растителността върху стабилността на склона са добре известни и водят до проблеми с нестабилността на склона в редица случаи, но цялостният ефект върху налягането на порите е полезен, т.е. намалява го.

От анализа на опита, за целите на проектирането може да бъде изведена препоръката, че всеки склон трябва да има коефициент на сигурност над единица, без да се вземат предвид ефектите от растителността. След като бъде доказана устойчивостта следва да се счита, че всяка растителност е допълнителна застраховка.

1.1.11.4 Замразяване

Това е временна мярка за стабилитет със скъпа техника и рядко се използва за стабилизиране на склоновете.

Недостатък е, че целият процес на пробиване на дупки, инсталиране на инсталацията и замръзване на откоса може да отнеме няколко месеца. Замразяването на определени видове почва може да причини силно подуване. Замразяването на земята включва поставяне на сондажи в зоната, която ще се обработва, с обхват на влияние от 1,0 до 1,5 m, което е близко до разпространението при използване на инжекционни дейности. Разгледано е приложение е във временно стабилизиране на поток от тиня [Gordon, G.].

1.1.11.5 Комбиниране на стабилизиращи методи

Като негативен пример от практиката може да се посочи предпочитания от някои строители подход за бързо усвояване на финансови средства чрез реализация на силовите укрепителни конструкции преди мерките за отводняване и технологично стабилизиране на откосите чрез преоткосиране. Посочени са примери за подобен негативен подход и препоръки за избягване на подобни прецеденти.

1.2 Проучване на свлачища

В много от случаите предвидените в Наредба 12 дейности и обхват са недостатъчни за вземане на адекватно техническо решение и гарантиране на сигурността на откосите.

На първо място, в много от случаите се развиват свлачищно-срутищни или срутищни процеси за които в Наредба 12 няма определение, начини на проучване и стабилизиране.

На второ място – до подобни решения се достига и при проучване на свлачища, когато се предоставят за проектиране данните от геоложкото проучване без интерпретация на получените резултати.

Анализът за характеризиране на почвените параметри следва да се провежда на база естественото състояние на терения профил и липсата на проявени геодинамични процеси.

За характеризиране на посочения анализ се използва пример от практиката на автора чрез статистически анализ базиран на метода Монте Карло.

Освен изчислителните проверки на геоложките данни има някои специфични аспекти на проучването на обектите, които трябва да бъдат подчертани, за да бъде превантивно намален риска от последващи аварии.

1.2.1 Картиране на повърхността

Посочени са за проучване на актуални източници на информация.

Посочени са характерни симптоми, които трябва да се търсят при огледа.

Обходите, проведени по време на и веднага след обилни валежи, могат да бъдат най-показателни и могат да дадат информация относно неблагоприятни условия за отводняване, които може да не са очевидни при сухи метеорологични условия. Дренажните тръби трябва да бъдат внимателно проучени, за да се види дали те функционират или са блокирани, както често се случва.

1.2.2 Разпределение на водното порово налягане

Основният принцип на работа на всички пиезометри, използвани за измерване на водното налягане на порите, е този на пълен с вода порест елемент, поставен в земята, така че почвената вода да е в непрекъснат контакт с водата в порестия елемент. Може да бъде водонаситен при монтаж или подпочвената вода да преминава свободно през него [Hanna, T. H.].

1.2.3 Пиезометри (Casagrande)

За съжаление този метод страда от значителни недостатъци относно достоверността на получените резултати.

За преодоляване на несигурността, свързана с тръбата, най-разпространената практика е да се опитва да се определи налягането на водата на ограничена дълбочина чрез уплътняване на част от сондажа. Използват се порести метални накрайници.

1.2.4 Пневматични пиезометри

Пневматичният пиезометър е значително по-скъп от обикновен пиезометър и системата изисква по-сложно устройство за четене на изходящите данни.

Предполага се, че в дългосрочен план някои пневматични пиезомери стават ненадеждни и вероятно поради това приложението им при проблеми със стабилността на склона е ограничено.

1.2.5 Електрически пиезометри

Такива устройства имат много малки времеви забавяния и са чувствителни, но за съжаление надеждността им в дългосрочен план е под въпрос.

1.2.6 Хидравлични пиезометри

Затвореният хидравличен пиезометър се използва широко по света и може да бъде препоръчан за масово внедряване и у нас за превантивно проучване при свлачища. Уредът дава надеждна информация относно сигурността.

Когато се инсталира пиезометър, трябва да се обмисли предпазването на пиезометрите от вандализъм. Това има последици за разходите. Освен това трябва да се предвиди редовно четене на пиезометрите. Важно е показанията да се правят по време и незабавно след периоди на силен дъжд, така че да се получат критични налягания в порите.

1.2.7 Определяне местоположението на плъзгателни повърхнини

Установяването на местоположението на хлъзгателните повърхнини е необходимо:

- За да се даде възможност за правилно поставяне на пиезометри, инклинометри и други инструменти;
- За предоставяне на ръководство за техниките за вземане на проби от повърхността;
- Да се разреши разработването на подходящи мерки за стабилизиране или контрол и дългосрочен мониторинг.

Първият подход за локализиране на хлъзгателни повърхнини е да се наблюдават в тестови шурфове или в проби за сондажи. Обследванията трябва да намерят най-ниската плъзгателна повърхнина.

Инклинометрите често се използват за наблюдение на движенията в земни насипи и склонове. Като алтернатива на класическото изследване, прът може да бъде спуснат до дъното на тръбата и след това да се изтегли нагоре на интервали. Ако са възникнали движения на приплъзване, достатъчни за огъване на тръбата, прътът ще заседне в долната част на огъването.

Може да се направи проверка на местоположението на плъзгателната повърхнина, ако могат да бъдат открити инфлексни точки в разпределението на съдържанието на влага в дълбочина. В набъбнала почва, която се разширява при срязване, например свръхконсолидирана глина, би се очаквало увеличаване на съдържанието на влага.

1.2.8 Системи за ранно предупреждение

Системите за ранно предупреждение обикновено се пренебрегват или повреждат в резултат на вандализъм. Показанията на пиезометъра и инклинометъра могат да дадат ранно предупреждение за предстояща нестабилност, но показанията трябва да се свалят редовно и след това да се оценяват от опитен геотехнически инженер или инженерен-геолог. Наблюденията на вертикалната и хоризонталната деформация, направени във фиксирани точки, и измерванията на промените в ширината на опънните пукнатини могат да бъдат най-полезни. Монтираните пръти, разположени в прави линии през склона, могат да дадат визуална индикация за движенията, но са обект на вандализъм.

1.3 Изводи и препоръки

От направените изследвания и анализи може да бъдат направени следните изводи и препоръки:

1. Предлагат се иновативни решения с намален риск и висока сигурност за превантивно дрениране, отводняване и ерозионна устойчивост на склоновете. Дренажните системи не трябва да се предвиждат по рутинни съображения, а следва да бъдат обосновани с хидрогеоложки, хидравлични, стабилитетни и статически изчисления;
2. За основни казуси на риска и сигурността при укрепване и отводняване по инфраструктурата се дискутират наши и аналогични успешни реализации от световния опит;
3. Специално внимание се обръща на риска при промяна на геометрията на склона. Не винаги направата на по-полегат склон чрез откопаване е достатъчно условие за намаление на риска. Предлага се методика при проектиране при която опасното състояние на склона да не бъде пропуснато. Дискутира се пример от националната практика за мащабен свлачищен процес провокиран от неправилно отнемане на масива и последващото техническо решение за трайна стабилизация;
4. При избора на вида и мястото на подпорните конструкции са изяснени проблемите от административно и техническо естество, които възпрепятстват професионалните критерии за намаление на риска и гарантиране на сигурността на съоръженията. Предложени са методика, изчислителен подход и резултати при моделиране, ефективно и трайно позициониране на подпорните конструкции;
5. Ефектът от намаляване на риска и нарастване на сигурността е разгледан в зависимост от различни методи на международната практика за стабилизиране на земната основа;
6. Подробно са дискутирани особеностите при проучване на свлачища, които следва да залегнат в преработката на Наредба 12. Внимание се отделя на

новите моменти в изследванията и по-специално на числената интерпретация на проведените проучвания, което в практиката вече дава сериозен икономически ефект и адекватна сигурност на техническите решения;

7. Чрез анализ с примери от международната практика за изследване на водното порно налягане с пиезометри, инклинометри и системи за ранно предупреждение са изведени подходящите средства за превантивно проучване на свлачищните явления, което е подходящо да залегне в разширяване на проучвателната дейност при актуализиране на Наредба 12. По този начин ще бъдат спестени значителни финансови средства, ще бъде редуциран риска и ще се осигури адекватна на неавариралите откоси сигурност в сравнение с практикуваната у нас система „пост-фактум“, т.е когато вече са допуснати нарушени терени и съоръжения.

Глава 2: Стабилизация на откоси с подпорни стени. Проектиране по критериите за сигурност и извеждане на уточнени парциални коефициенти на сигурност

2.1 Постановка на задачата

В тази глава се разглеждат два основни типа стени като интерпретация на подхода и резултатите отразени в [Hasofer, A. M. & Lind, N. C.] . Една от основните теми на дискутиране в практиката е кои норми са достатъчно сигурни и кореспондират на реалното натоварване на геотехническите съоръжения. В едни случаи се смята, че ЕС 7 дава по-надеждни решения, а в други случаи българските нормативни документи. И обратното е също валидно за несигурността на изследванията. Няма ясна граница в кои интервали и не могат да бъдат изведени графики на закономерностите за всички случаи при които се налага да бъдат използвани по-сигурните нормативни документи с оглед за да бъдат постигнати минимален риск и максимална сигурност. В голяма степен дефинирането на зоните на валидност на нормативните документи зависи от парциалните коефициенти – частични фактори на сигурността.

Целта на изследването е да се направи алтернативно тълкуване на коефициента на сигурност в първоначалното пространство на случайните променливи и да се илюстрира практическото геотехническо проектиране, основано на сигурност, на подпорни стени, използвайки обектно ориентирана оптимизация. Използват се математическата методика и получени резултати от изследване [Maune, P.W.]. Обсъжда се разликата между проектиране, основаващо се на сигурността, и проекта, основан на частични фактори и как тези фактори да бъдат хармонизирани в посока на намаляване на риска за всички случаи от практиката. Проучва се информацията за чувствителността, пренесена от анализа на сигурността.

На първи етап се разглежда сигурността на полу-гравитационна подпорна стена - фиг.2.1. Изборът на този вид стена е аналогичен на модели с чисто огъване и срязване на строителни материали – бетон, които се използват за доказване на нормативни параметри. При избраното подпорно съоръжение проверката на преобръщане е

аналогична на чисто огъване, а проверката на срязване е аналогична на проверката на хлъзгане. При този избор на основата на вариационно смятане би могло в относително чист вид да бъдат определени парциалните коефициенти на сигурност за ъглите на триене и кохезията с използването на три вариационни променливи.

При втория етап се разглежда сигурността на шлицова стена с един ред анкери. Целта е да се задълбочи изследването на повече параметри в по-обемен модел с девет вариационни променливи. При разглеждането може да бъде направен сравнителен анализ на парциалните коефициенти на ъглите на триене и да бъдат уточнени параметри като дълбочина на закотвяне, усилията в анкерите, влияние на външните товари, обемното тегло и дълбочината на откопаване.

2.2 Подходи при изследване на сигурността на полу-гравитационна подпорна стена - първи етап на изследване

Първият подход е детерминистичен. При обозначенията, показани на фиг. 2.1, ако $H = 6 \text{ m}$, $\gamma_{\text{стена}} = 24 \text{ kN/m}^3$, $\lambda = 10^0$, $\alpha = 90^\circ$, $\gamma_{\text{почва}} = 18 \text{ kN/m}^3$, $a = 0,4 \text{ m}$, $b = 1,8 \text{ m}$, $\phi' = 35^\circ$ и $\delta = 20^\circ$, коефициентът на сигурност срещу преобръщане от уравнение (2.1) е $F_s \sim 1.65$. При двумерното пространство от ϕ' и δ може да се начертаят контурите на F_s за различни комбинации от ϕ' и δ , както е показано на фиг. 2.2, където средната точка ($\phi' = 35^\circ$ и $\delta = 20^\circ$) е разположена на контура (не е нанесена) от 1.654. Резултатът се счита за положителен за преобръщането, ако коефициентът на сигурност от уравнение (2.1) не е по-малък от определена стойност (например, когато $F_s \geq 1.5$ в съответствие с българските норми за подпорни стени).

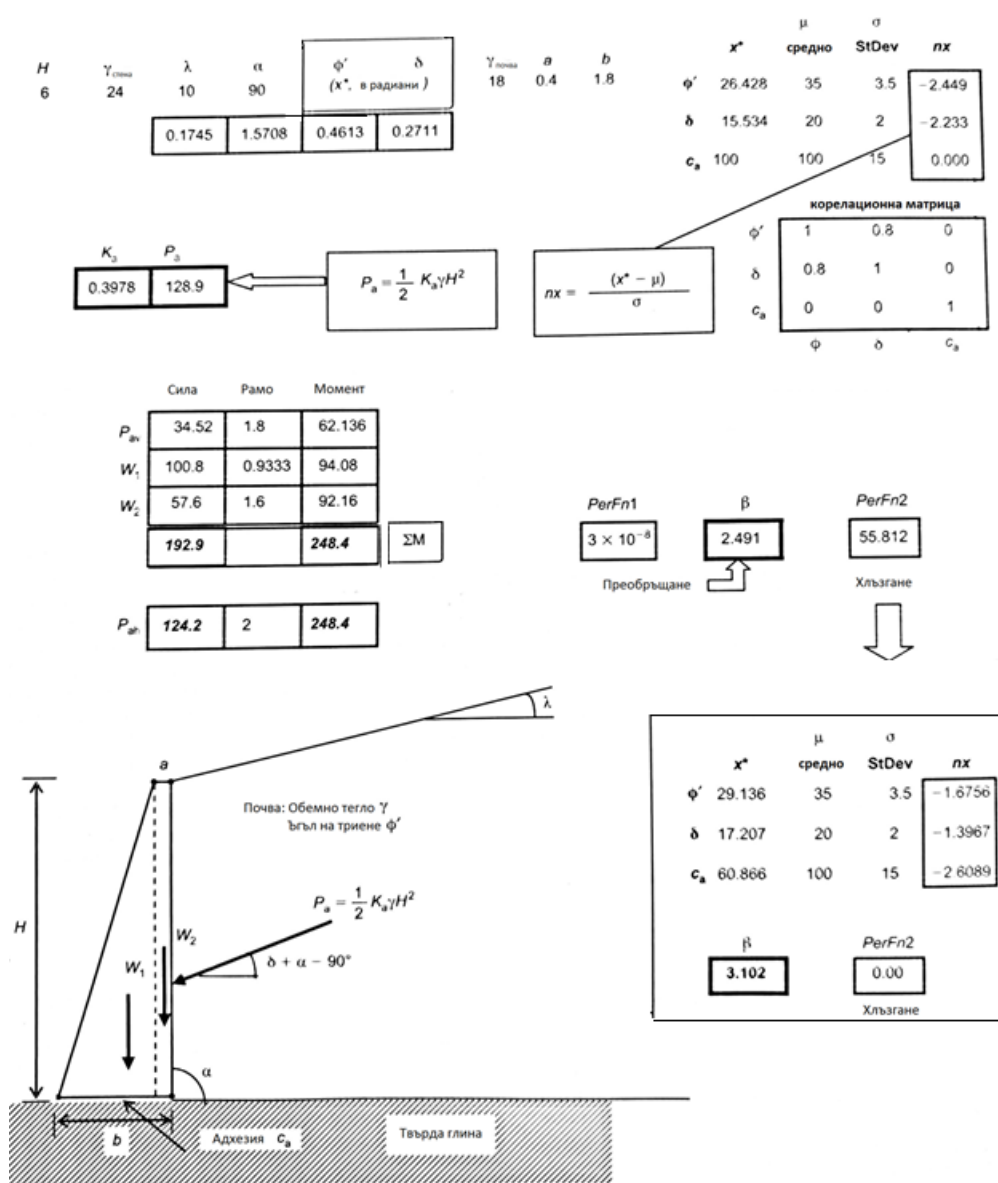
Вторият подход за проектиране на сигурността е използване на парциални коефициенти на сигурност, предвидени в националните норми и EC7 за обръщателните и задържащи моменти.

$$\sum (\text{Съпротивителни моменти}) \geq \sum (\text{Преобръщащи моменти}) \quad (2.2).$$

Третият базиран на сигурността подход на проектиране, при който несигурностите и корелационната структура на параметрите са представени от дисперсионен елипсоид на единно-стандартно отклонение (фиг. 2.2), центриран в точката на средната стойност. Безопасността се измерва с индекс за сигурност, който е най-късото разстояние (измерено в единици на стандартните отклонения на посоката, R/r). Измерването е от точката на безопасна средна стойност до най-вероятната за разрушение комбинация на параметрите ("проектната точка") на повърхността на граничното състояние (дефинирана от $F_s = 1.0$). Освен това, вероятността за разрушение (P_f) може да бъде определена от индекса на сигурност β , като се използва уравнението

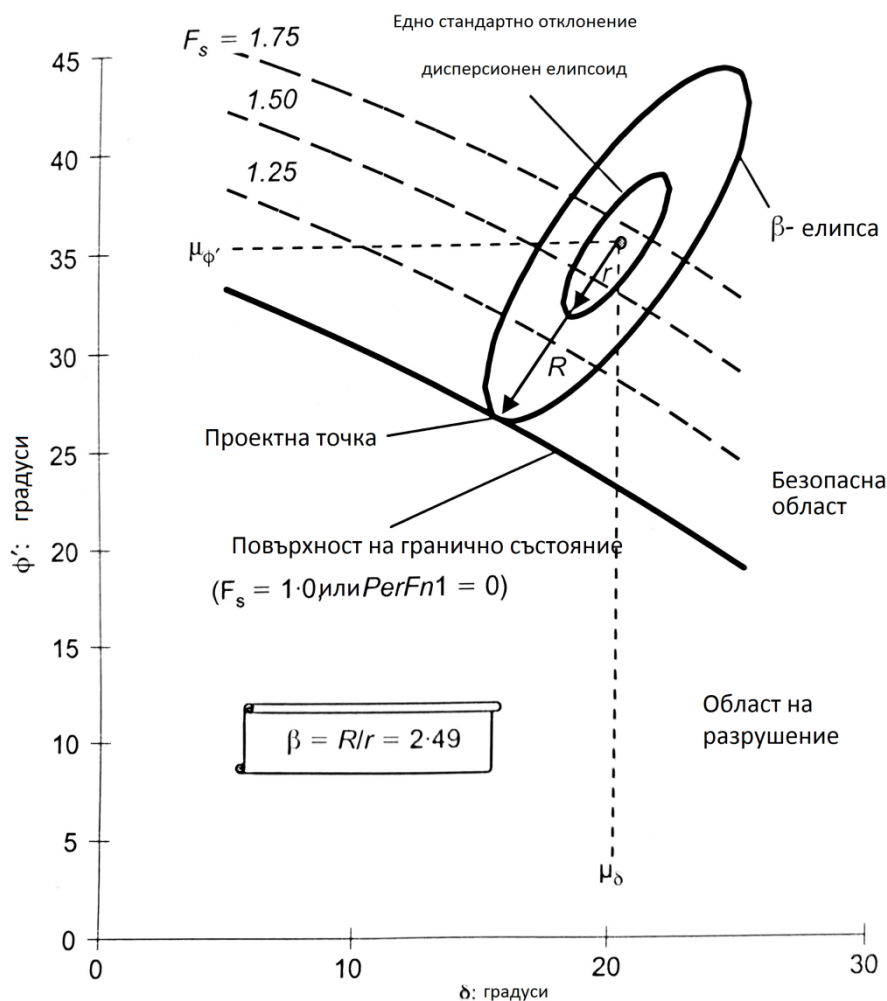
$P_f = 1 - \Phi(\beta) = \Phi(-\beta)$, където Φ е кумулативното разпределение (CDF) на стандартен нормален вариант. Връзката е коректна, когато повърхността на граничното състояние е плоска и параметрите следват приблизително стойностите на нормалните разпределения.

Отношението на подхода, основан на индекса за сигурност, към подхода със среден коефициент на сигурност е илюстрирано на фиг. 2.3(a). Случай А и случай Б (с различни средни стойности на параметрите на якост на срязване на почвата c' и ϕ') показват едни и същи стойности на съотношението на сигурността, но случай А е очевидно по-безопасен от случай Б. По-високата сигурност на случай А спрямо случай Б ще бъде най-точно дефинирана при изчисляване на коефициентите за сигурност. От друга страна, откосът може да има изчислителен коефициент на сигурност от 1.5, а определен фундамент(с определена геометрия и натоварвания) в една и съща почва може да има изчислителен коефициент на сигурност от 2,5, както в случая С на фиг. 2.3 (б). Въпреки това анализът на сигурността може да покаже, че и двете имат сходни нива на сигурност.



Фиг. 2.1. Анализ на сигурността срещу преобръщане и хлъзгане при корелация на нормални случайни променливи

Както ще стане ясно в следващия раздел, проектната точка (фиг. 2.2) е най-вероятната комбинация от параметрични стойности. Съотношенията на съответните параметрични стойности в центъра на дисперсионния елипсоид (съответстващи на средните стойности) към тези в проектната точка са подобни на парциалните коефициенти при проектирането на гранично състояние, с изключение на това, че тези стойности в проектната точка са достигнати чрез ограничена оптимизация на базата на изчисления. По този начин подходът, основан на индекса на сигурност, е в състояние да отразява променливата параметрична чувствителност от случай на случай в същия проектен проблем (например Фиг. 2.3 (a)) и в различни области на проектиране (например Фиг. 2.3 (b))



Фиг. 2.2. Проектна точка и нормални дисперсионни елипсоиди, илюстрирани в пространството от ϕ' и δ . Коефициентът на корелация ρ е 0,8, както е показано на фиг.2.1 [Rowe P.W.]

2.3 Анализ на сигурността на полу-гравитационна подпорна стена

Трябва да бъдат взети предвид три геотехнически варианта на аварирание при проектирането на полу-гравитационна подпорна стена:

-Завъртане около петата на стената;

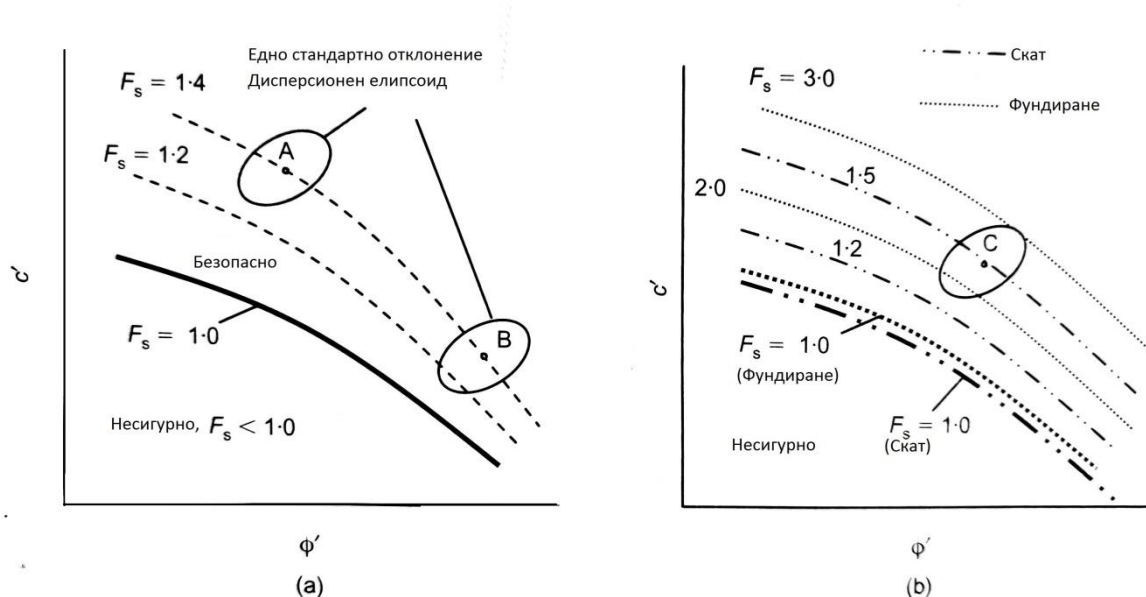
-Хоризонтално плъзгане на фундамента на стената;
 -Понижаване носещата способност на почвата под стената при наклонено и ексцентрично натоварване получено от теглото на стената и активния земен натиск P_a , действащи върху задната част на стената.

Анализът на сигурността на подпорна стена на фиг. 2.1 се извършва по EC7 и националните норми с помощта на софтуера GEO5 и Rocscience. Целта на това паралелно изследване е да бъдат съпоставени резултатите с изводите при вариационното смятане на използвания пример.

2.3.1 Гранични състояния на преобръщане и плъзгане

Използва се коефициентът на активния земен натиск по Coulomb, който се основава на предположението за плоска повърхност на приплъзване в почвата. Стойността е практически същата като по-строгият критерий за разрушение на Caquot и Kerisel [Жечев Н.] коефициент за активен земен натиск, който приема логаритмична спирална повърхност. Коефициентът по Coulomb е:

$$Ka = \left[\frac{\sin(\alpha - \varphi') / \sin \alpha}{\sqrt{\sin(\alpha + \delta) + \sqrt{\sin(\varphi' + \delta) \sin(\varphi' - \gamma) / \sin(\alpha - \gamma)}}} \right]^2 \quad (2.3)$$



Фиг. 2.3. Схематични сценарии, показващи възможни ограничения на коефициента на сигурност. (а) Случаите А и В имат еднакъв приблизителен $F_s = 1.4$, но случай А е по-надежден от случай В. (б) Случай С може да има $F_s = 1.5$ за склон и $F_s = 2.5$ за фундамент, но все пак да има подобно ниво на сигурност

където α и λ са наклоните (Фиг. 2.1) на задната повърхност на стената и подпряната повърхност на запълване по отношение на хоризонталата, φ' е ъгълът на вътрешно

триене на почвата, а δ е ъгълът на триене между бетонната стена и почвата. Водното ниво е под основата на подпорна стена. На фиг. 2.1 са създадени следните уравнения за стена с вертикален гръб (т.е. $\alpha = 90^\circ$):

$$P_{av}=P_a \sin \delta, \text{Arm}_{av}=b, W_1=0.5 g_{\text{стена}}(b-a)H, \text{Arm}_1=\frac{2}{3}(b-a)$$

$$W_2=g_{\text{стена}}aH, \text{Arm}_2=b-\frac{a}{2}, P_{ah}=P_a \cos \delta, \text{Arm}_{ah}=\frac{H}{3}$$

Функциите за изпълнение (P_{erF_n1} и P_{erF_n2}) по отношение на ротация и плъзгане са съответно:

$$P_{erF_n1}=W_1\text{Arm}_1 + W_2\text{Arm}_2 + P_{av}\text{Arm}_{av} - P_{ah}\text{Arm}_{ah} \quad (2.4)$$

$$P_{erF_n2}=b \times c_a - P_{ah} \quad (2.5)$$

Ако началното съпротивление на плъзгане има компонент на триене ($W_1 + W_2 + P_{av}$) $\tan \phi_a$, той може да бъде добавен към компонента на сцепление $b \times c_a$, без да се повлияе на описаната по-долу процедура на решение. Матричната формулировка [Ditlevsen, 0.] на индекса за сигурност β , която се препоръчва е:

$$\beta = \min_{x \in F} \sqrt{\left[\frac{(x_i - \mu_i)^T}{\sigma_i} \right] [R]^{-1} \left[\frac{x_i - \mu_i}{\sigma_i} \right]} \quad (2.6b)$$

където x е вектор, представляващ множеството от случайни променливи x_i , μ е вектор на средните стойности μ_i , R е корелационната матрица, σ_i е стандартното отклонение и F е коефициента на разрушение.

За примера за сигурност на фиг. 2.1, случайните променливи са ъгъл на триене на почвата ϕ' , ъгъл на триене на пласта δ и основна кохезия c_a . Очаква се ϕ' и δ да са положително корелирани и да се приеме коефициент на корелация 0.8, както е показано от корелационната матрица на фиг.2.1. Параметрите ϕ' , δ и c_a в по-горните уравнения приемат техните стойности от колонката, означена с „ x^* “. Стойностите x^* и функциите зависят от тях и се променят по време на търсенето на най-вероятната точка на разрушение.

Колонката, означена с ' μx ' във фиг. 2.1 съдържа уравнението:

$$\mu x_i = \frac{x_i^* - \mu_i}{\sigma_i} \quad (2.7)$$

където μ_i означава средната стойност, а σ_i е стандартното отклонение.

Първоначално колоната с надпис " x^* " съдържа средни стойности. За да се минимизира β чрез смяна на трите стойности " x^* " при ограничителни условия $P_{erF_n1} \leq 0$ и x^* стойността при $\phi' > \lambda$. (Ограничението $P_{erF_n2} < 0$ ще бъде посочено при извършване на анализ на сигурността по отношение на плъзгането.) Решението ($\beta = 2.491$) е показано на фиг. 2.1 за преобръщане. Решението за плъзгането ($\beta = 3.102$) също е показано.

Стойностите x^* , получени на фиг.2.1, представляват най-вероятната точка на разрушение на граничното състояние на повърхността. Това е точката на допирание (фиг. 2.2) на разширяващия се дисперсионен елипсоид с граничното състояние на преобръщане и още в долната част, с повърхността на крайно състояние на плъзгане.

Може да се отбележи следното:

За граничното състояние на преобръщане стойностите на x^* , показани на Фиг. 2.1, P_{erF_n1} по (2.4) са равни на нула.

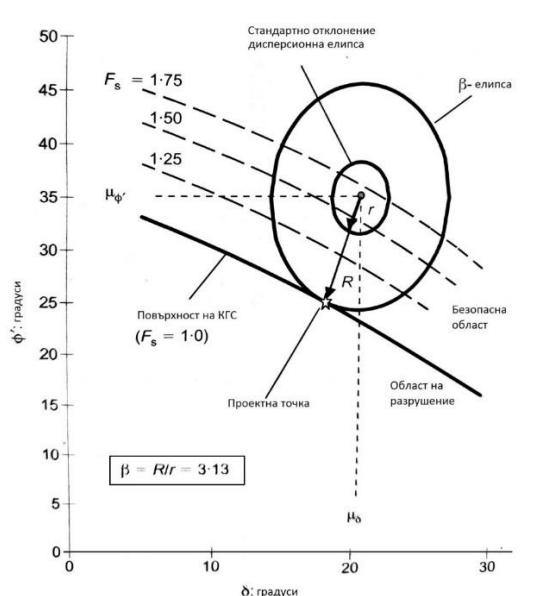
Следователно точката, представена от тези x^* стойности, лежи върху повърхността на преодоляване на граничното състояние. Това, че n_x стойността на c_a се оказва нула (поради x^* стойността на c_a , която изобщо не се отклонява от средната c_a), означава, че режимът на преобръщане е нечувствителен към базовата кохезия c_a , както би се очаквало при преобръщане и изобщо не зависи от c_a .

За всеки параметър отношението на средната стойност към стойността на x^* е подобно по естество на парциалните коефициенти при проектирането на гранично състояние (например, Еврокод 7 и националните норми). При проектиране с цел сигурност, обаче, не се уточняват парциалните коефициенти. Стойностите на проектните точки (x^*) се определят посредством изчисление и отразяват чувствителността, стандартните отклонения, корелационната структура и разпределенията на вероятностите по начин, по който парциалните коефициенти не могат.

Има възможност за изследване стойностите на приемането на некорелирани ϕ' и δ , чрез замяна на двете стойности 0,8 в корелационната матрица (Фиг. 2.4) с 0, повторно въвеждане на x^* стойности в средни стойности и повторно изчисление.

Получава се по-висок индекс на сигурност $\beta = 3,13$, както е показано на фиг.2.4. Двете елипси на Фиг. 2.4 са канонични (т.е. не-наклонени), защото корелационния коефициент е нула. Така в този случай, когато и двете стойности на ϕ' и δ са параметри на съпротивлението, пренебрегването на тяхната положителна корелация води до неконсервативна оценка на сигурността срещу преобръщане: $\beta = 2,49$ на фиг. 2.2 в сравнение с 3,13 на фиг.2.4 (От друга страна, ако двете случайни променливи са ϕ' и

δ почва, което логично също трябва да бъде положително корелирано, игнорирането на корелацията би довело до подценяване на индекса на сигурност β спрямо крайно състояние на преобръщане).



Фиг. 2.4. Проектна точка и нормални дисперсионни елипсоиди, илюстрирани в пространството на ϕ и δ . Коэффициент на корелация ρ е 0

Резултатите от анализа за сигурност при гранично състояние на плъзгане, дадени чрез уравнение (2.5), са показани в долната дясна част на фиг.2.1. Приема индекс на сигурност $=3,102$. Стойностите на x^* , както и трите ненулеви стойности на p_x означават, че плъзгащото гранично състояние е чувствително към всичките три параметъра, ϕ' , δ и C_a , като C_a е от най-голямо значение. Средната стойност на точката при (35, 20, 100) е безопасна срещу плъзгане; разрушението от хлъзгане се появява, когато стойностите на ϕ' , δ и C_a са намалени до показаните стойности: (29.136, 17.207, 60.866). Разстоянието от точката на безопасна средна стойност до тази на най-вероятна комбинация от параметри на разрушение, в единици на стандартни отклонения, е индексът на сигурност β , равен на 3.102 за този случай. Тази способност на анализа на сигурност, да търси най-вероятните x^* стойности (съответстващи на целево ниво на сигурност), без да предполагат никакви частични фактори на сигурност, е важна и желана опция, която позволява да се направи и обратно заключение за стойностите на парциалните коефициенти на сигурност. Целта на заключението е при проектирането да не се правят сложни изчисления, а да бъдат изведени препоръки за корекция на парциалните коефициенти за сигурност.

2.4 Проектиране на анкерирана шлицова стена въз основа на индекса на сигурността – втори етап на изследване

Тук ще се разгледа анкерирана подпорна стена с дълбочина на закотвяне d , определена така, че да постигне индекс на сигурност срещу разрушение от завъртане 2.5. Ще се обърне внимание и на оразмеряването с цел сигурност на свързващия прът с цел отново достигане на индекс на сигурност 2,5.

Анкерираната стена от фиг. 2.6 има обща височина, равна на L , от която d е дълбочината на закотвяне. Обемното тегло на почвата над водното ниво е γ (kN/m^3), а

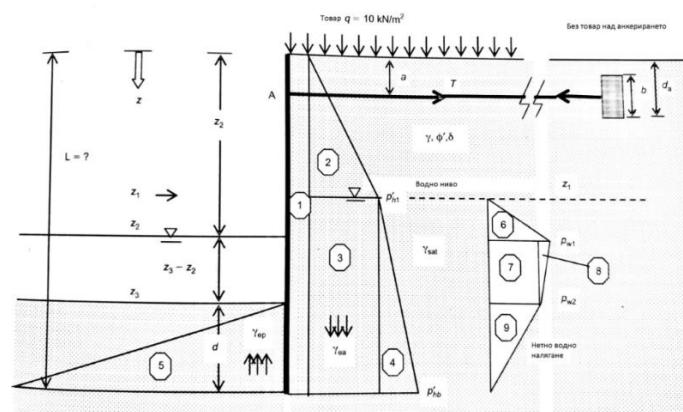
под него е γ_{sat} . Товарът, действащ в горната част на почвата, намираща се зад стената е означен с q . Свързващият прът действа хоризонтално на дълбочина a под горния ръб на стената. Определящи почвата свойства са ъгълът на триене ϕ' и ъгълът на триене δ при контакта почва-стена. В този пример кохезията на почвата е нулева. Водното ниво зад стената е на дълбочина z_1 от горен ръб стена. Нивото на временна промяна е означено с z_2 . Нивото на изкопа е z_3 . При анализа на сигурността дълбочините z_1 , z_2 и z_3 ще бъдат третирани като случайни променливи.

2.4.1 Модел без съдействие на почвата.

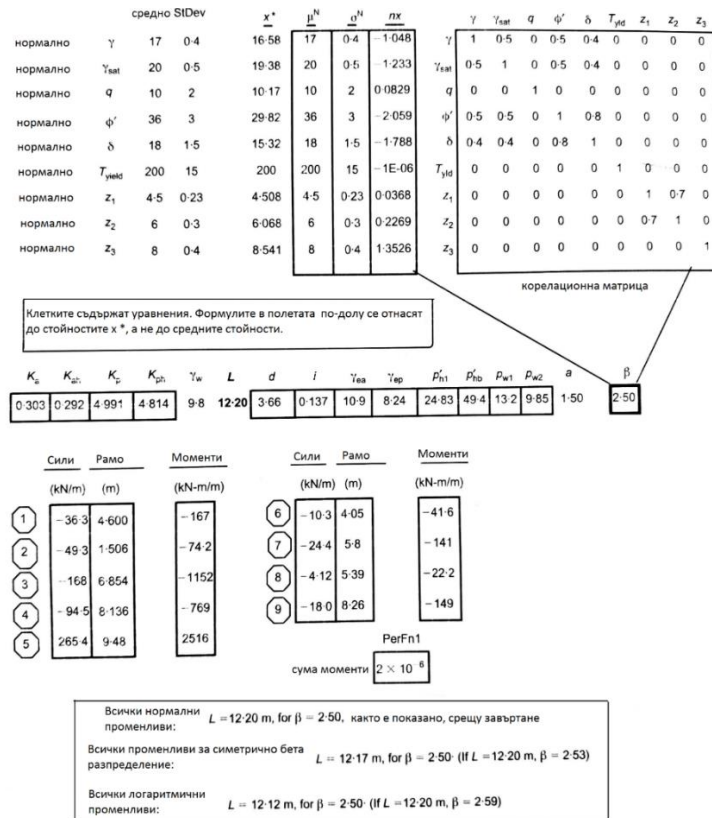
Моделът е зададен въз основа на стойностите на колоната x^* на фиг. 2.7. Първоначално тези x^* стойности са зададени равни на съответните средни стойности. За устойчиви условия срещу филтрация, обемното тегло на почвата под водното ниво е $\gamma_{ea} = \gamma' + i\gamma_w$, зад стената и $\gamma_{ep} = \gamma' - i\gamma_w$, пред стената, където γ' е единицата за тегло на водонаситена почва. i показва хидравличният градиент, равен на $(z_2 - z_1)/(2L - z_1 - z_3)$. Диаграмата с нетно порно водно налягане, показана на фиг. 2.6, е получена при предпоставка [57], че общото въздействие се разсейва приблизително равномерно по задната и предната повърхност на стената между водното ниво зад стената и нивото на откопаване. Тоест над дълбочина на потока в почвата $2(L - z_3) + (z_3 - z_1)$.

2.4.2 Несигурност и корелации при проектиране на анкерираните стени.

За конкретния случай, приетите средни стойности и стандартни отклонения (StDev) на деветте произволни променливи са както е показано на фиг. 2.7.



Фиг.2.6 Обозначения за основаващо се на сигурност проектиране на анкерирана стена с установен режим на инфилтрация. Несигурността във водните нива (z_1 и z_2) и почвените свойства ще се отрази в анализите



Фиг. 2.7 Проектиране, основано на сигурност на височината на стената L , за целевия индекс на сигурност от 2.50. Необходимото заковъчане е (L - средно z_3)

За случая от фиг. 2.7, несигурността в параметри z_1 , z_2 и z_3 може да възникне поради недостоверни или колебаещи се кога на водно ниво и вероятни отклонения от проекта на действителното ниво на откопаване. Тъй като нормалната променлива се намира в рамките на \pm три стандартни отклонения от средната стойност с вероятност 0,997, може да се разглежда средната стойност от 8 м и стандартното отклонение от 0,4 м за нивото на откопаване z_3 като се предполага, че z_3 е почти сигурно е в рамките на обхват от 6,8м до 9,2 м, като 8,0 м е най-вероятната стойност.

2.4.3 Изчисляване на пълната височина на стената L с цел получаване на стойност за индекс на сигурност $\beta=2,5$

Като се има предвид несигурността и корелационната структура на фиг. 2.7, при положение че колоната x^* първоначално е дала средните стойности, желателно е да се намери необходимата обща височина на стената L , така че да се постигне индекс на сигурност 2,5 по отношение на разрушението при завъртане около точка „А“ на анкера.

Установено е, че височината на стената $L = 12,2 \text{ m}$, с очакваната дълбочина на заковъчане $= L - \mu_{z3} = 4,2 \text{ m}$, дава индекс на сигурност $\beta = 2,50$. В този случай функцията на поведението равна на сума моменти е нелинейна и продължителното триене на деветте случайни променливи. Специфичен е факта, че в точката, в която деветмерният дисперсионен елипсоид докосва повърхността на крайно гранично състояние, двете единични тегла γ и γ_{sat} (16,58 и 19.38) са по-ниски от съответните им

средни стойности, противно на очакването, че по-високото тегло на единица обем ще доведе до по-висок активен земен натиск и следователно до по-голяма нестабилност.

Клауза 8.3-21 от Еврокод 7 изисква да се направи преоразмеряване на стени, които разчитат на пасивна устойчивост. Това е като застраховка „за непредвидените природни дейности или хора, които нямат техническа оценка на изискванията за стабилност на стената“.

На фиг. 2.7, когато се извършва анализ на сигурността, като се приемат бета-разпределителни променливи, използваните параметри са (4, 4, средно – $3 \cdot \text{StDev}$, средно + $3 \cdot \text{StDev}$). Например, на товара q ще бъдат дадени параметри на бета разпределение {4, 4, 4, 16}. Както е обобщено в долната част на фиг. 2.7, за целевия индекс на сигурност 2,50, необходимата обща височина на стената е L е 12,2м, 12,7м и 12,12м, когато всичките девет променливи следват съответно нормалното разпределение, бета разпределението и логаритмичното разпределение. Тъй като $\mu_{z3}=8.0\text{m}$, тези необходими стойности на L съответстват на очакваните дълбочини на закотвяне съответно 4,20м, 4,17м и 4,12м. Разликата в необходимата височина на стената L достига максимална стойност от 0,17 м при $\sigma_{z3} = 0,8 \text{ m}$, когато изискваната L е 13,21 м, приемайки логаритмични променливи, и 13,04 м, ако приемаме симетрични BetaDist променливи. От практическа гледна точка разликата между 13,21 м и 13,04 м е малка и следователно изискваната височина L може да се счита за нечувствителна към трите предполагаеми разпределения на вероятността за конкретния случай. Такава нечувствителност на дизайна към основните разпределения на вероятността не винаги може да се очаква.

2.4.4 Вероятности за разрушение произтичащи от коефициентите на сигурност и от симулациите в Монте Карло

Сравненени са вероятностите за разрушение от ротация, получени от коефициентите за сигурност, с тези от симулациите в Монте Карло (с корелация), за $L = 12,2 \text{ m}$.

2.4.5 Проектиране с цел сигурност на необходимата средна якост на анкерния прът

За конкретния случай границата на провлачване (T_{yield} , в kN/m) на анкера е $pr^2\sigma_{\text{yield}}$ /(хоризонтално разстояние между прътите), където pr^2 е площта на напречното сечение на армировъчния прът, а σ_{yield} е напрежение при границата на провлачване на стоманата. Функцията на поведението за пластифициране на пръта е $\text{PerFn2} = T_{\text{yield}} + \text{сума(сили от 1 до 9)}$, където T_{yield} кореспондира на стойността на колоната x^* от Фиг.2.7, а силите от 1 до 9 са колонката под надписа „сили“ на същата фигура. За $L = 12,2 \text{ m}$, като T_{yield} има коефициент на изменение от 7,5% и при наличието на други несигурности, както е показано на фиг. 2.7.

2.4.6 Разграничаване на отрицателни от положителните коефициенти на сигурност

Изчисленият индекс β може да се разглежда като положителен само ако стойността PerFn е положителна в средната стойност. За конкретния случай, средната стойност на

точката дава положителен P_{erF_n} за $L > 10,2$ m. Изчисленият индекс β се увеличава от около 0 (еквивалентен на коефициент на сигурност, равен на 1,0), когато L е 10,2 m, на 2,5, когато L е 12,2 m за предполагаемите нормални променливи от фиг. 2.7.

2.4.7 Корелационни матрици за позитивно дефиниране

Корелационната матрица трябва да бъде определена положително. Например, да бъдат съобразени коефициентите на корелация, които се разделят между три случайни променливи X_1 , X_2 и X_3 : ако $\rho_{12} = \rho_{13} = 0.8$, коефициентът на корелация ρ_{23} трябва да бъде по-голям от 0,3, за да може R да е положителен.

Когато и двете случайни променливи X_2 и X_3 са положително корелирани с X_1 (чрез $\rho_{12}=\rho_{13}=0.8$), тогава X_2 и X_3 също трябва да бъдат в положителна връзка помежду си до известна степен (>0.3).

2.4.8 Метод за свързване на реактивната повърхнина с ограничена оптимизация

Експлоатационното гранично състояние може да бъде оценено само с помощта на самостоятелен краен елемент или програми по крайни разлики.

2.5 Обобщение и заключения

За основа на изводите и препоръките служат резултатите от достоверен експеримент на основа на вариационно смятане за два вида подпорни стени, който подпорна е в много добро съответствие с резултатите от симулациите в Монте Карло (Таблицы 2.1 и 2.2). Разликите между проектирането на базата на сигурност и проектирането от Eurocode 7 са обсъдени накратко. Счита се, че предимствата на проектирането, базирано на сигурност, се състоят в способността му да отразява изрично корелационната структура, стандартните отклонения, разпределението на вероятностите и чувствителността, както и в търсенето на най-вероятната комбинация от разрушение от параметрични стойности за всеки случай, без да се разчита на фиксирани частични фактори на сигурност, както е в Еврокод и националните норми. Съответно на всяка желана стойност на коефициента на сигурност има и сравнително точна проста оценка на вероятността от разрушение. Поради високата степен на достоверност на използвания числен експеримент може да бъде приложена и обратната логика, а именно как получените резултати да бъдат приложени за уточняване на парциалните коефициенти за усъвършенстване на точността на Ек7. По този начин методологията за сигурност ще съответства на духа на Ек 7, тъй като и в двата случая стремежът е да повишат рационалността на процедурите за проектиране, които не трябва да бъдат статични и окончателни.

Направените заключения ще допълнят и уточнят резултатите постигнати в Глава 3. От изследването може да бъдат обобщени следните изводи:

1. Максималните стойности на парциалните коефициенти на сигурност се постигат при корелационни матрици за позитивно дефиниране при коефициенти на корелация

между две случайни променливи 0,8. При повече от две променливи останалите две величини трябва също да бъдат в положително връзка с коефициент на корелация $>0,3$. В случай, че корелацията се игнорира, то се получават резултати за индекса на сигурност около 25% в посока на несигурността – от 2,491 индексът става 3,13;

2. След изчисляване на отношението α^* / μ_i , което отговаря на физическия смисъл на парциалните коефициенти за сигурност в ЕК7 се получава както следва:

- за парциален коефициент на ъгъла на вътрешно триене 1,32 при стена на преобръщане, 1,20 при плъзгане, 1,21 при анкерирана шлицова стена или средно $(1,31+1,20+1,21)/3=1,245$, което отговаря на възприетия в ЕК7 парциален коефициент на сигурност 1,25;

- за парциален коефициент на ъгъла на триене между вертикална стена и почва 1,29 при стена на преобръщане, 1,16 при стена на плъзгане и 1,17 при анкерирана шлицова стена или средно $(1,29+1,16+1,17)/3=1,20$, което по стойност отговаря на парциален коефициент по националните норми за ъгъла на вътрешно триене;

- за парциален коефициент на кохезия 1,64 при анкерирана шлицова стена, което надвишава 2,5% парциалния коефициент 1,6 по националните норми и 31,2% надвишение на коефициента по ЕК7. Резултатът показва, че парциалния коефициент за кохезията следва да не бъде по-малък от 1.60, предвиден в националните норми и следва да бъде възприет като условие и в ЕК7;

3. Констатацията за парциалните коефициенти е 1,25 за ъгъла на вътрешно триене и 1,6 за кохезията отговарят на на ЕК7 и националните норми. За да бъде изяснен проблемът кои от нормите са по-достоверни, следва да бъде направено сравнение за свлачищните сили на коректна основа в съответствие с DA-3 за почви в долния и горния диапазон според ЕК7, както между двата вида норми, така и при варианта с двата вида максимални парциални коефициенти на сигурност, за изкоп с височина 6м по аналогия с полу-гравитационната стена при обемна плътност 18kN/m^3 – фиг-2.10 и фиг.2.11. В табл.2.3 са изчислените по програма Rocscience свлачищни сили в kN за откоса при коефициент на сигурност единица по трите вида съчетания на парциалните коефициенти за сигурност на ъгъла на вътрешно триене и кохезията.

а) по националните норми

кохезия	3,125	6,25	9,375	12,5	15,625	18,75	21,825
$\phi_u=12,5$	284.96	234.57	184.18	134.54	89.28	44.02	0.00
$\phi_u=29,16$	84.02	53.65	23.53	0.00	0.00	0.00	0.00

b) по ЕК7

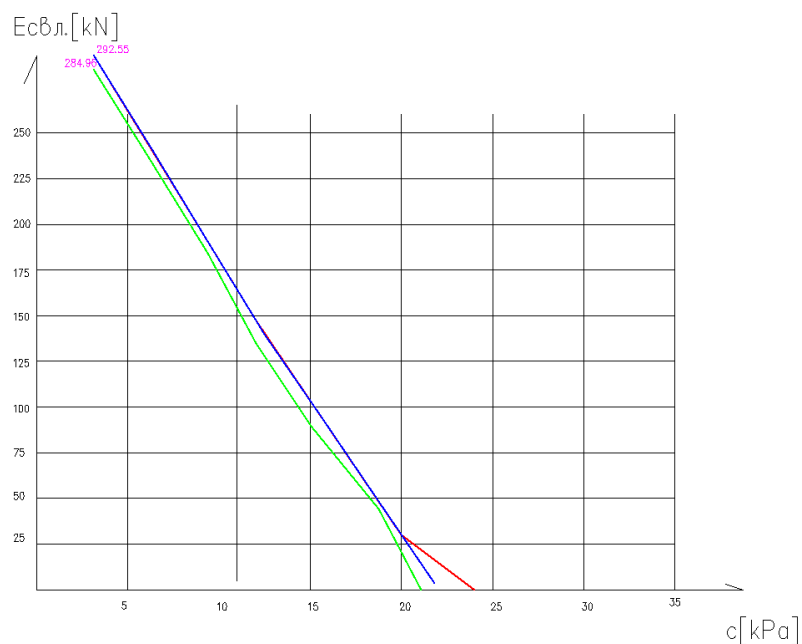
кохезия	4	8	12	16	20	24	28
$\phi_u=12$	278.31	213.22	148.14	88.49	30.00	0.00	0.00
$\phi_u=28$	86.12	44.83	5.49	0.00	0.00	0.00	0.00

c) ЕК7 за ъгъла на вътрешно триене и национални норми за кохезията

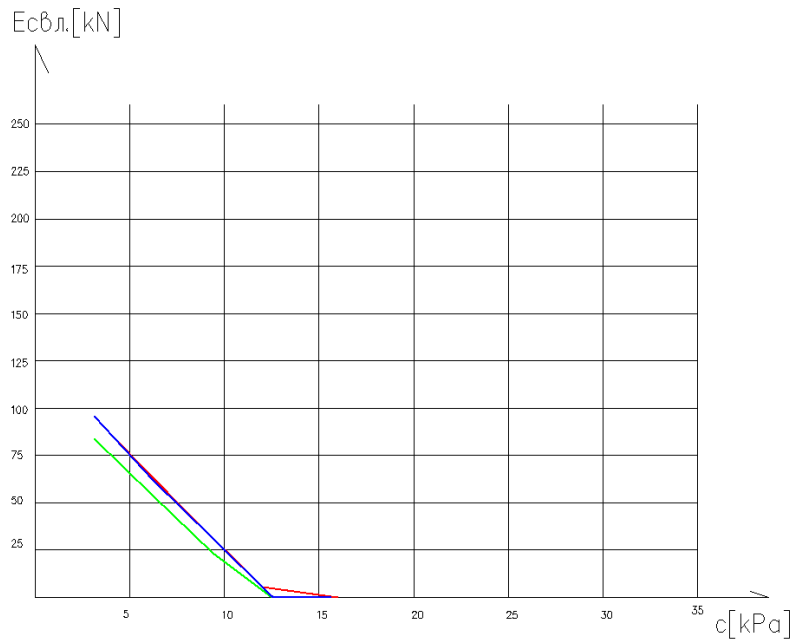
кохезия	3,125	6,25	9,375	12,5	15,625	18,75	21,825
$\phi_u=12$	292.55	241.7	190.85	140.00	93.97	48.28	3.33
$\phi_u=28$	95.83	62.05	31.31	0.57	0.00	0.00	0.00

Табл.2. 3: Изчисление на свлачищни сили за двата вида почви в долния диапазон при $\phi_k=15^0$ и горния диапазон при $\phi_k=35^0$

a) по националните норми, b) по ЕК7, c) ЕК7 за ъгъла на вътрешно триене и национални норми за кохезията



Фиг.2. 10: Графика на свлачищните сили по българските норми (НП), по ЕК7 и по предложението с максимални парциални коефициенти на сигурност в долния диапазон на почви с $\phi_k=15^0$, $h=6\text{м}$



Фиг.2. 11: Графика на свлачищните сили по българските норми (НП), по ЕК7 и по предложението с максимални парциални коефициенти на сигурност в горния диапазон на почви с $\phi_k=35^\circ$, $h=6\text{м}$

От графиките се констатира, че за намаление на риска и увеличение на сигурността е по-правилно да бъде използван ЕК7. И за двата диапазона на почвите, сигурността чрез оразмерителните криви на свлачищните сили по ЕК7 превъзхождат сигурността по националните норми. Обвивната гранична линия на сигурността при парциални коефициенти 1,25 и 1,6 за ъгъла на вътрешно триене и кохезията с малки отклонения се слива с кривите по ЕК7. Основното обяснение се състои във факта, че основен принос към сигурността има парциалния коефициент за сигурност 1,25 за ъгъла на вътрешно триене и е препоръчително неговата стойност да не бъде намалявана. Стойността 1,25 се потвърждава и от настоящото изследване. За кохезията е препоръчително парциалния коефициент на сигурност да не бъде по-малък от 1,6. Резултатите от направеното изследване ще подпомогнат проектантите в дилемата на кои норми да разчитат при проверката на сигурността на откосите. Изследването предстои да бъде задълбочено в Глава 3 за уточняване на общия коефициент на сигурност във връзка с климатичните промени.

4. В нормите съществува дискуссионен проблем относно процента на занижение на пасивното съдействие на почвата в зоната на закотвяне на шлицовите стени и пилотите. Проблемът възниква от големите относителни деформации при задействане на пасивното съпротивление. Деформациите може да компрометират сигурността на подпорната конструкция. Деформациите за задействане на пасивната зона са около 6 пъти по-големи от тези при активния земен натиск. В Еврокод се изисква коефициент на сигурност 1,40 за капацитета на закотвянето, определено с изчислителните характеристики на пасивното съдействие. В нашите и руски норми пасивният натиск и кохезията се занижават от 30% до 50%. От резултатите в настоящото вариационно

изследване, вероятната закотвяща дълбочина на шлицовата стена варира в диапазона от 4,2 до 5,25м, т.е разликата е в границите на 25%.

Резултатът от изследването може да се използва за уточняване на дълбочината на закотвяне при изпълнение на две условия.

На първо място – закотвящата дължина да бъде определена с изчислителни почвени характеристики на пасивното съдействие при коефициент на сигурност 1. Резултатът за получената дължина да бъде умножен с коефициент 1,25.

Вторият подход подобно на българските и руски норми може да бъде определен коефициент на намаление на съдействието на пасивния земен натиск. В случая този коефициент ще бъде равен на $4,2^2/5,25^2=0,64$. Резултатът се включва в интервала на българските и руски норми от 0,5 до 0,7 и може да бъде приет за достоверен.

5. Най-слабо чувствителни към вариационното изследване са полезния товар и усилието в анкерите.

6. Включването на отрицателни коефициенти на корелация довежда до намаление на обемните тегла на почвата спрямо средните стойности под и над водното ниво. Отклонението оказва слабо влияние в рамките на 2-3% в посока на несигурността и не следва да бъде отчитано по методиката на парциалните коефициенти за сигурност със стойности под единица.

Глава 3: Риск при проучване и проектиране за стабилизация на откоси. Климатични промени. Уточняване на условията за стабилитет

3.1 Риск при проектиране и стратегия за проучване на нестабилни откоси

Целта при изследване на риска при геоложките проучвания е /1/ да бъде оценена степента на риска при строежи заради проблеми със земната основа, /2/ да се предложи стратегия на проучването във връзка със сигурността на земната основа, риска и сложността на съоръженията и /3/ да се оценят нивата на сигурност и риск в перспектива.

Важна причина за неадекватно проучване на подпорни съоръжения е липсата на подходящо стратегическо планиране, осигуряване на време и финансиране. Изследването очертава четири нива на проучване на обектите, които след това се комбинират със сигурност, риск и сложност за формиране на стратегическа матрица. Дадена е поток - диаграма на действията. Те формират основата на стратегия, така че проучванията да могат да бъдат адекватно планирани и финансирани. Предложените нива на сигурност и риск трябва да бъдат преразгледани, за да се определят по-строги критерии за животозастрашаващи ситуации и да могат да бъдат смекчени при отчитане на финансовата несигурност на един строителен проект.

3.1.2 Риск при геотехническо строителство причинен от почвени условия

Проучване от 1984 г. на 87 проекта за тунели и шахти в САЩ [National research council] стига до заключението, че е необходимо подобрене в управлението на проучванията на терена и на нивата и обема на свършената работа. Средният разход за проучвания на място е 0,44% от оценката на инженерите за строителството (варира от 0,01% до 24,4%). Подробният анализ на проектите показва пряка връзка между точността на прогнозната стойност (във връзка с приключените разходи) и размера на обследването.

По-късно американско проучване [Sowers G.F.] за 500 показва, че 88% от повредите са произведени от човешки грешки в геотехниката. Повечето проблеми възникват в процеса на проектиране (приблизително 75%). Броят на инцидентите може да бъде намален както чрез подобряване както на комуникацията между отделните части, така и на проекта.

Във Великобритания доклад на ICE Ground Engineering Board [Institution of civil engineers] гласи, че в геотехническото инженерство, най-големият елемент от технически и финансов риск обикновено се намира в терена. При геотехническите проекти две представителни проучвания показват, че 37% и 50% са претърпели забавяне поради наземни проблеми. Подобни проблеми са докладвани за пътни и мостови съоръжения. Доклад на правителството [National audit office "Department of Transport"] показва, че средното крайно увеличение на средствата за изходящи разходи над тръжните стойности за изпълнени договори за магистрала е нараснало от 15% през 1986-87 г. на 28% през 1990-91 г. Анализът на 17 договора показва, че 44% от увеличението на разходите се дължи на непредвидени условия на терена и земни работи: по-ранен анализ на 42 договора, изпълнени през 1988-89 г., показва, че увеличението на геотехническите разходи е 40% от общото превишаване (отново 28% от стойност на договора за 1988-89 г.).

През 1990-91 г. стойността на възложените договори за магистрала е 980 милиона евро, сума, която представлява около 17% от всички строителни работи за същата година. Ако се приеме, че тези договори са увеличили разходите с 28% и че 40% от тази цифра (около $0,4 \times 28\% = 11\%$) се дължи на геотехнически проблеми, то годишната цена на геоложката несигурност по магистралите е около 110 млн. Евро, Ако по-нататък се приеме, че тези цифри могат да бъдат екстраполирани към всички строителни работи, тогава разходите за геотехническа несигурност през 1990-91 г. могат да бъдат оценени от порядъка

$$\frac{980}{0.17} * 0.11 = 630 \text{ милиона евро.}$$

Въпреки че тази цифра може да не е точна, тя все пак показва възможна прогноза на разходите за страната поради неподвижването на геоложките условия.

Още по-негативни са резултатите при строежа на първи метродиа метър на софийското метро през 2008-2009 г. където авторът има участие в изработването на проекти за основните съоръжения в централната част на София. Геоложките изследвания са тотално подценени от контрактора. Първоначално се стигна до „джет граутинг“ стабилизация на стартовата шахта, след това се наложи усилване на тунела под р.Перловска и накрая строителството зацikli пред президентството заради разлива на минералния извор. Стойността на възложения договор на японската фирма „Тайсей“ е 90 милиона евро, сума, която представлява 100% от всички строителни работи за периода на строежа на първи метродиа метър. По данни от контрактора след края на строителството има увеличаване на разходите с 67% и че поне 90% от тях (около $0,9 \times 67\% = 60,30\%$) се дължат на подценени геоложки условия. Тоталната цена на геоложката несигурност по първи метродиа метър е $90 \times 0,603 = 54,27$ млн. Евро. С тази допълнителна сума стойността на съоръженията по първи метродиа метър приближи 150 милиона евро, което съвпада с приключените разходи на контрактора.

Във Великобритания данните за разходите за проучвания на терена не се отчитат, но публикуваните данни [Whyte I.L., Peacock W.S] предполагат средна стойност от 0,5% от разходите по договора. Цифра, подобна на тази, отчетена в американското тунелно проучване. Следователно цената на проучването на терена за магистрала през 1990-91 г. във Великобритания дава около 4,884 милиона евро. Вероятно е сравнително скромното увеличение на разходите за обследване / планиране да доведе до значително намаляване на „непредвидените“ геотехнически ситуации. Американското тунелно проучване съобщава, например, че средно 3% изразходвани за обследвания биха били достатъчни, за да се избегнат големи рискове и договорите да се изпълнят в заложените финансови рамки. Интересно е да се отбележи, че подходът на Обединеното кралство към магистралите [National audit office] е да препоръча прехвърляне на риска от клиента към изпълнителя – практика широко използвана и у нас от възложители навсички нива, а не да инвестира повече в технологии, с цел избягване на несигурността.

3.1.3 Класове на риск и сигурност при проучване на терени

По-подробна оценка на изискванията за проучване на обекта е представена през 1987 г. в проект на модел за Еврокод 7 [Commission of the european communities common unified rules for geotechnics design.] – табл.3.2

Табл.3.2

Геотехническа категория	Конструкция	Теренни условия
1	Малка, проста, ясна	Единни адекватни характеристики
2	конвенционален	разнообразен
3	Големи необичайни	Сложни проблемни лоши характеристики

Направен е подробен коментар за различните характеристики на всяка геотехническа класификация. Не се предлагат обаче насоки как да бъде обезпечена нормативно малка, проста конструкция върху сложна и проблемна основа.

Разработени са фактори за това как проектантите да се справят с риска и сигурността на специфични геотехнически проблеми, например Cole [Cole K.] съобщава за стратегия за изграждане в райони на изоставени плитки мини.

3.1.4 Оценяване на риск, сигурност и сложност

Рисковете са свързани с опасности и шансовете за претърпяване на неблагоприятни последици и загуби. Анализът на опасностите може да доведе до количествено определяне на вероятността от възникване на риск.

Сигурността е свързана с вероятност за отказ, риск, както следва:

$$R=1.0-P_f$$

Където R=сигурност

P_f =вероятност за отказ

По този начин рисковото събитие 1: 100 е 99% надеждно, може да предизвика безпокойство и дори не може да бъде приемливо. Събитие от 1: 10 000 е 99,99% надеждно и може да не предизвиква големи притеснения.

Най-високият допустим риск в практиката на геотехниката не надвишава 95%. При надвишаване на тази граница се стига до сериозно преоразмеряване на подпорните съоръжения. Примери за някои фактори на риска и сигурността и техните степени са представени в таблица 3.4. Факторите, които съдържат сложност, също се разглеждат. Други елементи могат да се считат за необходими на базата на индивидуален проект, например политическа несигурност, тероризъм, война.

Таблица 3. 4

Сложност			
Конструктивно	Сложен	рутинен	прост
Геотехнически	Комплексен	променлив	безпроблемен
Хидрогеология	променлив	прост	неуместен
Рискове	опасен	отровен	фитотоксичен прост
Възстановителни мерки	комплексен	рутинен	
	-		

Оценката на нивата на риск / сигурност и сложност трябва да е субективна при повечето обстоятелства. Възможно е обаче например:

3.1.4.1 Риск и сигурност на укрепваните терени

Абсолютната стабилност може да не е необходима, но може да се изисква за особено чувствителни конструкции, като ядрена централа и язовири, където се изисква 100% ефективна сигурност.

3.1.4.2 Геотехническа сложност

Почвените условия могат да бъдат трудни и проблематични. Възможна е алувиална последователност на отлаганията, които варират странично и вертикално. Тези условия се дефинират като сложни. Когато заляганията са известни, сравнително еднакви и показват добри характеристики, тогава условията могат да се считат за безпроблемни.

3.1.4.3 Етапи на геоложко проучване

В *таблица 3.5* са посочени четири етапа на обследване:

Дейност	Ниво			
	A	B	C	D
Предварително/настолно проучване	Общо	Подробно	Обширно	Пълно
Изпитателни пробиви/сонди	Някои	Възможни	Специални	Специални
Сондажи		Стандарт	Специфични	Специални
Вземане на проби/тестване	Идентифициране	Рутинни	Специални	Особени
Мониторинг		Възможни	Някои	Обширни
Доклад	Потвърдително	Умело	Авторитетно	Специализирано

3.1.5 Стратегически модел на проучване

Предишните стратегии за обследване са преразгледани. Въпреки че са полезни, те не са достатъчно пълни, за да отчитат различните рискове / нива на сигурност и сложност на инженерните работи. Ориентировъчен модел на стратегията, включващ съображенията, дадени по-горе, е показан в *таблица 3.6*.

		Надеждност на почвата		
		Висока	Умерена	Ниска
СЛОЖНОСТ	Ниска	A	(A)→B→(C)	B→C
	Средна	B	B→C	B→C→(D)
	Висока	B→C	B→C→(D)	C→D
		Нисък риск	Среден риск	Висок риск
		ЗЕМЕН РИСК		

Таблица 3.6

Нива на проучване (А, В, С, D) във връзка със сигурността на земната основа, риска и сложността.

Примерите за възможни комбинации включват:

3.1.5.1 Малка подпорна конструкция (конструкция с ниска сложност).

Подпорна стена на площадка на „слаба основа“ (която може да бъде открита от базовото обследване) трябва да се третира по-предпазливо поради повишения риск от нестабилност и по-трудни условия на фундиране.

Конструкция, която трябва да се изгради върху замърсена земя, съдържаща „силно токсични“ замърсители, може да представлява ясна структура на високорискова площадка, когато има опасност относно безопасността на хората. "Рутинно" обследване може да идентифицира високорисковите елементи в тези области, но след това се извършват специални обследвания.

3.1.5.2 Обикновени подпорни конструкции

По-рутинните конструкции включват транспортната и градска инфраструктура, строителни изкопи и др. Канализационният тунел в среда на еднообразна глина може да представлява работа "умерена" сложност с "висока" сигурност, т.е. с нисък риск. Може да се използва "рутинно" проучване, за да помогне за определянето на рисковете, но това е редно да бъде подкрепено със специални проучвания (С) и, ако е оправдано, нива на високи обследвания (D).

3.1.5.3 Усложнени съоръжения

Сигурността при земни работи би се отнасяла не само до конкретни геотехнически операции на обекта (например дълбоки изкопи, тежко фундиране), но може да включва и по-широки съображения като регионална сеизмичност, режим на подземните води и др.

Трябва да се отбележи, че изборът на ниво на обследване и стратегия може да бъде обусловен от естеството на несигурността. Следователно фактори, които предлагат финансова печалба могат да бъдат приети със сравнително по-високи рискове (т.е. по-ниски нива на обследване), отколкото фактори, които предлагат рискове за живота.

На таблица 3.7 е показана схема на процеса - диаграма, която дава итеративната процедура. Тя е получена от общи съображения и може би трябва да бъде променена, за да отговаря на конкретните условия на всеки случай.

Представена е стратегия за избор на нивото на проучване на обекта според степента на необходимия риск или сигурност.

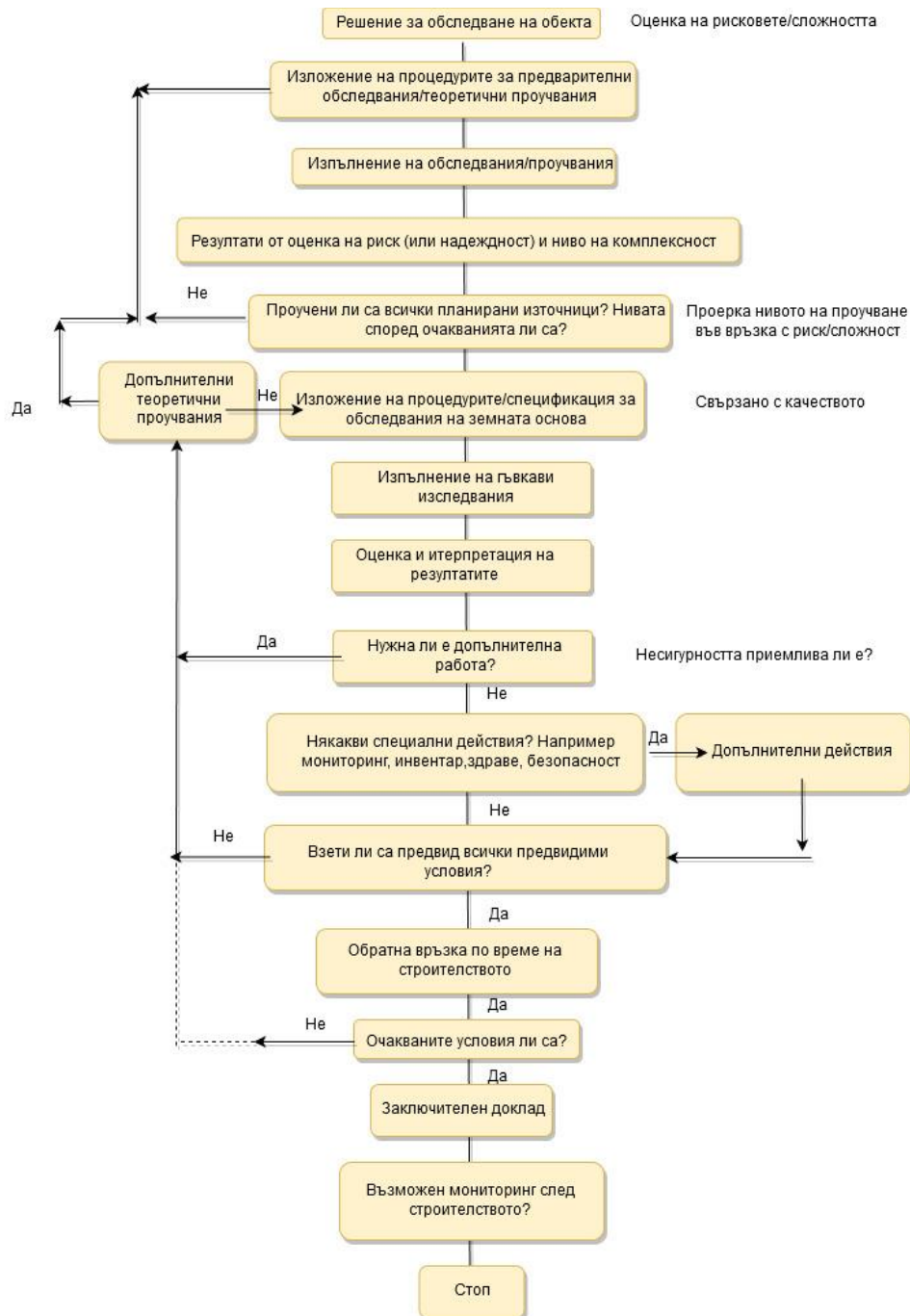


Таблица 3.7

3.2 Отчитане на климатичните промени при проектиране стабилизацията на откоси

Изследването е продължение на Глава 2 от аспекта на хидромеханичен модел за моделиране на пороен дъжд и уточняване чрез числен експеримент на граничните парциални и общи коефициенти на сигурност.

Както хидравличните свойства, така и свойствата на якост на срязване на неводонаситени почви могат да повлияят на стабилността на почвен склон по време на дъждовни бури, които не са рядкост при климатичните проблеми.

Целта на настоящото изследване е от съществуващите разработки да бъде обобщен и анализиран свързан хидромеханичен модел за стабилност на склона, основан на метода на крайните елементи/МКЕ/.

3.3 Анализ стабилитета на откос по МКЕ чрез хидромеханично числено моделиране

В това проучване се използва свързано хидромеханично моделиране с крайни елементи, за да се проучи работата на ненаситения почвен склон по време на дъждовна буря. Могат да се получат както деформация, така и коефициент на сигурност за оценка на устойчивостта на склона.

3.3.1 Теоретичен модел на съвместното хидромеханично моделиране

Пропускането и деформацията на ненаситена почва при изотермични условия изискват съвместно решение на управляващите уравнения, описващи равновесието на почвената структура и масовия поток на водната фаза. Изискват се и конститутивните отношения за масива и водата. Има разработки за свързан анализ на ненаситени почви и числени решения на комбинирани проблеми с филтрацията и деформацията [Lloret, A., Gens, A., Battle, F. & Alonso, E. E.; Fredlund, D. G. & Rahardjo, H.; Terzaghi, K. and Peck, R.B.; Mocket I., Simm J.].

Съставните връзки за структурата на почвата и водната фаза [Parkhurst, S. and Flavell, R.] са:

$$\frac{dV_v}{V_o} = m_1^s d(\sigma_{\text{средно}} - u_a) + m_2^s d(u_a - u_w) \quad (3.1)$$

$$\frac{dV_w}{V_o} = m_1^w d(\sigma_{\text{средно}} - u_a) + m_2^w d(u_a - u_w) \quad (3.2)$$

където V_o е първоначалният общ обем на референтния почвен елемент, V_v е обемът на почвения масив, V_w е обемът на водата, $\sigma_{\text{средно}}$ е средното общо нормално напрежение, u_a е порното налягане на въздуха, u_w е порното налягане на водата, $\sigma_{\text{средно}} - u_a$ е средното нетно нормално напрежение, $u_a - u_w$ е матричното засмукване, m_1^s е коефициентът на промяна на обема на неводонаситената почва по отношение на промяната на средното нормално напрежение, m_2^s е коефициентът на промяна на обема на неводонаситената почва по отношение на промяна в матричното засмукване, m_1^w е коефициентът на промяна на обема на водата в порите по отношение на промяната на средното нормално напрежение, m_2^w е коефициентът на промяна на обема на водата в порите по отношение на промяна в матричното засмукване.

Коефициентите на промяна на обема могат да бъдат изчислени от съставните повърхности за коефициента на порите e и обемо-метричното водно съдържание Θ_w на почвата:

$$m_1^s = \frac{1}{1+e_0} \frac{de}{d(\sigma_{\text{средно}} - u_a)} \quad (3.3)$$

$$m_2^s = \frac{1}{1+e_0} \frac{de}{d(u_a - u_w)} \quad (3.4)$$

$$m_1^w = \frac{\partial \theta_w}{\partial (\sigma_{\text{средно}} - u_a)} =$$

$$= \frac{S}{1+e_0} \frac{de}{d(\sigma_{\text{средно}} - u_a)} + \frac{e}{1+e_0} \frac{dS}{d(\sigma_{\text{средно}} - u_a)} \quad (3.5)$$

$$m_1^w = \frac{\partial \theta_w}{\partial (u_a - u_w)} = \frac{S}{1+e_0} \frac{de}{d(u_a - u_w)} + \frac{e}{1+e_0} \frac{dS}{d(u_a - u_w)} \quad (3.6)$$

където S е степента на насищане, а e_0 е началното съотношение на празнините.

Ако се приеме, че почвата се държи като изотропна и идеално линейно еластичен материал и като се има предвид равновесието на структурата на почвата и непрекъснатостта на водата, свързаните нелинейни частни диференциални уравнения за просмукване и двумерна деформация на равнината могат да бъдат изразени както следва [Parkhurst, S. and Flavell, R.]:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left\{ \frac{E}{(1-2\mu)(1+\mu)} \left[(1-\mu) \frac{\partial u}{\partial x} + \mu \frac{\partial v}{\partial y} - \frac{1+\mu}{H} (u_a - u_w) \right] \right\}$$

$$+ \frac{\partial}{\partial y} \left[G \left(\frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial y} \right) \right] + b_x = 0 \quad (3.7)$$

$$\frac{\partial}{\partial y} \left[G \left(\frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial y} \right) \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left\{ \frac{E}{(1-2\mu)(1+\mu)} \left[\mu \frac{\partial u}{\partial x} + (1-\mu) \frac{\partial v}{\partial y} - \frac{1+\mu}{H} (u_a - u_w) \right] \right\} + b_y = 0 \quad (3.8)$$

$$\frac{\partial}{\partial x} \left[k_x \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{u_w}{\gamma_w} + y \right) \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[k_y \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{u_w}{\gamma_w} + y \right) \right] =$$

$$= \frac{\partial}{\partial t} \left\{ m_1^w \frac{E}{3(1-2\mu)} \left(\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} \right) + \left[m_2^w - \frac{m_1^w E}{(1-2\mu)H} \right] (u_a - u_w) \right\} \quad (3.9),$$

където u е хоризонтално преместване, v е вертикално преместване, μ е коефициентът на Поасон, E е модулът на еластичност на почвата по отношение на промяна на средното нормално напрежение [$E=3(1-2\mu)/m_1^s$], H е модулът на еластичност на почвата по отношение на промяна в матричното засмукване [$H=3/m_2^s$], b_x и b_y са сили на масива в посоките x и y , k_x и k_y са коефициенти на пропускливост на водата в посоките x и y , ρ_w е обемното тегло на водата, γ е котата и t е времето.

При анализа на пропускането и анализа на напрежението във всеки основен интервал от време, коефициентите на деформация и хидравлични свойства се актуализират в зависимост от напреженията и налягането в порите вследствие водонасищането от резултатите от предишния времеви интервал. Съотношението на каверните и единичното тегло на почвата също се актуализират въз основа на деформацията на почвената структура и промените във водното съдържание. Като се има предвид деформацията на почвената структура, наситената пропускливост се определя като функция на порьозността въз основа на оценката на Козени-Карман за хидравлична проводимост [Ahuja, L. R., Cassel, D. K., Bruce, R. R. & Barnes, B. B.].

3.3.2 Анализ на стабилитета на склон по метод на крайните елементи

Стабилността на ненаситения почвен наклон се оценява чрез компютърна програма по метод на крайните елементи, за анализ на стабилността на склона, като се имат предвид разпределенията на напреженията, налягането на порите вследствие водите и съотношението на каверните в склона, получени от свързаното числово моделиране. Плъзгателните повърхнини се приемат като кръгово-цилиндрични. Коефициентът на сигурност FS за дадена плъзгателна повърхнина може да бъде изчислен чрез:

$$FS = \frac{\sum \tau_f \Delta L}{\sum \tau \Delta L} \quad (3.10)$$

където τ е напрежението на срязване, τ_f е якостта на срязване, а ΔL е дължината на сечение от плъзгателната повърхнина. Срязващото напрежение и якостта на срязване се оценяват въз основа на нетния нормален вектор на напрежение и порното водно налягане в средната точка на участъка от плъзгателната повърхнина. Общият коефициент на сигурност е минималният коефициент на сигурност, получен от всички повърхнини на пробната плъзгателна повърхнина. Стабилността на склона по време на целия процес на валежи може да бъде оценена, прилагайки един и същ подход за анализ на стабилността по време на дъждовна буря.

3.3.3 Вариации на почвените характеристики

При разглежданото изследване, чрез цифрово моделиране е изследвана стабилността на ненаситения почвен склон с напълно разграден гранит (CDG), който е

едрозърнест пясък със значително количество тиня и глина. Свойствата на почвата и тяхната променливост са описани в следващите раздели.

3.3.4 Характеристики на почвата, влияещи върху стабилитета на склона при валежи

Коефициентите на промяна на обема за твърда, m_1^s и m_2^s могат да бъдат получени от повърхнината на коефициента на порите на ненаситена почва (уравнения (3.3) и (3.4)). Въз основа на експериментални данни от 1-D тестове за водонасищане за CDG, може да се използва повърхнина на състоянието на каверните (фиг. 3.1), като се използва модел, предложен от [Lloret, A. & Alonso, E. E.]:

$$e = a + b \ln(\sigma_{\text{средно}} - u_a) + c(u_a - u_w) + d \ln(\sigma_{\text{средно}} - u_a)(u_a - u_w) \quad (3,11)$$

Където a, b, c, d са коефициенти на приспособяване. За CDG техните стойности са $a = 1.2187$, $b = -0.04412$, $c = -0.00239$ и $d = 0.000747$.

Използването на двумерни тестове за водонасищане е приблизително, тъй като няма налични резултати от пространствено водонасищане. Коефициентите на промяна на обема за водата в порите, m_1^w и m_2^w , могат да бъдат оценени от модел за обемното водно съдържание θ_w (т.е. SWCC), като се използват уравнения (3.5) и (3.6). Използваните в това проучване SWCC са получени от стандартни SWCC тестове, използващи екстрактори под налягане (ASTM D6836-02). Ефектът от ограничаване на натиска върху SWCC не се взема предвид. Моделът [Fredlund, D. G., Xing, A. & Huang, S.] се използва като математически модел за SWCC.

Когато CDG почвата е напълно наситена, тя проявява поведение на омекотяване при недренирани условия [National research council]. В равнината $p'-q$, в която p' е средното ефективно напрежение, а q е девиатора на напреженията. Нарастването на напрежението на почвата съответно при деформация-пластифициране при недренирано срязване, ще достигне първо пиково състояние и след това критично състояние. Повърхността на разрушение се определя от права линия, която се присъединява към точките на пиково напрежение [Skempton, A. W. and Northey, R. D.]. Линията на критичното състояние се определя от линия, която се присъединява към точките на критично напрежение.

Наклоните на линията на критичното състояние и повърхността на разрушение в $p'-q$ равнината са съответно M и M_{col} . В равнината $v - \ln p'$, където $v = 1 + e$ е специфичният обем, пресичането и наклонът на линията на критично състояние са съответно Γ и I .

Разширеният модел на якост на срязване на Mohr - Coulomb [Fredlund, D. G., Morgenstern, N. R. & Widger, R. A.] се използва за ненаситена CDG почва, като ъгълът на вътрешно триене се приема като ъгъл на триене в критично състояние. Когато CDG почвата е наситена и напрежението е върху повърхността на разрушение, якостта на срязване на почвата се определя от тази повърхност.

3.3.5 Несигурност на почвените характеристики

В това проучване поръзността θ_s , наситена пропускливост k_{sat} , параметри a_1 и n_1 в модела SWCC на Fredlund & Xing [Fredlund, D. G., Xing, A. & Huang, S.] и параметрите на якост на срязване M , M_{col} , Γ и I са избрани като случайни променливи, защото те се считат за важни параметри, които могат да повлияят на разпределението на порното налягане в склона и следователно на стабилността на склона по време на дъждовна буря. Основните статистически данни за тези случайни променливи са изброени в таблица 3.8.

Стандартното отклонение на измереното на (l_{sat}) е 1,13. За сравнение стандартното отклонение на измерената поръзност е само 0,025.

Използват се 13 измерени SWCC-та за CDG почви от четири места въз основа на експериментални резултати, [Gan, J. K.-M. & Fredlund, D. G.]. Стойностите на приложеното засмукване са от 0,1 kPa до 500 kPa. Нормалните разпределения могат да бъдат доказани както за $\ln(a_1)$, така и за $\ln(n_1)$ с 5% ниво на значимост въз основа на тестовете на Колмогоров-Смирнов. Несигурността на $\ln(a_1)$ и $\ln(n_1)$ е значителна, със стандартни отклонения съответно 1,44 и 1,04.

	μ	σ	Разпределение
$\ln(k_{sat})$	-13.41	1.13	Нормално
θ_s	0.42	0.03	Нормално
$\ln(a_1)$	0.08	1.44	Нормално
$\ln(n_1)$	0.78	1.04	Нормално
M	1.50	0.23	Нормално
M_{col}	0.98	0.15	Нормално
Γ	2.22	0.22	Нормално
$\ln(\lambda)$	-2.09	0.20	Нормално

Таблица 3.8. Средно μ , стандартно отклонение σ и разпределение на случайни променливи

Таблица 3.8 представя корелационната матрица за $\ln(a_1)$, $\ln(n_1)$, $\ln(k_{sat})$ и θ_s . Коефициентът на корелация между $\ln(k_{sat})$ и θ_s е 0,744, което е логично, тъй като колкото по-голямо е празното пространство в почвата, толкова по-голяма е наситената пропускливост. Коефициентите на корелация между $\ln(k_{sat})$ и $\ln(a)$ и между $\ln(k_{sat})$ и $\ln(n)$ са съответно -0.188 и 0.299. θ_s е отрицателно свързан с $\ln(a_1)$, но положително корелира с $\ln(n_1)$. Това означава, че колкото по-голяма е поръзността на почвата, толкова по-малка е стойността на входящия въздух на почвата и толкова по-голяма е степента на насищане.

3.4 Сигурност на деформируем ненаситен почвен склон

Изследва се 30m почвен склон с ъгъл на наклон 35° (фиг. 3.3). Склонът е съставен от CDG почва с основа на почвата в естествено състояние.

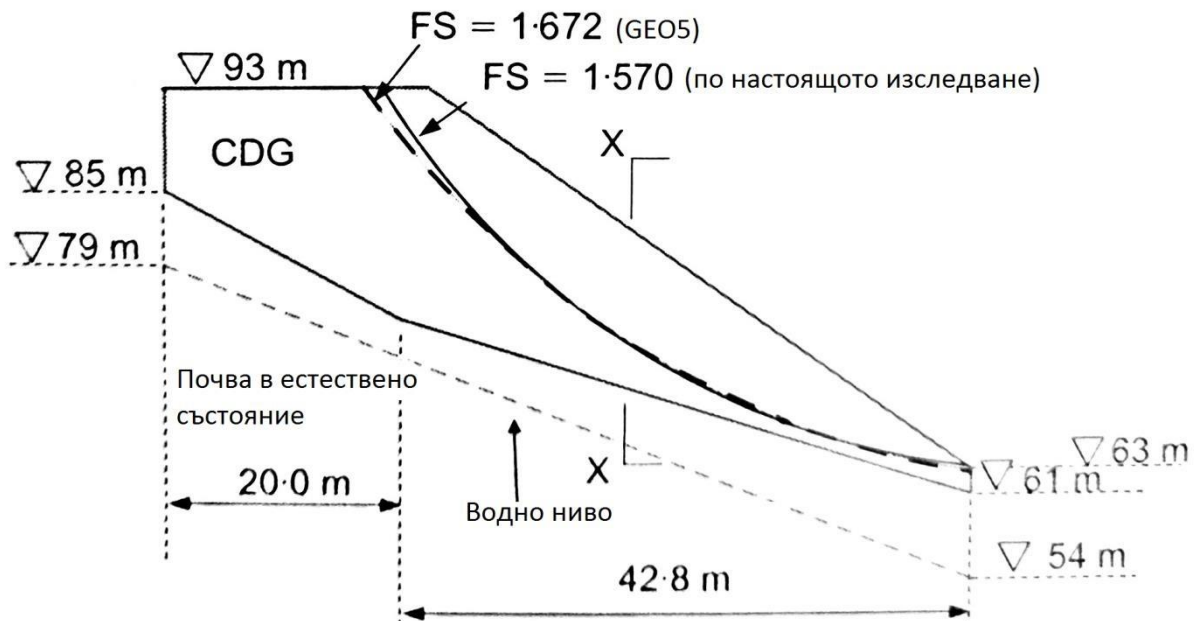
Нивото на подземните води е под границата между слоя CDG и естествената почва. Първоначалното единично тегло на почвата на CDG се приема за 15 kN / m³, а първоначалното разпределение на порно налягане е хидростатично с максимално засмукване от 50 kPa. Първоначалното разпределение на напрежението в склона се определя чрез включване на собственото тегло на почвата. По повърхността на склона действа дъждовна буря с равномерен поток от 2.0 X 10⁻⁵ m / s.

3.4.1 Проверка на детерминистични модели

Детерминистичен анализ, използващ средни стойности на случайни променливи, се провежда с помощта на свързания хидромеханичен модел с крайни елементи FESSA заедно с настоящото изследване. Резултатите се сравняват с тези, получени от несвързани анализи при увеличено водно ниво с използване на GEO5. В първоначалното състояние моделът на съпротивление на срязване, използван в това проучване за почвата с CDG, е същият като разширеният Mohr-Coulomb, модел на съпротивление на срязване. Затова е избрано да се сравнят изчислените коефициенти на сигурност при проливен дъжд с коефициентите на сигурност, изчислени от GEO5 при увеличено ниво на подземните води. Фиг. 3.3 показва двете критични плъзгателни повърхнини. Коефициентите за сигурност са съответно 1.570 и 1.672.

	Θ_s	$\ln(a_1)$	$\ln(n_1)$	$\ln(k_{sat})$
Θ_s	1			
$\ln(a_1)$	-0,148	1		
$\ln(n_1)$	0,09	-0,12	1	
$\ln(k_{sat})$	0,744	-0,188	0,299	1

Таблица 3.9. Корелационна матрица за случайни променливи

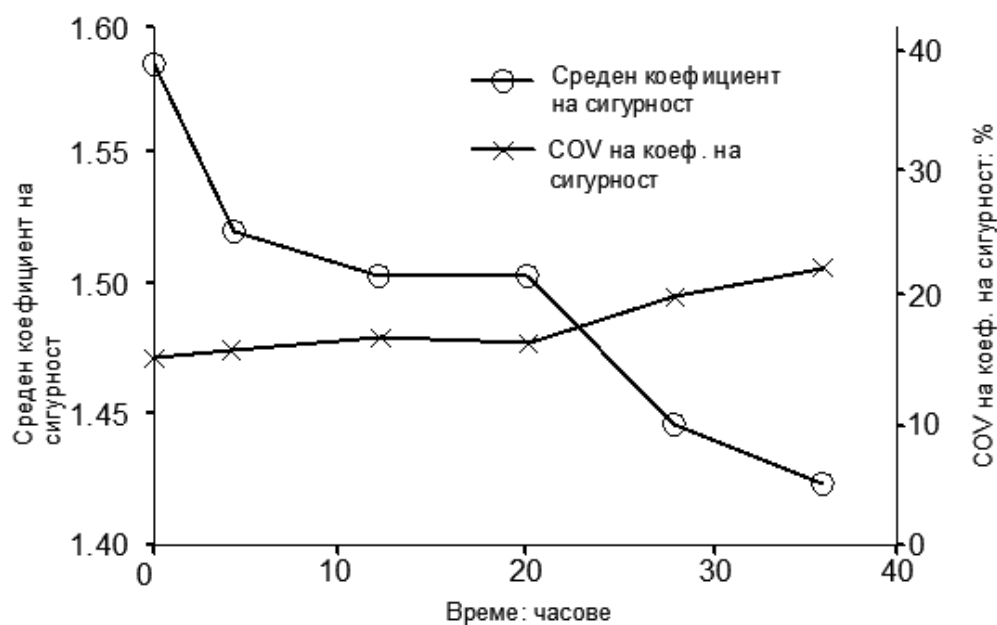


Фиг.3.3 Разрез на почвения склон

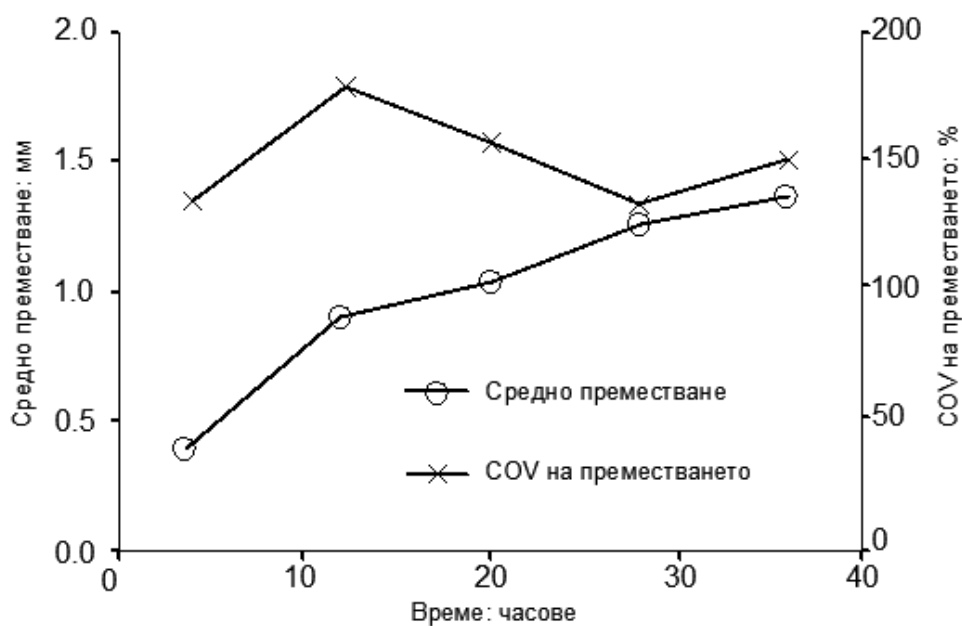
3.4.2 Анализ на несигурността на коефициента на сигурност и промяна по време на валежи

Шестнадесет групи случайни проби от почвата са генерирани въз основа на средните стойности, стандартните отклонения, типовете разпределения и коефициентите на корелация на случайните променливи, показани в таблици 3.8 и 3.9. За всеки набор почвени параметри първо се определя SWCC на почвата, като се използват генерираните стойности на поръзност и параметри α_1 и n_1 на модела [Fredlund, D. G., Xing, A. & Huang, S.]. Тогава съответната функция на пропускливост се оценява от SWCC и $ksat$, използвайки метод на прогнозиране. Свързани хидромеханични анализи и анализи за стабилност на склона са проведени за всеки от 16-те групи свойства на почвата. Следователно несигурността на коефициента на сигурност и преместванията може да бъде оценена.

Фигура 3.4 (а) показва средната стойност и коефициента на изменение (COV) на глобалния коефициент на сигурност с времето. В началото на дъждовната буря, COV на коефициента на сигурност е 14%, тъй като само несигурността на параметрите на якост на срязване се разпространява до несигурността на коефициента на сигурност. След дъжд в продължение на 36 часа, COV нараства до 22%, тъй като както варирането на свойствата на якост на срязване, така и хидравличните свойства влияят върху разпределението на порното налягане на водата и съответно на промяната на коефициента на сигурност.



(a)



(b)

Фиг. 3.4. Вариация на средната стойност и COV с времето: (a) коефициент на сигурност; (b) произтичащ вектор на преместване при грабена (веждата) на склона

Фигура 3.4 (b) показва промените във времето на средната стойност и COV на величината на получения вектор на изместване в билото на склона. С напредването на бурята средната стойност на преместването се увеличава от нула до 1,3 мм. COV на преместването също се увеличава, от 133% на 149%. Различията в преместването е значително, тъй като при някои комбинации от параметри на почвата нивото на водата може да бъде ограничено до много малка дълбочина на склона по време на 36 часа дъждовна буря и в резултат на това почти няма деформация в склона. Докато при някои други комбинации от параметри на почвата нивото на водите може да достигне

сравнително по-голяма дълбочина и следователно преместването в склона може да бъде голямо. Следователно разликата между получените премествания може да варира в зависимост от величината на оводняването. Тези данни може да се използват за уточняване на коефициента на сигурност при укрепване на свлачища в зони с проливни дъждове.

От предходните изследвания следва, че реалният коефициент на сигурност на откосите е по-малък от този, който може да бъде определен със съществуващите моделни изследвания. Този факт и започнатото изследване в Глава 2 налага да бъде направено допълнително проучване на влиянието на парциалните коефициенти на нормите върху общата устойчивост на склона и активираните товари. Проучването е с цел да бъде препоръчан за внедряване в нормите на по-реалистични коефициенти на сигурност и парциални коефициенти за геоложките разновидности.

3.5 Изследване на влиянието на парциалните коефициенти върху коефициента на сигурност и товарите върху укрепителната конструкция

3.5.1 Постановка на задачата

За реализация на изследването са подбрани три актуални за стабилизация обекти с различни геоложки условия, подобно на подхода в т.3.3.5. Обектите са в районите на Варна, Благоевград и София. За да бъдат обхванати повече фактори, които влияят върху коефициента за устойчивост и размера на активните сили, обектите са подбрани с различни обеми и начини за стабилизация на откосите – преоткосиране (Варна), анкерирани стени на три нива (Благоевград) и стабилизация с пилоти на бул.“Цариградско шосе“ (София). Свлачищният откос при Благоевград на АМ“Струма“ е с най-големия обем в стръмен напречен профил активиран в България с дълбочина на плъзгателните повърхнини до 28м.

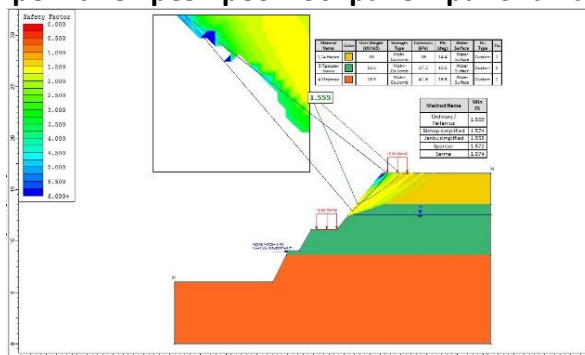
За изследване на профилите са приложени следните моделни състояния:

- Моделно състояние 1 – При основно и особено съчетание на натоварването за нормативни стойности на ъгъла на вътрешно триене и кохезията на откоса. Активните сили в основата на склона се определят за коефициенти на сигурност при първа категория свлачища 1,25 при основна и 1,15 за заетръсна комбинации. Изчислението на база нормативни/характеристични/ стойности на параметрите е при предпоставка за направени детайлни геоложки проучвания.
- Моделно състояние 2 - При основно и особено съчетание на натоварването за националните норми с коефициент на сигурност 1 и парциални коефициенти 1,2 за ъгъла на вътрешно триене и 1,6 за кохезията.
- Моделно състояние 3 - При основно и особено съчетание на натоварването за Еврокод с коефициент на сигурност 1 и парциални коефициенти 1,25 за ъгъла на вътрешно триене и 1,25 за кохезията.
- Моделно състояние 4 - При основно и особено съчетание на натоварването. Ново предложение като продължение на изследванията в Глава 2 с коефициент на сигурност

1,1, и парциални коефициенти 1,25 за ъгъла на вътрешно триене в съответствие с Еврокод и 1,6 за кохезията според националните норми. Предложението се основава на три основни положения. Първо – за ъгъла на вътрешно триене въз основа на изследването в Глава 2 се запазва парциалния коефициент 1,25 като по-неблагоприятен и много близък до националните норми. Второ – за кохезията парциалния коефициент се приема 1,6 поради изследванията в Глава 2 и утвърдения в практиката факт, че кохезията е силно променлива величина и е необходим по-висок коефициент на сигурност. Трето – някои изследователи [Brandl, H.] използват коефициент на сигурност 1.10, което трябва да се провери при какви условия е валидно.

При сравнителния анализ за репер се приемат резултатите по Еврокод от моделно състояние 3 – първата таблица на всяко моделно състояние. Определят се процентните разлики на резултатите относно репера в проценти за коефициента на сигурност и активните(свлачищни) сили в петата на откоса. Със знак “+” са завишени стойности, а със знак “-” са занижени относно резултатите на Еврокод – табл.3.11, 3.13 и 3.15. Изследват се две комбинации на товарите – основна и земетръсна.

3.5.2 Изследване на укрепване чрез преоткосиране в района на Варна



Фиг. 3.5. Изчислителни модели.

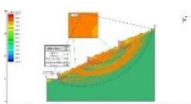
	Модел 1	Модел 2	Модел 3 Основен случай	Модел 4	
		Национални норми	Eurocode	Предложение за норми	
	$\varphi/1;$ $c/1$	$\varphi/1,2;$ $c/1,6$	$\varphi/125;$ $c/1,25$	$\varphi/1,25;$ $c/1,6$	
Нормативни стойности	Fs	1,25	1,00	1,10	
	Fz	1,15	1,00	1,10	
Получени стойности	Fs	+25,9%	-17,4%	1,243	-18,1%
	Fz	+15,9%	-16,2%	1,023	-17,2%
	Es [kN]	No	No	No	YES(4,37)
	Ez [kN]	No	YES (+11,9)	No	YES(21,31)

Таблица 3.10. Разлики на резултатите относно репера по EK7

От получените резултати може да бъдат направени следните изводи:

1. Завишението на коефициента на сигурност относно репера по Еврокод при първо моделно състояние с нормативни показатели е 15,9% при земетръсна комбинация и 25,9% при основна. Тези резултати за случай без укрепителна конструкция косвено потвърждават правилността на възприетите коефициенти на сигурност 1,25 и 1,15 в националните норми – при намаление с 25% и 15% резултатите на коефициента на сигурност кореспондират на Еврокод с отклонение 0,9%;
2. Има разлика до 1% в коефициентите на сигурност на националните норми и новото предложение. Това означава, че при новото предложение има 1% допълнителна сигурност спрямо националните норми. Спрямо Еврокод тази допълнителна сигурност е средно 17,5%;
3. Активни сили не възникват нито по Еврокод нито по първо моделно състояние с нормативни параметри на геоложките разновидности. Активни сили възникват в земетръсната комбинация при второ моделно състояние и при двете комбинации в предложението за нови норми, което изисква допълнителни мерки за стабилизация. При основната комбинация активната сила е малка и поражда символични мерки. При второ състояние и новото предложение активните сили са от еднакъв порядък и изискват малка укрепителна намеса, която е препоръчителна за гарантиране на трайна стабилизация без поддържане;
4. Всички резултати показват като препоръчително новото предложение за норми с коефициенти на сигурност 1,10 за основна и земетръсна комбинации.

3.5.3 Изследване на укрепване чрез преоткосиране и силови конструкции в района на Благоевград



Фиг. 3.6. Изчислителни модели.

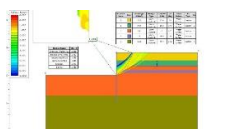
		Модел 1	Модел 2	Модел 3 Основен случай	Модел 4
			Национални норми	Eurocode	Предложение за норми
		$\varphi/1;$ $c/1$	$\varphi/1,2;$ $c/1,6$	$\varphi/125;$ $c/1,25$	$\varphi/1,25;$ $c/1,6$
Нормативни стойности	Fs	1,25	1,00	1,00	1,10
	Fz	1,15	1,00	1,00	1,10
Получени стойности	Fs	+23,7%	-1,2%	1,147	-4,2%
	Fz	+23,3%	-1,4%	0,795	-4,4%
	Es [kN]	No	No	No	YES(+9,82)
	Ez [kN]	-51,1%	-26,9%	3000,48	+604,1%

Таблица 3.11. Разлики на резултатите относно репера по ЕК7 .

От получените резултати при стабилизация на свлачище с три анкерирани стени от пилоти следват изводи:

5. Завишението на коефициента на сигурност относно репера по Еврокод при първо моделно състояние с нормативни показатели е средно 23,5% . Този резултат поради наличие на укрепителни конструкции не кореспондира с Еврокод;
6. Има разлика до 3% в коефициентите на сигурност на националните норми и новото предложение. Това означава, че при новото предложение има 3% допълнителна сигурност спрямо националните норми на второ състояние. Спрямо Еврокод тази допълнителна сигурност е средно 1,3% при второ състояние и 4,3% при новото предложение за норми;
7. Пренебрежима, по-скоро индикативна стойност на активна сила при основна комбинация, възниква само при новото предложение. Активните сили при земетръсна комбинация за първо и второ състояние са от 26,9% до 51,1% по-малки от реперната по Еврокод. При новото предложение възниква превишение на реперната стойност 604%, което е показател за загуба на сходимост при по-големи обеми и наличие на повече от една укрепителна конструкция.
8. Факта за липса на сходимост при коефициент на сигурност 1,10 показва, че препоръчителната горна граница на коефициента на сигурност при земетръсна комбинация не трябва да превишава единица.

3.5.4 Изследване на укрепен с пилоти изкоп в района на София по бул. “Цариградско шосе“.



Фиг. 3.7. Изчислителни модели.

		Модел 1	Модел 2	Модел 3 Основен случай	Модел 4
			Национални норми	Eurocode	Предложение за норми
		$\varphi/1;$ $c/1$	$\varphi/1,2;$ $c/1,6$	$\varphi/125;$ $c/1,25$	$\varphi/1,25;$ $c/1,6$
Нормативни стойности	Fs	1,25	1,00	1,00	1,10
	Fz	1,15	1,00	1,00	1,10
Получени стойности без укрепване	Fs	+27,7%	-12,7%	0,48	-14,8%
	Fz	+33,3%	-13,6%	0,366	-13,9%
	Es [kN]	-5,1%	+6,9%	296,358	+22,4%
	Ez [kN]	-36,5%	-20,4%	429,541	+15,7%

Стойности с пилотно укрепване	F _s	+7,9%	-7,2%	1,15	-10,6%
	F _z	+15,8%	-7,9%	0,719	-10,4%

Таблица 3.12. Разлики на резултатите относно репера по ЕК7

В този случай е изследвано влиянието върху стойността и изменението на коефициента на сигурност със и без укрепване. Може да бъдат направени следните изводи:

9. Закономерно стойностите на коефициента на сигурност при първо състояние без укрепване са по-ниски около 20% в сравнение с пилотно укрепване. Разликата от 20% представлява добавената с пилотите сигурност към устойчивостта на откоса. Отклонението на стойностите на коефициента на сигурност от репера при Еврокод е от около 8% при основна до 16% при земетръсна комбинации в посока на несигурността;
10. Има разлика до 3,4% в коефициентите на сигурност на националните норми – второ и новото предложение. Това означава, че при новото предложение има от 0,3% до 3,4% допълнителна сигурност спрямо националните норми на второ състояние. Спрямо Еврокод тази допълнителна сигурност е средно 10,5% с пилотно укрепване и около 14% при новото предложение за норми, което е за основна и земетръсни комбинации;
11. Активните сили при първо състояние с нормативни стойности на параметрите са от 5% при основна до 36% при земетръсни комбинации в посока на несигурността спрямо репера на Еврокод. Относно същия репер отклонението на националните норми по второ състояние и новото предложение за норми е от 7% до 22% при основна комбинация.
12. Нов прецедент е получаването на активни сили от земетръсна комбинация по националните норми по-малки с 20% спрямо Еврокод. Този извод се съгласува с резултатите от изследванията в Глава 2 за влиянието на кохезията в долния диапазон на почви. При новото предложение за норми активните сили при земетръс надвишават с 16% резултатите по Еврокод;
13. Резултатите показват приложимост на новото предложение за норми с коефициент на сигурност 1,10 при основна и земетръсна комбинации.

4.5 Общи изводи и препоръки:

1. В това проучване се анализират резултати от експерименти за несигурността в хидравличните свойства на почвата и якостите на срязване, влияещи върху стабилността и деформацията на склоновете. Несигурността на измерените $\ln(k_{sat})$, $\ln(a_1)$ и $\ln(n_1)$ за CDG почви се оказва значителна. Стандартните отклонения на трите случайни променливи са съответно 1,13, 1,44 и 1,04. За сравнение стандартното отклонение на измерената поръзност е само 0,025;
2. Използват се резултати от свързана хидромеханична програма за моделиране на крайни елементи и програма за анализ на стабилността на наклона по метод

на крайните елементи, за да се проучи ефективността на ненаситения почвен склон по време на дъждовна буря и да се включат несигурността на свойствата на почвата в анализите. Получените решения се оказват по-достоверни в сравнение с резултатите от GEO 5 и Rocscience. По използваната в практиката програма GEO 5 и Rocscience се констатира увеличена сигурност с коефициент 1,672 което е успокояващо заблуждение на проектантите за нисък риск. Реалният коефициент на сигурност при дъждовни бури, получен при дискутираното изследване е 1,57, което е с 7% по-висок риск. От посочения факт следва в практиката да бъде препоръчано увеличение на коефициента на сигурност при укрепване на силно оводнени терени от въздействието на проливни дъждове от единица на 1,07 ;

3. Представено е вероятно проучване за хипотетичен ненаситен почвен наклон на CDG по време на дъждовна буря, като се отчита променливостта на почвените свойства, използвайки латинската техника за вземане на проби от хиперкуби. Преди да започне бурята, само несигурността в параметрите на здравината на почвата влияе на изменението на коефициента на сигурност. След дъжд хидравличните свойства на почвата започват да влияят върху порното налягане на водата и оттам на работата на склона. Следователно несигурността на коефициента на сигурност и преместванията в склона се увеличават с напредването на бурята. Коефициентът на изменение на коефициента на безопасност нараства от 14% на 22%. Коефициентът на изменение на преместването се увеличава по-значително, от 133% на 149%;
4. Въз основа на полученото процентно отношение на коефициентите на изменение на преместването $149/133 = 1,12$, т.е 12% нарастване на преместванията при проливни дъждове, и констатирания с GEO 5 и Rocscience факт за необходимост от 7% завишение на сигурността при извода в т.2, може да се заключи, че е препоръчително коефициента на сигурност при укрепване на свлачища при основна комбинация на товарите по DA 3 вместо единица по Еврокод 7 да бъде увеличен на 1,1 - като средна стойност от двете изследвания, което съвпада с резултатите на новото предложение за норми в т.3.5. Поради силното въздействие от дъждовните бури е препоръчително както в Глава 2, за тези склонове характеристикната кохезия да бъде намалена 1,6 пъти по подобие на Наредба 12, а парциалния коефициент от 1,25 за ъгъла на вътрешно триене да остане в съответствие с Еврокод.
5. За земетръсна комбинация не винаги може да бъде препоръчан коефициент на сигурност 1,10. В съответствие с резултатите от новото предложение за норми, в ниския диапазон на почви, при липса на сходимост или по-малки стойности от тези на Еврокод на активните сили се препоръчва стабилитета на откоса да бъде осигурен при коефициент на сигурност 1,00.

6. Направено е проучване за степента на риска при строежи заради проблеми със земната основа. Проучването е подкрепено с пример от първи диаметър на софийския метрополитен;
7. Предложени са четири нива на стратегия на проучване на обекти с примери за стабилизация на откоси във връзка със сигурността на земната основа, риска и сложността на новите съоръжения;
8. Направена е обобщена поток-диаграма на процеса на проучване по итеративна процедура;
9. Предложените нива на сигурност и риск следва да бъдат преразгледани и разширени за по-строги критерии при животозастрашаващи ситуации.

Глава 4: Риск и сигурност при укрепителни конструкции на аварирани насипи върху слаба основа

4.1 Въведение в проблема

Един от основните проблеми на риска и сигурността при актуалното състояние на транспортната инфраструктура е загубата на стабилитет в зоната на насипните части от пътните профили. За разрастване на разрушенията спомагат три основни фактора.

Първият и най-важен фактор е недостатъчното поддържане на пътните отводнителни системи [Жечев Н.]. Днес има пътища, които са опасни за преминаване по значителна част от трасето (Фиг.4.1). Сумарната безопасност включваща риска от дестабилизация на земната основа и риска от пътни инциденти е на много ниско ниво.

Вторият фактор е качеството на изпълнение на насипните дейности. В някои участъци насипите не са достатъчно уплътнени. В този случай процесът на загуба на стабилитет се катализира и от малки степени на преовлажняване.

При третият фактор дестабилизацията на насипите произтича от земна основа от черни и плиоценски глини. При преовлажняване тези глини проявяват обемно непостоянство [Балев В.] и стават плъзгателна повърхност, която провокира свлачищни процеси в насипната част на пътя.

До момента в проблемните участъци не са предприети радикални мерки за стабилизация и възстановяване функционирането на отводнителните съоръжения. Правят се само безрезултатни и нетрайни локални изкърпвания на повърхностния слой от асфалтобетон.

За по-сериозна мярка в практиката се смята частичното или пълно изгребване на насипа с възможно намаление на неговата височина и замяната на компрометирания материал със скална фракция в комбинация с геомрежи геомрежи [Тамашкович Н., Тондера Д., Павлов П.]. Тези мерки дават резултати само при некачествено изпълнени насипни дейности в съчетание с относително здрава земна основа, т.е при слаба земна основа нямат дълготраен ефект върху редуцията на риска за загуба на стабилитет.

За случая с неустойчиви от преовлажняване глини в основата на насипа, които не може да бъдат изгребани и няма възможност трасето на пътя да ги заобиколи,

използването на затежен уплътнен насип от скални материали може да рецидивира нови свлачищни процеси с внезапна загуба на стабилитет. Модерно, но все още неприложено в масовата практика за стабилизиране на слабата земна основа под насипите е използването на приложни нано-технологии [Митев И.].

Настоящата глава от разработката има за цел да изведе препоръки за практиката при решаване на казуса със риска при стабилитета на насипи върху слаба земна основа, която няма възможност да бъде отстранена. Тези препоръки се основават на възможните технически средства прилагани в практиката и имат за цел превантивно да предотвратят бъдещи аварии предвид реалната и песимистична перспектива пътищата и отводнителните системи да не бъдат възстановявани и поддържани.

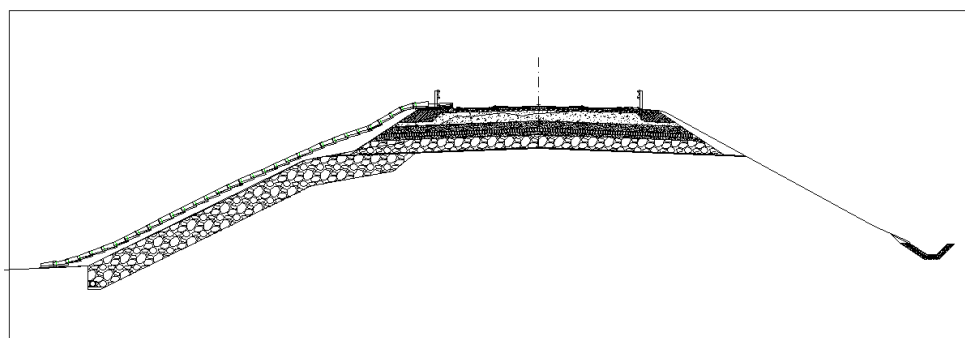


Фиг.4.1: Републикански път III-708 в близост до Елхово

4.2 Изследване стабилитета на преовлажнени насипи върху слаба основа

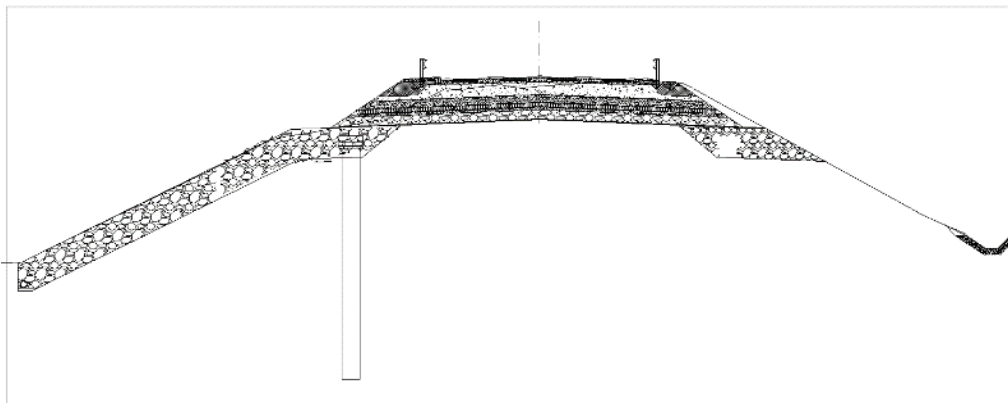
Разглеждат се преовлажнени насипи при които дестабилизацията започва не от насипното тяло, а от от земната основа.

При условие, че дренажните и отводнителни системи ще бъдат напълно възстановени и поддържани, ефективното решение е освен възстановяване на нарушения насип, да се предвидят дренажни ребра при загубилия стабилитет откос. Тези дренажни ребра следва да се обединят в събирателен дренажен улей предназначен да осуши земната основа и да се закотвят във функциониращ водосток. (Фиг.4.2).



Фиг.4.2: Вариант с едностранен дренаж и ребра

При изпълнение на условието за поддържане, упоменатото решение е най-лесно изпълнимо и най-икономичната възможност за решаване на проблема със стабилитета и безопасността на пътния трафик. Поради ясната перспектива за липса на поддържане и в бъдеще за намаление на риска от авария, обикновено одобряващите органи добавят изискване все пак нарушените от преовлажняване на основата откоси да се укрепят и с пилоти (Фиг.4.3).



Фиг.4.3: Вариант с едностранен дренаж и ребра в съчетание с едностранни пилоти

Подобно решение е в посока на пожелателното мислене към увеличена сигурност и при решаване на подобни казуси би следвало да бъдат взети в предвид три геотехнически обстоятелства.

Първо, източникът на оводняване може да не бъде същият вид като например прекъснат водосток в зоната на лявата половина, предназначен за провеждане на водите идващи отдясно на профила. По-вероятно е при климатичните промени в близките 10 години при липса на поддържане, оводняването и загубата на стабилитет да настъпи от дясната част поради нарушена облицовка на канавките, запушване втока на водосток и завиряване от форсмажорни водни количества причинени от обилни валежи.

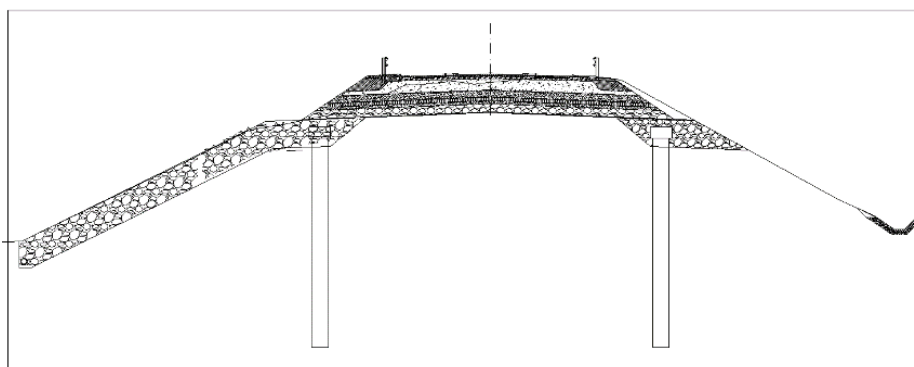
Второ – поставянето на един ред пилоти само вляво ще предизвика частично подприщване на навлизащите в основата води, което ще спомогне допълнително до цялостно водонасищане на земната основа и провокиране на дестабилизация отдясно.

На трето място – при моделирането на стабилитета следва да се има в предвид факта, че деформациите на насипа са предизвикани от неговата основа.

Физико-механичните свойства на почвите силно се влияят от периода в който са направени проучванията. В тази връзка при изследването не трябва да се стъпва само на измерените по време на последното геоложко проучване параметри на почвите. При оводняване оразмерителните параметри на почвите се влошават. Сигурността следва да се търси на база обратни изчисления на стабилитетната оценка. Целта на тези обратни изчисления е да бъде моделирано състоянието на земната основа най-

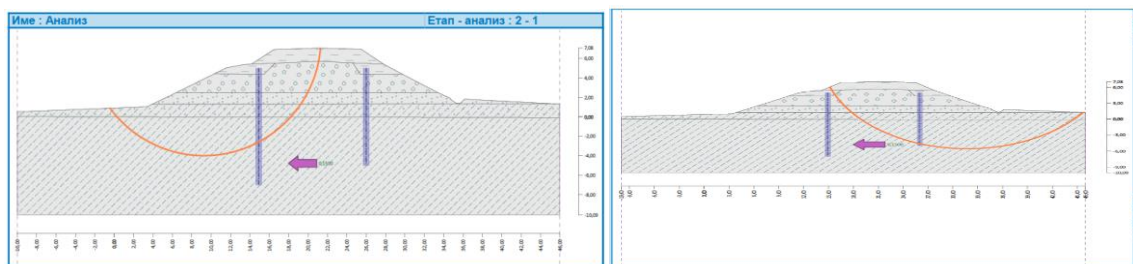
близко към момента, когато е станало мащабното разрушение на насипа и на тази база да бъде оразмерена подпорната конструкция.

На базата на изброените обстоятелства, следва изводът, че пилотите не следва да се предвиждат само отляво, където е настъпила дестабилизацията, а да бъдат поставени двустранно на пътното платно(Фиг.4.6). По този начин може силово да бъде обезпечен трайно стабилитетът на насипа до премахване на причините от авария на отводнителните съоръжения.



Фиг.4.6: Вариант с едностранен дренаж и ребра в съчетание с двустранни пилоти

Изследвани са стабилитетите на лявата и дясна част на проблемния профил е показано на следващите схеми(Фиг.4.7, 4.8).



Фиг.4.7; 4.8: Изчислителни схеми на стабилизация с пилоти при основна и земетръсна комбинации за лява и дясна част

Казусите по които следва да бъдат решавани подобни проблеми на експлоатационния риск не трябва да бъдат върху основата на субективна оценка на имангинерна сигурност, а следва да бъдат основани на изискванията на Еврокод. Тези изисквания задължават проектанта да предвиди най-неблагоприятните условия при които ще функционира съоръжението. По тази логика е напълно реалистично при забавяне на укрепителните дейности от естеството на предложените в настоящото изследване, да се достигне до заключението, че рискът от авария може да бъде редуциран само с изграждането на мост.

4.3 Как и в каква степен може да бъде ограничен геотехническият риск при съоръжение тип наземен мост

Съоръжението тип наземен мост е предложение, което се препоръчва да бъде внедрено при стабилизация на градска и извънградска пътна инфраструктура. С този тип съоръжения може да бъдат решени проблеми на риска, сигурността и градоустройството в урбанизирана среда и да бъде гарантирана безопасността на пътната мрежа при контакта с дестабилизираните пътни откоси при които преовлажняването не може да бъде преустановено. Проблемът ще бъде дискутиран чрез пример от практиката при стабилизация на улица в района на гр.Банкя.

След юни 2019 година се формира организирано насипище на земни маси с добре оформени стъпала, откоси и вътрешно-насипищни пътища. Материалът на насипището запълва дерето и с него се изравнява горната площадка.

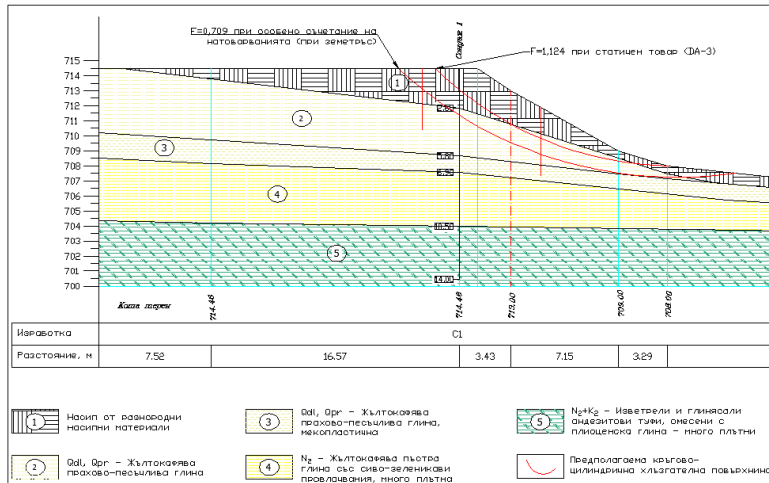
През февруари 2021г. се виждат добре изразени пукнатини и свлачищни валове в тялото на насипището.

Към лятото на 2021 година в района се изграждат, чрез насипване на чакъл улици и алеи, включително и към обекта, които са нарушени от продължаващите свлачищни явления. От продължаващото оводняване насипите са покрити с тревна и храстовидна растителност (Фиг.4.15).



Фиг.4.15: Нарушени от свличане насипи за улица

Възможна повърхност на свличане се формира и в тялото на мекопластичните кватернерни глини, залягащи на дълбочина около 5-7 метра при по-големи дълговременни натоварвания и повишено водонасищане, предизвикано от атмосферни и сточни води, особено с оглед продължаващото застрояване в горната част на рида(Фиг.4.16).

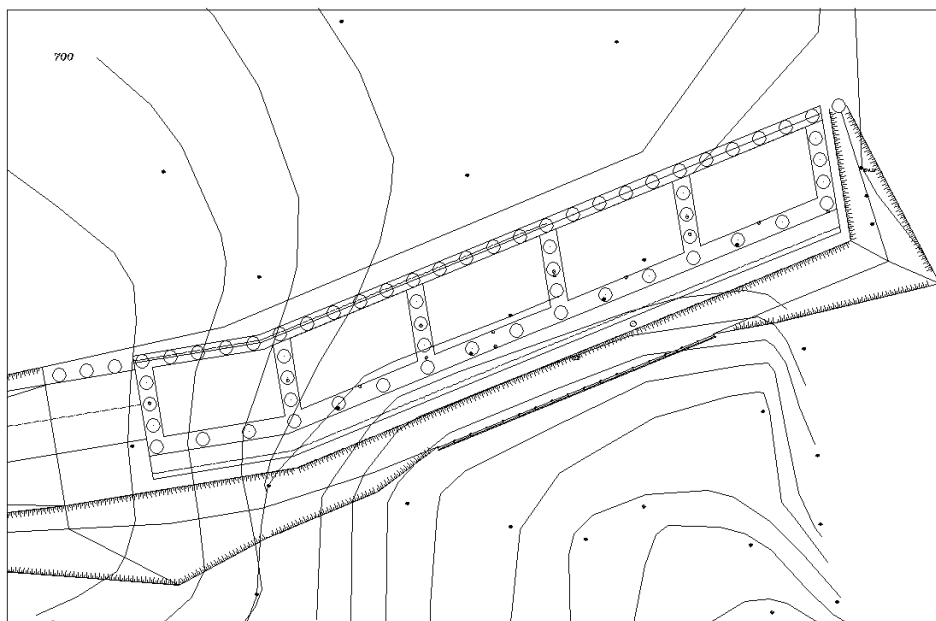


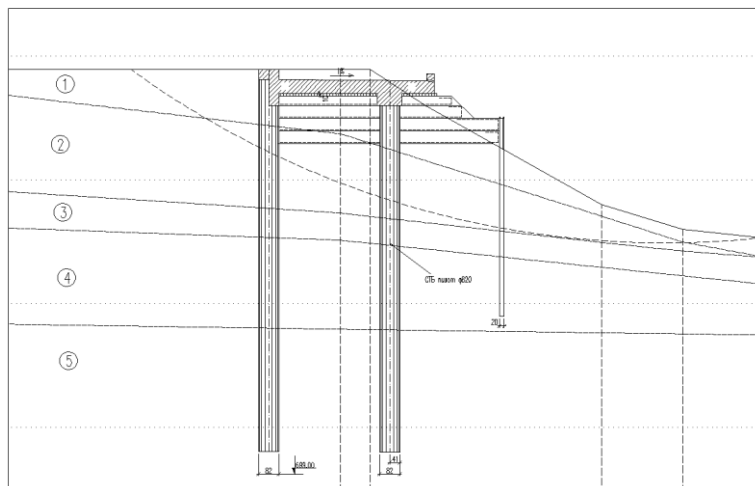
Фиг.4.16: Напречен профил на свлачищния насип положен върху мекопластични кватернерни глини

Трайната конструкция тип «наземен мост» е предназначена да стабилизира конкретна пътна артерия и се разполага в рамките на нейния сервитут. Този подход предоставя три главни предимства на предложеното решение.

Първо – в населените места дейностите са само в обхвата на конкретна улица и не се засягат собствености и съществуваща инфраструктура. При други видове укрепвания възникват юридически казуси, решаването на които може да продължи с години.

Второ – земната основа се използва като строителна площадка и кофраж на пътната плоча.

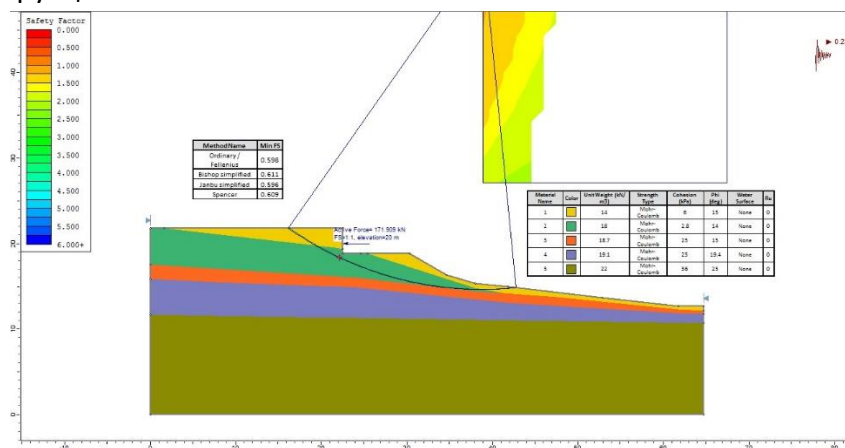




Фиг.4.17: План и напречен разрез на предложеното за внедряване съоръжение тип „Наземен мост“

На трето място - не се предвижда осушаване на ската и гарантиране на стабилитета на насипа зад укрепителната конструкция. Пилотното укрепване няма да възпрепятства движението на водите в дерето, а при загуба на стабилитет в ниската част на склона евентуално насипните маси ще протекат надолу и под пътната плоча ще се получи кухня за която премостването е предвидено.

Дейностите при предложението «наземен мост» (Фиг.4.17) за увеличение на сигурността по пътната инфраструктура започват с изпълнение от естествения терен на предпазен ред пилоти. Тези пилоти частично се разкъртват с оглед обединение с пътната конструкция на наземния мост.



Фиг.4.18: Изчислителна схема за определяне на свлачищния натиск върху укрепително съоръжение.

При втория етап от изпълнението, под защитата на изпълнените пилоти се оформя понижена работна площадка чрез откопаване на насипа до кота естествен терен или до относително по-здрава основа. Понижението е до дълбочина при която може да бъдат обезпечени достатъчни размери на хоризонтална строителна площадка за работа на

използваната механизация. За временно укрепване на неоткопана част от насипа при необходимост се реализира временно укрепване.

Третият етап включва изпълнение на уплътнен армиран насип до кота дъно подложен бетон за пътна плоча.

Армираният насип – четвърти етап, е трета работна площадка за работа на пилотна машина при изпълнение на останалите пилоти за фундирането на надземния мост. След завършване на пилотите, в уплътнения армиран насип се прави изкоп в дебелината на последния насипан пласт за ребрата на пътната гредоскара.

Последният пети етап е реализацията на пътната гредоскара от монолитен стоманобетон, която обединява всички изпълнени пилоти.

Статико-динамичният анализ на съоръжението наземен мост следва да е в съответствие с всички изисквания на нормите за геотехнически укрепителни конструкции и нормите за пътни мостове.

Направеното иновативно предложение може да бъде дефинирано като последна и радикална възможност за стабилизация на земната основа при насипи върху слаба основа. Използването на подобен тип решения ще опрости и направи възможни процедурите по одобрение, ще сведе до нула риска от аварии на пътната артерия и ще гарантира дълготрайна експлоатация.

Важен принос на предложената укрепителна конструкция е независимостта и от мероприятията по отводняване.

4.4 Изводи и препоръки

От направеното изследване на проблемите, които следват от стабилизиране на насипи върху преовлажнена земна основа произтичат две главни заключения.

Първо, щом ще се стабилизират подобни обекти с класически средства на отводняване следва да бъде гарантирано поддържането на отводнително-дренажните съоръжения за целия срок на експлоатация на насипите. Тогава няма да има необходимост от сериозни капитални вложения за гарантнране на стабилитета на откосите.

Второ, за да бъде направена надежна стабилизация на насипните части върху слаба земна основа без гаранция за текущо поддържане на отводняването, следва да бъдат предвидени изведените в настоящото изследване мерки за стабилизация.

При поредно забавяне на укрепителните дейности поради субективно протакане от административните органи на процедурите по одобрение на техническите решения, дори и предложените в настоящата разработка мерки ще се наложи да бъдат актуализирани и наистина в бъдеще да се достигне до извода, че изграждането на мост ще стане единствената възможност за решение на проблемите със слаба земна основа под насипното тяло.

Препоръчително е при сложни геоложки условия, нерешими и труднорешими юридически казуси и липса на поддържане на отводняването, да се премине към предложеното в изследването иновативно техническо решение тип „наземен мост“.

Не е препоръчително направата на пилоти за компромисна степен на риска да се ползва като панацея от всеки специалист незапознат със спецификата на геотехниката навсякъде и без причина само защото подобни необосновани с техническа аргументация решения ще бъдат в синхрон с конюнктурни критерии на пътната администрация. По предложените правила за на укрепителни конструкции о този начин ще бъде прекъсната веригата за безцелно наливане на средства в поддържане на пътната инфраструктура.

Глава 5: Инженерни системи за управление на риска и система за отчитане на експертни знания при комплексна оценка на риска и сигурността.

5.1. Въведение в системите за контрол на риска

В тази глава се предлага система, която да запълни празнината в нашата практика. Системата следва да осигури непрекъснатост на геотехническата преценка по време на интегралния процес на геоложкото проучване, анализ, проектиране и изграждане. Системата има за цел да предостави документация на процеса както за техническа обосновка на взетите решения, така и да бъде използвана като средство за комуникация по геотехнически въпроси с други участници в процеса на проектиране. Предложената система е илюстрирана с пример. Системата е подкрепена от методика за отчитане на риска с използване на опита на експерти.

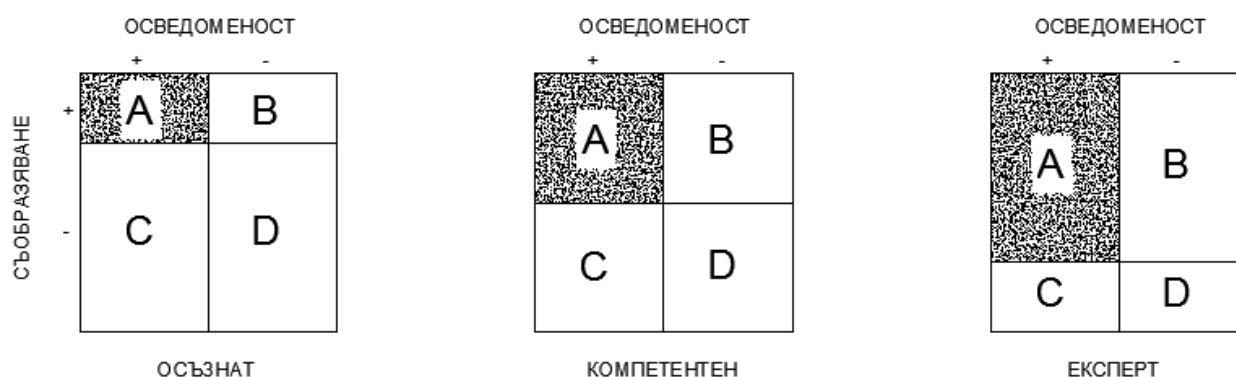
5.1.1 Източници на риск

При геотехническите строежи има три основни източника на риск:

- (1) Геоложката несигурност (променливост на основата);
- (2) Ограничения на съществуващите методи за анализ;
- (3) Липса на техническа осведоменост и достатъчна компетентност или съобразителност от страна на участващите лица.

Първите два източника може да бъдат групирани заедно като ограничения от субективни и технически средства. Те може да бъдат използвани за насочване на изследвания и проучвания към разработване на подходящи средства и начини за намаляване на риска.

Третият източник насочва изследванията към създаване на подходящи инженерни системи, които да гарантират ползването на подходящо ниво на информираност. Връзката между знанието и осъзнаването е показана на фиг. 5.1.



Фиг.5.1: Връзка между съобразяването и осведомеността

5.1.2 Съобразителност на експерта

За да бъде определен даден специалист като експерт се изисква опит, теоретично разбиране и мащабна визия по геотехническата проблематика.

В Еврокод 7 [Жечев Н.] са идентифицирани три категории геотехническа сложност. Ясно се изисква компетентност за категории 1 и 2, а експертната осведоменост е необходима за категория 3, и евентуално 2 също в зависимост от конкретния проблем.

5.1.3 Стандарти, осигуряване на качеството и общо управление на качеството

Системите за осигуряване на качество (QA) имат за цел да гарантират прилагането на посочените стандарти и процедури.

Системите за управление на проекти (PM) имат за цел да оптимизират приложението на ресурси за изпълнение на необходимите задачи.

За цялостно управление на качеството (TQM) е необходимо да се комбинира QA с PM и да се наложи върху комбинацията система от независими технически становища, която се стреми да осигури пригодност за целта на управление на качеството.

Бъдещето принадлежи на системата TQM като механизъм за осигуряване на подходящо ниво на информираност.

5.1.4 Непрекъснатост на геотехническо мислене

Друг ключов елемент в инженерния процес е осигуряването на непрекъснатост на геотехническата оценка. Част от изследователите [Mocket I., Simm J.] се позовават на ролята на един-единствен контролиращ експерт, който може да бъде категоризиран като геотехнически координатор.

Включването на един експерт в тази роля за дългосрочен проект може да не бъде възможно.

5.1.5 Геотехническият процес

Геотехническият процес се дефинира чрез отговор на четири основни въпроса, както следва.

Обследване на земната основа

Етапът на обследване на земната основа [Simons N.]. Той трябва да включва преглед на съществуващите данни. За тази цел у нас трябва да бъде създаден сайт с налична геоложка информация.

Инженерът, отговорен за планирането и ръководството на обследването трябва да подготви обяснителен/тълкувателен доклад, да предложи препоръки за проектирането и изграждането и да дефинира стойности и диапазони от параметри за използване в проектирането.

Анализ

Чрез изследване на влиянието на промените в параметрите на грунта в интервал на достоверни граници, следва да се определят онези параметри, които имат най-голям ефект за разрешаване на геотехническия проблем. Когато количественото определяне на параметрите е трудно е препоръчително да се разработи проект, който да обхваща всички достоверни възможности. (този проект по дефиниция не се занимава с област D на фигура 5.1.) Целта, използваната информация, процедурите, използвани при анализа и резултатите трябва да бъдат пълно документирани.

Проектиране

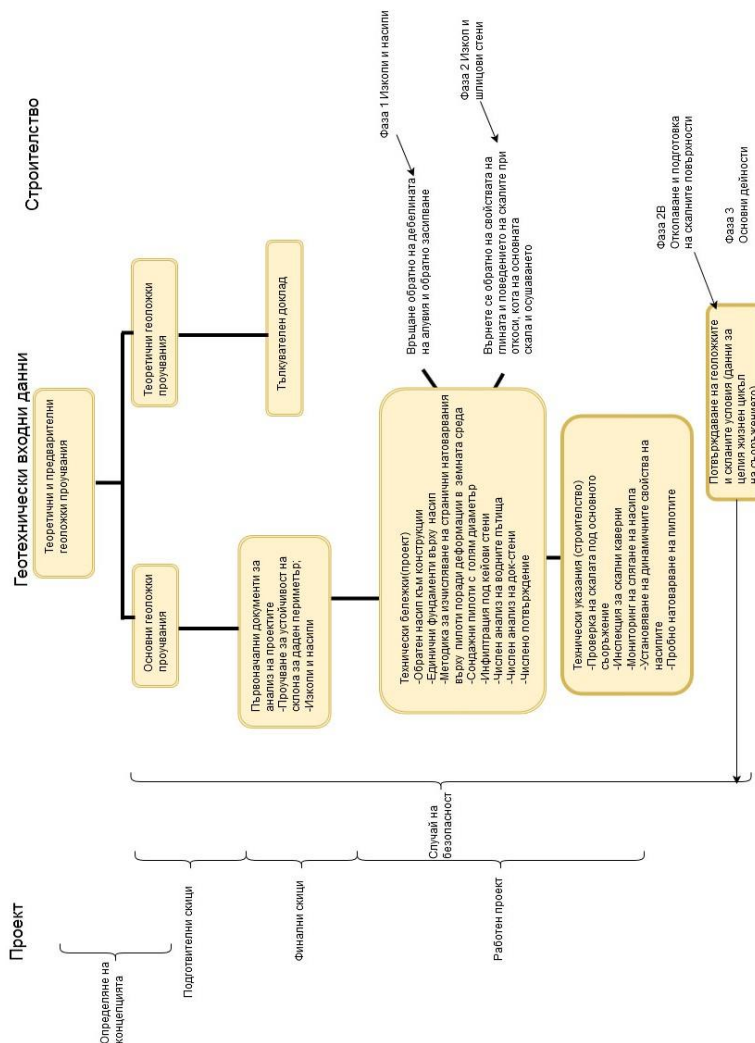
Това е способността на специалистите да създадат подходящи решения. Способността се основава на предишни прецеденти, опит и професионално въображение. Винаги за решенията има много варианти. Добрият проект в геотехниката на подпорните съоръжения е този, който осигурява добри финансови показатели без да бъдат правени компромиси в сигурността.

Строителство

Необходимо е да се създаде верига за отговорност по време на строителството, която да съблюдава стриктното спазване на проекта. При такава постановка, възникналите проблеми става възможно да бъдат решени съвместно с проектанта. Иначе се достига до безнаказани действия на строителя, които поражда допълнителни материални разходи. При необходимост може да се наложи изпълнение на алтернативни действия за допълнителна проверка на проекта.

Пример:

Фигура 5.3 показва пример на геотехнически процес, използван по основен проект за строителство за разширение на пристанище Бургас, за който първоначалните фази на изграждане протичат успоредно с окончателния проект. Блок схемата може да се приложи и за други геотехнически строежи.



Фиг.5.3: Геотехнически процес използван в основен проект.

5.2 Отчитане на преценката на проектант-експерти при оценка на риска в геотехническото проектиране

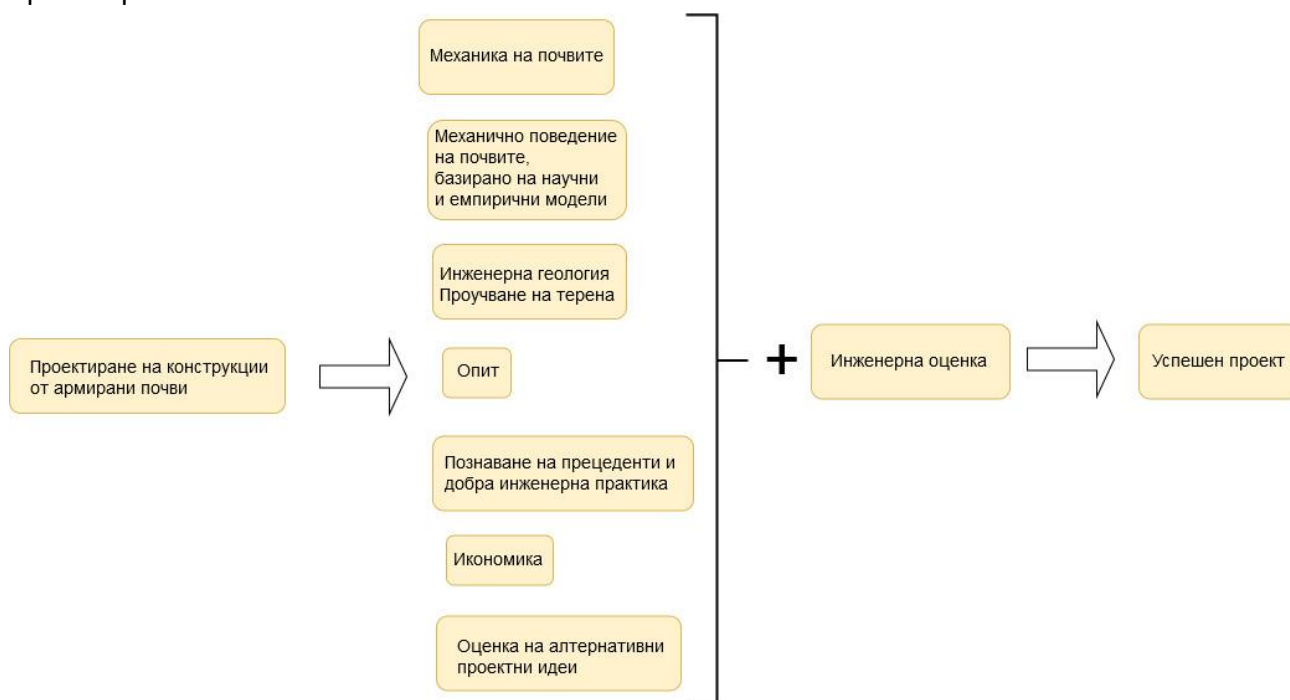
Целта на настоящото изследване е да представи методология за извличане и интерпретиране на експертни знания от геотехническите инженери – експерти, които са потенциалните водещи специалисти в разгледаната система за управление на риска. Би следвало трупашите опит инженери по-ефективно да постигнат необходимата професионална квалификация за ръководители в системата, дефинирана в предходния раздел. Целта е в практиката на база натрупани знания и опит от тези експерти да бъде превантивно намален риска и гарантирана сигурността при проектиране и реализация на подпорни съоръжения.

Геотехническите инженери-експерти ще трябва да работят с непълни и неточни данни и за постигане на успешен проект и ще се разчита много на тяхната преценка. Високото ниво на преценката им е необходимо изискване за успешната практика в

геотехническото инженерство. Съществените аспекти на преценката в геотехническото инженерство са:

- (1) Чувство за пропорция; получаване на усещане за размера на съоръженията и изследване на резултатите от изчислението относно очакванията на базата на опита;
- (2) Усещане за уместност; получаване на усещане за целесъобразността на решението и, следователно, избягване на решаването на грешен проблем.

Успешното проектиране на геотехническа конструкция трябва включва разглеждане на компонентите, дадени на Фигура 5.4. Високата степен на преценка обикновено е характеристиката, по която проектантът се признава като експерт по геотехническо проектиране.



Фиг.5.4 Процес на геотехническото проектиране

Целта на базирана на знанието система не е да замени експертите по геотехника, а да направи техните знания по-широко достъпни и трайно съхранявани в компютърна информация. Основната цел на настоящата разработка е да се опише методология за извличане и тълкуване на тази форма на експертни геотехнически знания за проектиране на подпорни съоръжения.

5.2.1 Характер на геотехническото проектиране на риска и сигурността

Макар науката за земната механика да е силно развита, съществува значителна несигурност по отношение на връзката между теоретичните модели и действителното поведение на геотехническите подпорни конструкции. Полезно е да се прави разлика между сравненията в две групи обстоятелства WIL и WOL [Blockley, D.I.]. Ако теоретичните прогнози се сравнят с резултатите от лабораторните тестове, това е

направено в WIL (World Inside the Laboratory). Ако обаче теорията се сравнява с практически опит, това е направено в WOL (World Outside the Laboratory).

Ученият ще смята, че доброто представяне в WIL е необходимо, но не е достатъчно за добро представяне в WOL. Инженерът с научния подход ще твърди, че преди да се постигне напредък в WOL, трябва да се постигне напредък в WIL. Практическият инженер-проектант, работещ в комерсиална среда, ще твърди, че макар че е приятно, ако имате време и ресурси да работите в WIL, важно е WOL. Например инженерът ще формулира емпирични правила и преценки въз основа на предишен опит, но ще направи това с познаване на някои от техниките, разработени от учените.

Системната несигурност е доминираща в геотехническото проектиране и трябва да бъде преодоляна чрез обратна връзка от WIL и WOL. Обратната връзка от WIL е съществена част от развитието на една научна теория. За разлика от тях обратната връзка от WOL е трудно да се организира по значим теоретичен начин; тя се опира на емпиричните правила и на умовете на опитни инженери.

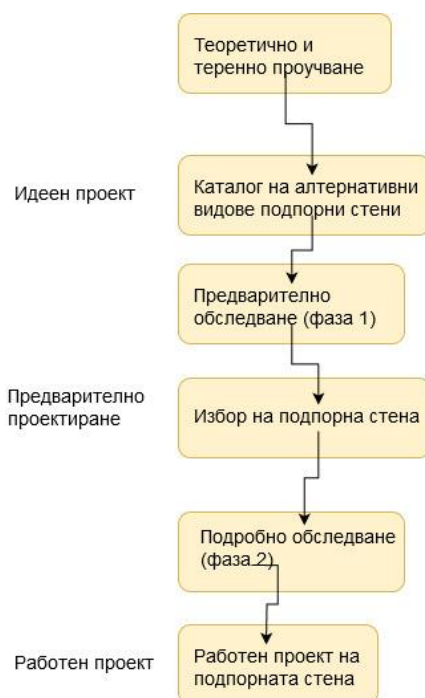
Използването на базирани на знанието системи осигурява средство за официално съхраняване на тези знания.

5.2.2 Придобиване на знания

Инженерът обикновено получава знанията за областта чрез пряко взаимодействие с експерта.

Теорията предоставя полезна помощ за инженера при анализиране на данните от консултацията с експерта.

На фиг. 5.5 е показана процедурата за проектиране на подпорни стени.



Фиг. 5.5: Процедура на проектиране на подпорна стена

Изборът на подходяща подпорна стена не е ясен. Изисква се значителна преценка и опит. Факторите, влияещи върху избора на стена, обхващат наземните и подземните води, факторите на околната среда, строителните изисквания и икономическите съображения.

На предварителния етап на проектирането, геотехническият инженер (експерт, проектант) често ще трябва да взема решения въз основа на непълна и неточна информация и ще го направи, като използва емпирични правила, които са разработени от опит. За специалисти без тези акумулирани с времето качества е неепоръчително в актуалния момент да се захващат с подобни неясни проблеми поради риска да попаднат в позицията на непредвидими рисковите състояния и да понесат юридическа отговорност за причинените аварии. За да бъде избягната подобна отговорност поради липса е необходимо фазата от информация вследствие опит да е разработена така, че да обхване тези имперични правила на които се основават решенията на минимален риск и да предостави на проектантите без натрупан опит помощ при вземане на решения.

Процесът, приет от автора, за събиране на информация от опитни проектанти на подпорни стени, може да бъде описан на четири етапа:

1. Първоначален контакт;
2. Цели на изследването и изисквания;
3. Записано интервю;
4. Прецизиране на модела.

Консултациите служат за изготвяне на подробно описание на знанията на проектанта и пътя, който е преминал, за да се избере конкретна подпорна стена. Следва моделът на интерпретация на регистрираните знания описан по-долу, който включва и доклад за неговото усъвършенстване - етап 4.

За да се използва адаптираната версия на обоснованата по-горе теоретична постановка като модел за интерпретация на информацията, се извършват указанията по-долу стъпки.

5.2.6 Разработване на връзки между категории

След като се създаде общата структура на йерархията, трябва да се развият връзки между категории или предложения. Важно е да са ясни три условия: дублиране, фрагментиране и отрицание.

Проектантите-експерти на подпорни стени често избират тип стена, като приемат процес на елиминиране и, следователно, посочват причини, поради които определен тип стена не е избран. Тези отрицателни причини са включени директно в йерархията, за да се улесни както разбирането на йерархията, така и логическото заключение.

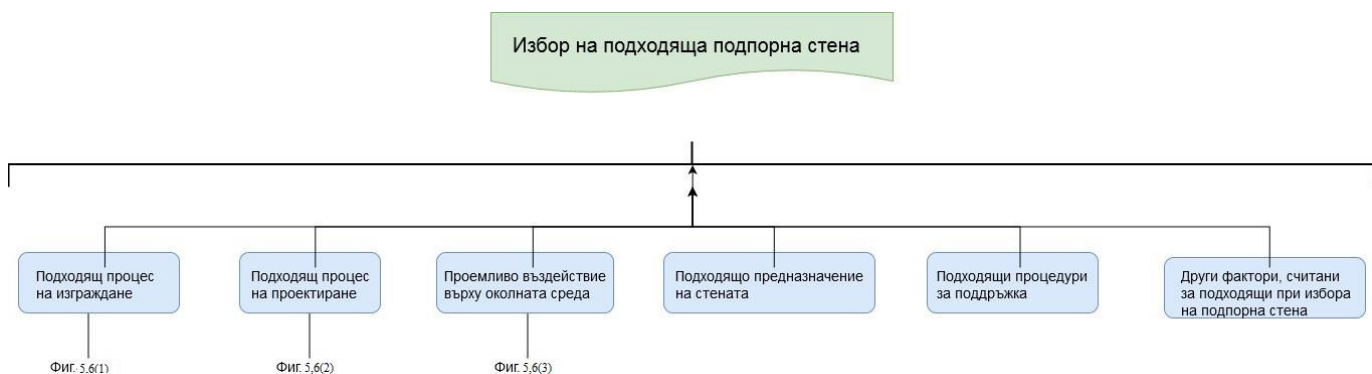
Чрез йерархията ще се предава само информация с верни, валидни или надеждни характеристики.

5.2.7 Прецизиране на модела

Тук опитните проектантите на подпорни стени получават възможността да критикуват модела и да предоставят всяка липсваща информация или да коригират всички недостатъци, които сметнат за необходими.

Предложенията, които съставят модела за избор на стени, се подреждат според степента им на обща стойност. По-високите предложения са най-общи или неясни предложения, докато по-ниските са добре дефинирани или прецизни. Последните положения представляват фактите на проблема.

Оформлението на тези фигури 5.6 (1), (2), (3) има за цел да изясни йерархичната структура и трябва да се чете чрез добавяне на „ако“ след всяко предложение. Например, изборът на подпорна стена е подходящ, ако серията от необходими условия също е подходяща (Фигура 5.6 (а)). Условието не са достатъчни, защото не може да гарантират, че е включено всяко състояние, засягащо избора на подпорна стена. За да се изясни това е добавено предложение за „включване на всички“, показано като „други фактори, считани за подходящи за избор на подпорна стена.“



Фиг.5.6(а) Горни нива на йерархичен модел за избор на стена

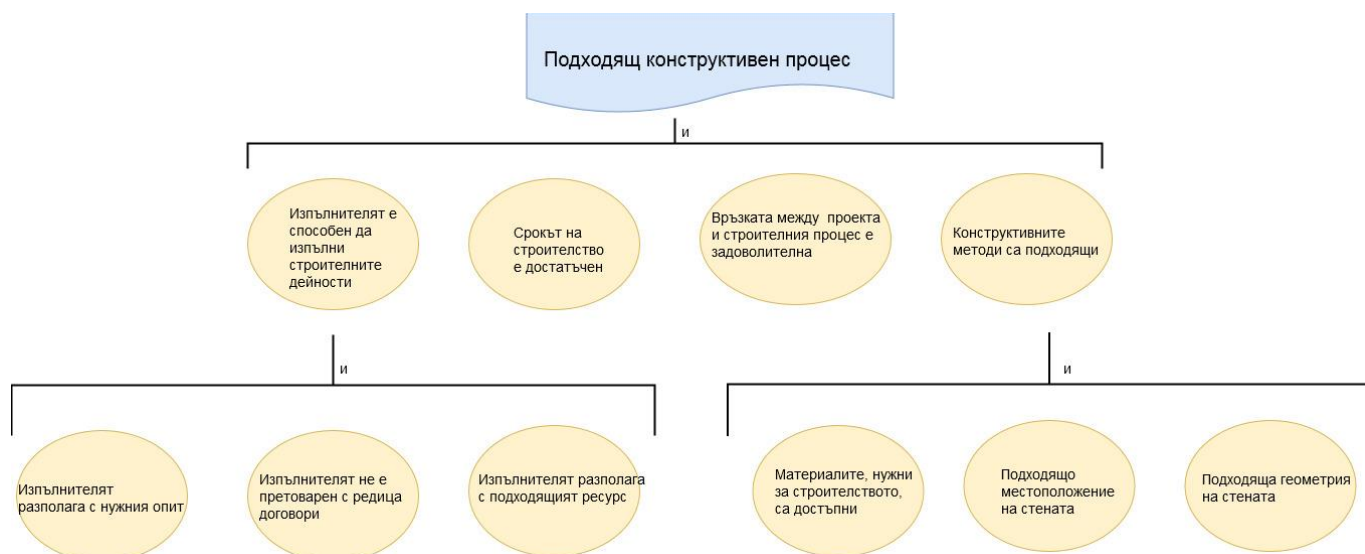
Базата от знания може да бъде категоризирана в три отделни части:

1. Процес на изграждане;
2. Процес на проектиране;
3. Въздействие върху околната среда и различни фактори.

Строителен процес (Фигура 5.6 (b))

За да се счита, че процесът на строителство е подходящ, е необходимо да бъдат удовлетворени следните фактори:

- (а) Изпълнителят е в състояние да извърши строителните работи по стените;
- (б) Времето за изграждане да е лесно постижимо;
- (в) Връзката между проектирането и строителните процеси да е подходяща; и
- (г) Приетите методи за изграждане да са подходящи.



Фиг.5.6(b) Горни нива на йерархичен модел за конструктивен процес

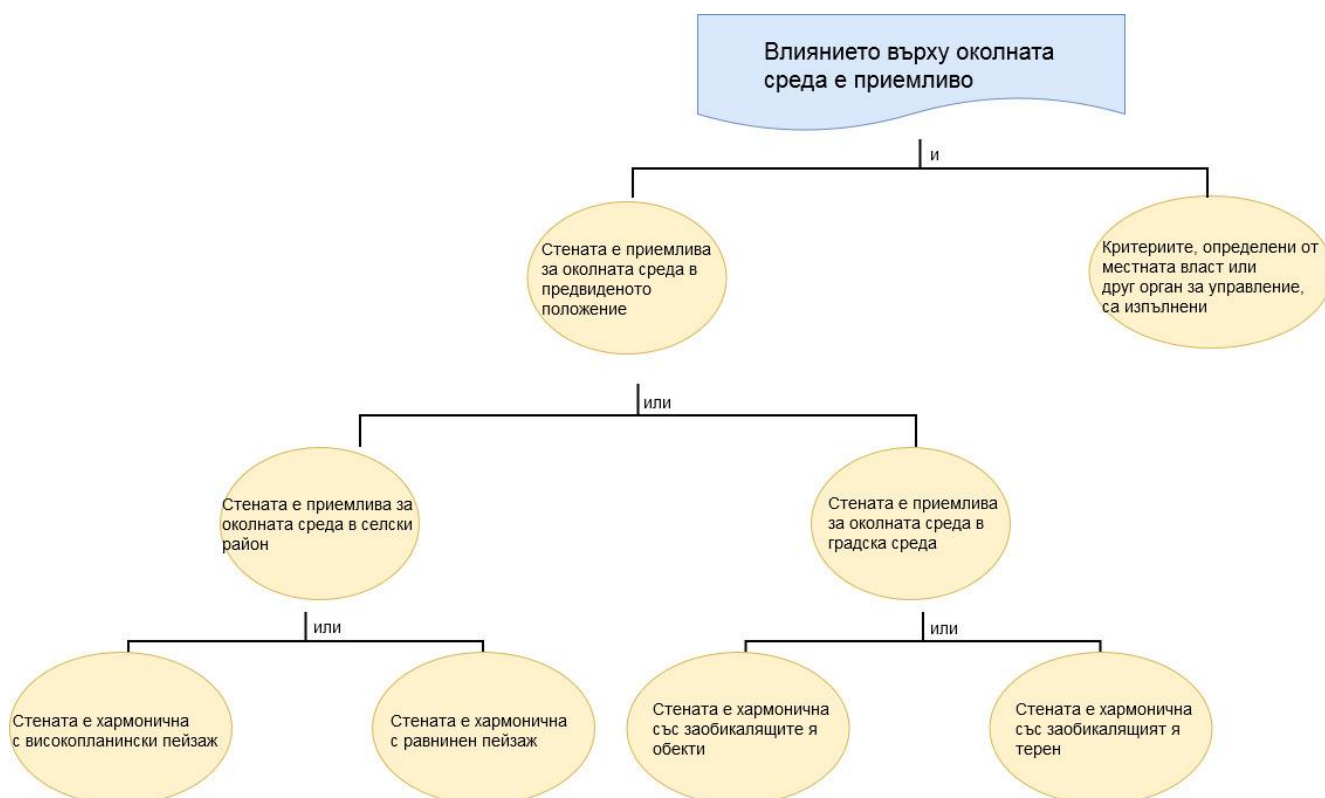
Процес на проектиране (Фигура 5.6 (c)) Процесът на проектиране е подходящ, ако връзката между процесите на проектиране и строителство е задоволителна и се очаква, че може да се проектира сигурна стена. Йерархията за сигурност позволява на проектанта да оцени важноста на грубите грешки, колко е надежден модела на проектиране и да проведе нормалните проектни процедури.



Фиг. 5.6(c) Горни нива на йерархичен модел при процес на проектиране

Въздействие върху околната среда и различни фактори за избор на подпорна стена (Фигура 5.6 (d)). Въздействието е приемливо, ако отговаря на критериите, посочени от съответния местен авторитетен орган, указващ общия вид на стената, ако той е приемлив за околната среда в предвиденото положение.

Две допълнителни необходими условия за избор на стена са нейната експлоатация и поддръжка. Експлоатацията е подходяща, ако тя изпълнява функцията или функциите, за които първоначално е била предназначена. Ако трябва да бъде избрана подпорна стена, всички процедури за поддръжка, извършени по време на експлоатационния й срок, трябва да бъдат предвидени при процеса на проектиране.



Фиг 5.6(d) Горни нива на йерархичен модел на влияние върху околната среда

5.3 Обобщение и заключения

От анализите на препоръчаните инженерни системи, разгледания пример и системите за отчитане на експертни знания може да бъдат направени следните изводи и препоръки в посока на намаление на риска:

1. Препоръчва се в геотехническото проектиране и строителство на подпорни съоръжения и укрепени откоси у нас да се приложи предложената инженерна система с оглед риска от технически грешки или пропуски и свързаните с тях последици за разходите да бъдат сведени до минимум;
2. Прилагането на инженерната система да осигурява използването на геотехнически експерти с подходяща осведоменост;
3. Системата да обезпечава приемственост на геотехническата оценка;
4. Бъдещето принадлежи на системата за цялостно управление на качеството, обединяваща националните системи за качество и системите за управление на проекти;

5. Примерът с приложената на Фиг.5.3 блок схема може успешно да бъде адаптиран и при реализация на други геотехнически строежи;
6. Препоръчително е винаги да има отделен договор за геолошко проучване, който да се ръководи от контролиращия експерт;
7. У нас да бъде създаден сайт с налична геоложка информация.
8. Несъответствието между прогнозите на модела и поведението на завършените подпорни конструкции включва три компонента на несигурност; обща, системна и параметрична;
9. Параметричната и системната несигурност са определени поотделно, за да се определи в контекста ролята на обратната връзка от WIL и WOL;
10. Системната несигурност трябва да бъде преодоляна чрез обратна връзка както от WIL, така и от WOL. Обратната връзка от WOL обаче е трудно да се организира теоретично, тъй като се опира на емпирични правила и на знанията на опитни инженери;
11. Описана е методика за организиране и интерпретиране на тези знания от опитни проектантите на подпорни стени с цел редуциране на концептуалния риск.

Методологията се основава на обоснован теоретичен анализ и се използва за анализ на данни от актуални за практиката казуси. Описани са стъпките, необходими за използване на тази методология;

12. Резултатът е набор от йерархично организирани и свързани с логиката предложения, които моделират експертното становище за предварителния проект на подпорни стени. Йерархията на базата знания е обсъдена в три основни части; строителния процес, процеса на проектиране и въздействието върху околната среда. Използва се при разработването на базирана на знанията система за предоставяне на съвети за сигурност при избора на подпорни стени.

Глава 6: Научни и научно – приложни приноси

От направените изследвания при изпълнение на поставените във въведението задачи може да бъдат обобщени следните групи научни и научно-приложни приноси:

1. Предлагат се иновативни решения с редуциран риск и висока сигурност за превантивно дрениране, отводняване и ерозионна устойчивост на склоновете. За основни казуси на риска и надеждността при укрепване и отводняване по нашата инфраструктура се дискутират аналогични методи и успешни реализации от нашия и световен опит. Предлага се методика при промяна на геометрията на склона при която опасното състояние да не бъде пропуснато чрез пример на мащабно провокирано свлачище;
2. Подробно са дискутирани особеностите при проучване и моделиране на свлачища, които следва да залегнат в преработката на Наредба 12. Внимание се отделя на новите моменти в изследванията и по-специално на числената

интерпретация на проведените геоложки проучвания, което в практиката вече дава сериозен икономически ефект. Препоръчани са подходящи средства за превантивно проучване на свлачищните явления. По този начин ще бъдат спестени значителни финансови средства в сравнение с практикуваната у нас система „пост-фактум“ използвана при наличие на нарушени терени и съоръжения;

3. На основата на вариационното смятане се уточняват и препоръчват адекватни на сигурността парциални коефициенти на сигурност за ъгъла на вътрешно триене и кохезия. Получени са граничните им стойности предложени за практическа употреба при гарантиране на сигурността;
4. Направено е проучване за степента на риска при строежи заради проблеми със земната основа. Набелязани са четири нива на стратегия на проучване на обектите във връзка със сигурността на земната основа, риска и сложността на новите съоръжения;
5. Предложена е методология за изчисление и е изведен общ коефициент на сигурност за гарантиране на общата устойчивост на откосите във връзка с климатичните проблеми, различни почвени условия, различен обем и конструкция на укрепването на откоси в различни региони на страната;
6. Предложена е за внедряване у нас на инженерна система с оглед риска от технически грешки или пропуски и свързаните с тях последици за разходите да бъдат сведени до минимум. Методологията за намаление на риска чрез използване на знания от експерти се основава на обоснован теоретичен анализ и се използва за анализ на данни от актуални за практиката казуси. Описани са стъпките, необходими за използване на тази методология.

Благодарности

Авторът изказва благодарност на научния си ръководител – проф.д-р инж. Павел Павлов за помоща, съдействието и времето отделено от него през целия процес на разработване на настоящия дисертационен труд.

Благодаря на всички членове на катедра „Подземно Строителство“, за подкрепата, критичните бележки и оказаното съдействие.

СПИСЪК НА ПУБЛИКАЦИИТЕ ПО ТЕМАТА:

1. Рафаилов Р., Проблеми на стабилитета при пътни насипи, Геология и минерални ресурси бр. 9-10 2021г. стр. 31-35.
2. Рафаилов Р., Инженерна система за управление на риска в геотехнически строежи, Геология и минерални ресурси бр. 1 2022г. стр. 23-28.
3. Rafailov R. "Stability of Road Embankments on Weak Soils" Advances in Geospatial Technology in Mining and Earth Sciences/ Selected papers of the 2nd International Conference on Geo-Spatial Technologies and Earth Resources 2022 (GTER2022 · GTER2022 Volume1) - Hanoi University of Mining and Geology (HUMG), Vietnam, 13-14 October 2022

ИЗПОЛЗВАНА ЛИТЕРАТУРА(БИБЛИОГРАФИЯ):

1. Балев В., „Геотехнически изследвания на глините от долния хоризонт на вътрешно насипище на рудник „Трояново 1“, клон на „Мини Марица Изток“ ЕАД, във връзка със вторичното му изземване" списание „Минно Дело и Геология“ ISSN 0861-5713 ISSN 2603-4549 (online) бр. 5-6/2018;
2. Божинов Б., Попов С., Изчисляване на пилоти, шлицови и шпунтови стени, натоварени с хоризонтални сили и огъващи моменти. Сгради и съоръжения фундаментирани на пилоти, противосвлачищни конструкции, подпорни стени,

- укрепяване на стените на дълбоки изкопи и др. Теория и числени примери, Българска Асоциация по геотехническо и тунелно строителство, 2016г.
3. Венков В., Подпорни стени и съоръжения, Техника, 1981;
 4. Виолета Иванова, Павел Караголов, Даниела Малинова, Павел Павлов, Веселин Балев, „Геотехническо проучване на глините от долното ниво на депо на рудник „Трояново-1“ - клон на „Мини марица изток“ е ЕАД” , VII Международна конференция по геомеханика, Варна, 2016, с.34-44, ISSN 1314-6467;
 5. Жечев Н., „Социално-екологични проблеми причинени от свлачища и срутища“, сп.“Геология и минерални ресурси“,ISSN 1310-2265 бр.4-5/2021;
 6. Жечев Н., Крепежни конструкции и облицовки, Издателство на МГУ“Св.Иван Рилски“, 2012г.
 7. Жечев Н., Рафаилов Р. Превенция и защита по откоси на пътната инфраструктура, Геология и минерални ресурси бр. 1 2021г. стр. 2-6.
 8. Жечев Н., Укрепване на свлачищните пътища/критерии за надеждно проектиране/, ВСУ 2004, ВСУ „Л.Каравелов“, май 2004г.
 9. Илов г., Фундиране.Укрепителни конструкции и фундаменти, ИК ЕРА, 2009г.
 10. Митев И., "Приложна нано – технология при заздравяване на почви в земната основа на инженерни съоръжения", "XIV международна конференция по открит и подводен добив на полезни изкопаеми" 2017 ISSN: 2535 – 0854;
 11. Митев И., Изчислителен модел при оразмеряване и прокарване на подземни изработки, Издателство на МГУ“Св.Иван Рилски“, 2019г.
 12. Наредба №1 от 20.1.1994г. за геозащитна дейност, МРРБ
 13. Наредба №12 от 03.07.2001г.за проектиране на геозащитни строежи, сгради и съоръжения в свлачищни райони, МРРБ
 14. Наредба №РД-02-20-2 от 21.12.2015 за технически правила и норми за проектиране на пътни тунели, глава 3 – безопасност и риск
 15. Рафаилов Р., Проблеми на стабилитета при пътни насипи, Геология и минерални ресурси бр. 9-10 2021г. стр. 31-35.
 16. Рафаилов Р., Инженерна система за управление на риска в геотехнически строежи, Геология и минерални ресурси бр. 1 2022г. стр. 23-28.
 17. Талобер Ж., Механика на скалите приложена в строителството, Техника, 1961г.
 18. Тамашкович Н., Тондера Д., Павлов П. Взаимодействие на геосинтетични материали и кохезионни почви. 56-та международна научна конференция на МГУ. Свитък II „Добив и преработка на минерални суровини“. ISSN 1312-1820. С.178-183.

19. Ahuja, L. R., Cassel, D. K., Bruce, R. R. & Barnes, B. B. (1989). Evaluation of spatial distribution of hydraulic conductivity using effective porosity data. *Soil Sci.* 148, No. 6, 404-411.
20. Allison, J.A. Mawditt, J.M. and Williams, G.T. (1991) The use of bored piles and counterfort drains to stabilize a major landslide B a comparison of theoretical and field performance. *Slope stability engineering developments and applications.* Thomas Telford, London, p. 443
21. Alonso, E., Gens, A., Lloret, A. & Delahaye, C. (1996). Effect of rain infiltration on the stability of slopes. *Proc. 1st Int. Conf. on Unsaturated Soils, UNSAT '95, Paris.* Pp. 241-249
22. Bainbridge, J. R. and Roscoe, K. H. (1963). Instantaneous soil stabilization by electro-osmosis – fact or fantasy. *R.E. Journal LXXVII(2)*, 109-121.
23. Baker, R. F. and Marshall, H. C. (1958). Control and correction in Landslides in engineering practice, E. B. Eckel (ed.). *Highway Research Board Special Report 29*, pp. 150-187.
24. Ballard, R.F. and McLean, F.G. (1975) Seismic field methods for in-situ moduli. *Proc. Conf, on Insitu Measurement of Soil Properties. Speciality Conference of the Geotechnical Engineering Division ASCE., Raleigh, North Carolina, 1*, 121-150.
25. Baria, R., Jackson, P.D. and Green, A.S.P. (1986). Application of cross-hole seismic measurements in site investigation surveys. *Geophysics*, 51, 914-929.
26. Basheer I.A. & Najjar, Y.M. (1996). Reliability-based design of reinforced earth retaining walls. *Transportation Research Record*, No. 1526, 64-78;
27. Bell, A. L. (1915). Lateral pressure and resistance of clay. *Min. Proc. Instn Civ. Engrs.* 1, 99, 233-272.
28. Bishop, A.W. and Wesley, L.D. (1975). A hydraulic triaxial apparatus for controlled stress path testing. *Geotechnique*, 25(4), 657-670.
29. Bjerrum, L. (1954b). Stability of natural slopes in quick clay. *Proc. European Conf. Stability of Earth Slopes, Stockholm, Balkema, Rotterdam, 2*, 16-40 (and *Geotechnique*, 1955, 5, 101-119).
30. Bjerrum, L. (1967). Progressive failure in slopes of over-consolidated plastic clay and clay shales. *J. Soil Meeh, and Fdn Engng Div., ASCE*, 93(5), 3-49.
31. Bjerrum, L., Mourn, J. and Eide, O. (1967). Application of electro-osmosis to a foundation problem in a Norwegian quickclay. *Geotechnique*.
32. Blockley, D.I. (1980) *The nature of structural design and safety.* Ellis Horwood Ltd.
33. Brandl, H.(2019). *Structures and retaining measures along unstable slopes,* University of Technology, UASG, Sofia.
34. Brierley, G.S. (1998). Subsurface investigations and geotechnical report preparation. In *Subsurface Conditions. Risk Management for Design and Construction Management Professionals*, edited by D.J. Hatem. Wiley, New York, ch. 3, ISBN 0 471 15607 8.
35. Bromhead E.N. (1979). *The stability of slopes.* E. & F. N. Spon, London.
36. Bromhead, E. N., Chandler, M. P. and Hutchinson, J. N. (1991). *The recent history*

- and geotechnics of landslides at Gore Cliff, Isle of Wight. Int. Conf. Slope Stability-Developments and Applications, Thomas Telford, London, pp. 189-196.
37. Broms, B. B. (1975). Landslides. In Foundation engineering handbook, H. F. Winterkorn and H-Y Fang, (eds). Van Nostrand Reinhold Co., New York.
 38. Burland, J.B. (1970). Discussion Session A, Proc. Conf. On Insitu Investigations in Soils and Rocks, British Geotechnical Society, London, 1969, pp. 61-62.
 39. Chandler, R. J. (1984a). Recent European experience of landslides in over-consolidated clays and soft rocks. Proc. 4th Int. Symp. Landslides, Toronto, 1, 61-81.
 40. Chandler, R. J. and Skempton, A. W. (1974). The design of permanent cutting slopes in stiff fissured clays. Geotechnique, 24, 457-466.
 41. Chen, R. H. and Chameau, J.-L. (1983). Three-dimensional limit equilibrium analysis of slopes. Geotechnique, 33, 31-40.
 42. Chong, P. C., Phoon, K. K. & Tan, T. S. (2000). Probabilistic analysis of unsaturated residual soil slopes. Applications of Statistics and Probability.
 43. Chong, P. C., Phoon, K. K. & Tan, T. S. (2000). Probabilistic analysis of unsaturated residual soil slopes. Applications of Statistics and Probability (ICASP 7), pp. 375-382. Rotterdam: Balkema.
 44. Christian, J. T. and Whitman, R. V. (1969). A one dimensional model for progressive failure. Proc. 7th Int. Conf. Soil Mech. Fdn Engng, Mexico, Sociedad Mexicana de Suelos, 2, 541-545.
 45. Christian, J. T. and Wong, I. H. (1973). Errors in simulating excavation in elastic media by finite elements. Soil and Foundations, 13(1), 1-10.
 46. Clark, A. and Fort, D. S. (1998). Castle Cove landslide stabilisation and coast protection, Ventnor, Isle of Wight, UK. Proceedings of the 8th International Association of Engineering Geology and the Environment Congress, Vancouver.
 47. Clark, A. R., Fort, D. S. and Davis, G. M. (2000). The strategy, management and investigation of coastal landslides at Lyme Regis, Dorset. Proc. 8th International Symposium on Landslides, Cardiff. Thomas Telford Publishing, London, pp. 279-286.
 48. Clayton, C. R. I., Matthews, M. C. and Simons, N. E. (1995). Site investigation. 2nd edn. Blackwell Science, Oxford, p. 584.
 49. Clayton, C. R. I., Milititsky, J. and Woods, R. (1991). Earth pressure and earth retaining structures. 2nd edn., E. & F.N. Spon, London.
 50. Clayton, C.R.I. (1993). The Standard Penetration Test (SPT): Methods and Use. CIRIA Funder Report CP/7. CIRIA, London.
 51. Clayton, C.R.I., Simons, N.E. and Instone, S.J. (1988). Research on dynamic penetration testing in sands. Proceedings of the 1st International Conference on Penetration Testing, ISOPT 1, Florida, 1988, pp. 415-422.
 52. Clayton, C.R.I., Simons, N.E. and Matthews, M.C. (1982). Site Investigation, Granada, London.
 53. COLE K. "Building over Abandoned Shallow Mines. A Strategy for the Engineering Decisions on Treatment". Ground Engng., May 1987.

54. COLE K. "Building over Abandoned Shallow Mines. Paper 1: Considerations of risk and reliability. *Ground Engng.* Jan/Feb. 1993.
55. Commission of the European Communities common unified rules for geotechnics design. Draft Model for Eurocode 7, December 1987.
56. Cornell, C. A. (1967). Bounds on the reliability of structural systems. *J. Struct. Div, ASCE* 93, No. 1.
57. Craig, R. F. (1997). *Soil Mechanics*, 6th edn. London: Chapman & Hall.
58. Crawford, C. B. (1963). Cohesion in an undisturbed sensitive clay. *Geotechnique*, 13, 132-146.
59. Davis, E. H. and Poulos, H. G. (1967). Laboratory investigations of the effects of sampling. *Trans. IE Aust., CE9(1)*, 86-94.
60. De Beer, E. (1969). Experimental data concerning clay slopes. *Proc. 7th Int. Conf. Soil Mech. Fdn Engng*, 2, 517-525.
61. Ditlevsen, O. (1981). *Uncertainty modeling: With applications to multidimensional civil engineering systems*. New York: McGraw-Hill.
62. Duncan, J. M. (1971). Prevention and correction of landslides. *Sixth Ann. Nevada Street and Highway Conf., Section II*, 1-42.
63. Duncan, J. M. (1972). Finite element analysis of stresses and movements in dams, excavations and slopes. *Proc. Symp. Applications of the Finite Element Method, US Army Waterways Expt. Station, Vicksburg, 1972*, 267-326.
64. Dunlop, P. and Duncan, J. M. (1970). Development of failure around excavated slopes. *J. Soil Mech, and Fdn Engng Div., ASCE*, 96(2), 471-493.
65. Ergun, M. U. (2000). Stabilization of landslides using piles. *Proc. 8th International Symposium on Landslides, Cardiff*. Thomas Telford Publishing, London, pp. 531-536.
66. Flaate, K. and Preber, T. (1974). Stability of road embankments on soft clay. *Canadian Geotechnical Journal*, 11, 72-89.
67. Franc R., *Designers' guide to Eurocode 7: geotechnical design*, Thomas Telford, 2018;
68. Frank R., *Designers guide to Eurocode 7: Geotechnical design-general rules*, Thomas Telford, 2018
69. Fredlund, D. G. & Morgenstern, N. R. (1976). Constitutive relations for volume change in unsaturated soils. *Can. Geotech. J.* 15, 313-321;
70. Fredlund, D. G. & Rahardjo, H. (1993). *Soil mechanics for unsaturated soils*. New York: John Wiley & Sons.
71. Fredlund, D. G. & Xing, A. (1994). Equations for the soil-water characteristic curve. *Can. Geotech. J.* 31, 521-532.
72. Fredlund, D. G., Morgenstern, N. R. & Widger, R. A. (1978). The shear strength of unsaturated soils.
73. Fredlund, D. G., Xing, A. & Huang, S. (1994). Predicting the permeability function for unsaturated soils using the soil-water characteristic curve.
74. Frost M., *Transportation geotechnics*, Thomas Telford, 2017;

75. Gan, J. K.-M. & Fredlund, D. G. (1997). Permeability and soil-water characteristic curve tests, and the computation of permeability functions.
76. Gens, A., Hutchinson, J. N. and Cavounidis, S. (1988). Three-dimensional analysis of slides in cohesive soils. *Geotechnique*, 38, 1-23.
77. Glaser, B. и Strauss, A. (1968) *The discovery of grounded theory: Strategies for Qualitative research*, London.
78. Goodman, R.E. (1976). *Methods of geological engineering*. West, New York.
79. Gordon, G. (1937). Freezing arch across toe of East Volebal slide, Gland Coulee Dam. *Reclamation Era*, 27, 12-16.
80. Gould, J. P. (1960). A study on shear failure in certain tertiary marine sediments. *Proc. ASCE, Res. Conf., Boulder, Colorado, 1960*, 615-641.
81. Gray, D. H. (1970). Effects of forest clear-cutting on the stability of natural slopes. *Bull. Assoc. Eng. Geol.*, 7, 45-66.
82. Gray, D. H. (1974). Reinforcement and stabilisation of soil by vegetation. *J. Geotech. Eng. Div., ASCE*, 100/GT6, 695-699.
83. Griffiths, D. V. (1980). Finite element analyses of walls, footings and slopes. *Proceedings of a symposium on computer applications to geotechnical problems in highway engineering*, Cambridge, UK, pp. 122-146;
84. Haimes Y.Y. (1998). *Risk Modelling, Assessment, and Management*. Wiley, New York, ISBN 0 471 24005 2.
85. Hall J. W., Lee E. M. and Meadowcroft I. C. (2000). Risk-based benefit assessment of coastal cliff protection. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Water and Maritime Engineering*, 142, No. 3.
86. Hall, J.W., Cruickshank, I.C. and Godfrey, P.S. (2001). Software-supported risk management for the construction industry. *Proc. ICE, Civ. Instn Engrs.*, Paper 12272, 42-48.
87. Hambly, E.C. (1969). Plane strain behaviour of soft clay. PhD Thesis. University of Cambridge, UK.
88. Hanna, T. H. (1973). *Foundation Instrumentation*. Trans Tech Publishers.
89. Hasofer, A. M. & Lind, N. C. (1974). Exact and invariant second-moment code format. *J. Engng Mech.*
90. Horne, M. R. (1964). The consolidation of stratified soil with vertical and horizontal drainage. *Int. J. Mech. Sci.*, 6, 187-197.
91. I. Jefferson, *Problematic soils*, Thomas Telford, 2016
92. INSTITUTION OF CIVIL ENGINEERS "Inadequate Site Investigation". Thomas Telford Ltd., 1991.
93. James, P. M. (1971). The role of progressive failure in clay slopes. *Proc. 1st Australia-NZ Conf. on Geomechanics*, Melbourne, 1971, 1, 344-348.
94. Janbu, N. (1954). *Stability analysis of slopes with dimensionless parameters*, Harvard Soil Mechanics Series No 46, Cambridge, Mass., p. 81.
95. Knill, I L., Lumb, P., Mackey, S., de Mello V. F. B., Morgenstern, N. R. & Richards, B. G. (1999). Report of the independent review panel on fill slopes.

96. Lee, E. M., Moore, R. and McInnes, R. (1998). Assessment of the probability of landslide reactivation: Isle of Wight Undercliff UK. Proceedings of the 8th International Association of Engineering Geology and the Environment Congress, Vancouver, pp. 1315—1321.
97. Lloret, A. & Alonso, E. E. (1985). State surfaces for partially saturated soils.
98. Lloret, A., Gens, A., Battle, F. & Alonso, E. E. (1987). Flow and deformation analysis of partially saturated soils.
99. Lo, K. Y. and Lee. C. F. (1973). Analysis of progressive failure in clay slopes. Proc. 8th Int. Conf. Soil Mech. Fdn Engng, USSR Nat. Soc. Soil Mech. & Fdn Engng, Moscow, 1(1), 251-258.
100. Mayne, P.W. (2001). Ground property characterisation by insitu tests. Proc. 15th Int. Conf. on Soil Mech, and Geotech. Eng., Istanbul, August 2001.
101. Meigh, A.C. (1987). Cone Penetration Testing. Butterworths, London, p. 141.
102. Menzies, B. K. and Simons, N. E. (1978). Stability of embankments on soft ground. Developments in soil mechanics – 1, Chapter 11, Applied Science Publishers Ltd, London, pp. 393-436.
103. Mitchell, J. K. (1976). Fundamentals of Soil Behaviour. John Wiley and Sons, New York.
104. Mocket I., Simm J., Risk levels in coastal and river engineering: a guidance for design, Thomas Telford, 2018
105. Mocket I., Simm J., Risk levels in coastal and river engineering: a guidance for design, Thomas Telford, 2018
106. Mocket I., Simm J., Risk levels in coastal and river engineering: a guidance for design, Thomas Telford, 2018
107. Morgenstem, N. R. (1977). Slopes and excavations in heavily overconsolidated clays. Proc. 9th Int. Conf. Soil Mech, and Foundn Engng, Tokyo, State-of-the-Art Volume, pp. 567-581.
108. Morgenstern, N. R. and Price, V. E. (1965). The analysis of the stability of general slip surfaces. Geotechnique, 15, 79-93.
109. Moum, J., Loken, T. and Torrance, J. K. (1971). A geochemical investigation of the sensitivity of a normally consolidated clay from Drammen, Norway. Geotechnique, 21, 329-340.
110. Muir-Wood, AM: "Control of Uncertainty in Geotechnical Engineering". Special Publication in advance of XIII ICSMFE New Delhi 1994. Oxford and IBH Publishing Ltd
111. Muller, L. (1959). The European approach to slope stability problems in open-pit mines. Colorado School of Mines Quarterly. 54(3), 117-133.
112. Naqvi M., Design of linear drainage systems, Thomas Telford, 2016;
113. NATIONAL AUDIT OFFICE "Department of Transport: Contracting for Roads" HMSO, October 1992.
114. NATIONAL RESEARCH COUNCIL. "Geotechnical Site Investigations for Underground Projects" vol.1 National Academic Press. Washington DC 1984.

115. Ng, C. W. W., Fung, W. T., Chetik, C. Y. & Zhaug, L. M. (2014). Influence of stress ratio and stress path on behavior of loose decomposed granite.
116. Pack, RB "The observational method in applied soil mechanics" *Geotechnique* Vol 19, No 2 171-187 (1969).
117. Parkhurst, S. and Flavell, R. (2000). Risk assessment and quantification of slope conditions based upon site inspection surveys. Proc. 8th International Symposium on Landslides, Cardiff. Thomas Telford Publishing, London, pp. 1171-1176.
118. Pereira, it Il. F. (1996). Numerical analysis of the mechanical behavior of collapsing earth dams. during first reservoir filling.
119. Rackwitz, R. & Fiessler, B. (1978). Structural reliability under combined random load sequences. *Comput. Struct.* 9.
120. Rankine, W. J. M. (1862). *A Manual of Civil Engineering*. Griffin and Bohn, London.
121. Robertson, A. M. G. (1970). The interpretation of geological factors for use in slope stability. In Van Rensburg, P. W. J. (ed), *Planning open pit mines*, Proc. Symp., Johannesburg. Balkema, Rotterdam.
122. Root, A. W. (1958). Prevention of landslides. In *Landslides and Engineering Practice* Ed. E. B. Eckel, Highway Research Board Special Report 29, pp. 113-148.
123. ROWE P.W. "The Relevance of Soil Fabric to Site Investigation Practice" *Geotechnique*, XXII No.2 June 1972.
124. Shinozuka, M. (1983). Basic analysis of structural safety. *J. Struct. Engng, ASCE* 109, No. 3.
125. Simon, P., Hillson, D. and Newland, K. (1997). *PRAM: Project Risk Analysis and Management Guide*. Association for Project Management, Norwich.
126. Simons N., *Foundation engineering*, Thomas Telford, 2015;
127. Simons N., *Geotechnical site investigation*, Thomas Telford, 2015;
128. Simons N., *Soil-structure engineering of deep foundations, excavations and tunnels*, Thomas Telford, 2018;
129. Simons, N. E. and Menzies, B. K. (1978). The long term stability of cuttings and natural clay slopes. *Developments in soil mechanics - 1*, Chapter 10, Applied Science Publishers Ltd, London, pp. 347-392.
130. Simons, N.E., Menzies, B.K. and Matthews, M.C. (2001). *A Short Course in Soil and Rock Slope Engineering*. Thomas Telford, London.
131. Skempton, A. W. (1954). The pore pressure coefficients A and B in saturated soils. *Geotechnique*, 4, 143-147.
132. Skempton, A. W. and Golder, H. Q. (1948). Practical examples of the $\phi = 0$ analysis of stability of clays. Proc. Int. Conf, on Soil Meeh. & Fdn Engrg, Rotterdam, 2, 63-70.
133. Skempton, A. W. and Northey, R. D, (1952). The sensitivity of clays. *Geotechnique*, 3, 30-53.

134. Sladen, J. A., D'Hollander, R. D. D. & Krahn, J. (1985). The liquefaction of sands: a collapse surface approach.
135. SOWERS G.F. "Human Factors in Civil and Geotechnical Engineering Failures". ASCE Journal. Geot.Eng. Vol 199. No.2 Feb.1993.
136. Taylor, C. L. (1970). Geometric analysis of geological separation for slope stability investigations. Bull. Ass. Engineering Geologists, 7(1&2), 76-85.
137. Taylor, D. W. (1937). Stability of earth slopes. J. Boston Soc. Civ. Engrs, 24, 337-386.
138. Taylor, D. W. (1948). Fundamentals of Soil Mechanics, John Wiley and Sons, New York.
- 139.** Terzaghi и Peck, 1967 Soil mechanics in Engineering Practice John Wiley and sons, New York.
140. Terzaghi, K. (1923). Die berechnung der Durchlassigkeitsziffer des Tones aus dem Verlauf der hydrodynamischen Spannungserscheinungen. Sitzung berichte (Abt. IIa) Akademit der Wissenschaften, Vienna, Part 20, 32 (3/4), 125-138.
141. Terzaghi, K. (1936). Stability of slopes of natural clay. Proc. 1st Int. Conf. Soil Meeh., Harvard, 1936, Harvard University, 1, 161 — 165.
142. Terzaghi, K. (1939). Soil Mechanics — a new chapter in engineering science. J. I.C.E., 12, 106—141 (also in A Century of Soil Mechanics, I.C.E., 1969).
143. Terzaghi, K. (1943). Theoretical Soil Mechanics. Wiley, New York.
144. Terzaghi, K. (1950). Mechanism of landslides. In Application of Geology to Engineering Practice. Geol. Soc. of America, Berkeley, pp. 83-123.
145. Terzaghi, K. and Peck, R. B. (1948). Soil Mechanics in Engineering Practice, John Wiley and Sons, New York.
146. Terzaghi, K. and Peck, R.B. (1948). Soil Mechanics in Engineering Practice. Wiley, New York.
147. Thomas, H.R. и He, Y. (1995). Analysis of coupled heat, moisture and air transfer in a deformable unsaturated soil. Geotechnique 45.
148. Timoshenko, S. (1934). Theory of Elasticity, McGraw-Hill, New York, p. 193.
149. Tong, P. Y. L. and Maher, R. O, (1975). Horizontal drains as a slope stabilising measure. 1. Engng Soc. Hong Kong. Pp. 15-27
150. Tung, Y.K. и Chan, G.C.C. (2003). Stochastic analysis of slope stability considering uncertainties of soil-water retention characteristics.
151. Turnbull, W. J. and Hvorslev, M. J. (1967). Special problems in slope stability. J. Soil Meeh, and Fdn Engng Div., ASCE, 4, 499—528.
152. Turner B.A. (1983) The use of grounded theory for the qualitative data analysis of organizational behavior, Journal of Management Studies.
153. Turner, B.A. (1981) Some practical aspects of qualitative data analysis: One way of organizing the cognitive processes associated with the generation of grounded theory.
154. UFF J.F., CLAYTON C.R.I. "Recommendations for the procurement of ground investigations" CIRIA, London. 1986
155. University of Surrey. (1998). Managing Geotechnical Risk: Improving

- Productivity in UK Building and Construction, Task 3 Report Investigation of the use of IT and Software for Geotechnical Risk Management. Report prepared by the University of Surrey on behalf of the Institution of Civil Engineers, London.
156. Viggiani, C. (1980). Ultimate lateral load on piles used to stabilise landslides. Proc. Xth Int. Conf. Soil Mech. & Fdn Engrg, 3, Paper 11/46, 555-560.
 157. WHYTE I.L. "The Development of Site Investigation" Ground Engng. 1976.
 158. WHYTE I.L., PEACOCK W.S. "Site Investigation and Risk Analysis" Proc.I.C.E. Civil Engineering May 1992.
 159. WHYTE I.L., PEACOCK W.S. "Site Investigation Practice". Mun.Eng.Vol 5. 1988.
 160. Zaruba, Q. and Mencl, V. (1982). Landslides and their control, 2nd edn. Elsevier Scientific Publishing Company, Amsterdam and Oxford.
 161. NATIONAL RESEARCH COUNCIL. "Geotechnical Site Investigations for Underground Projects" vol.1 National Academic Press. Washington DC 1984.
 162. SOWERS G.F. "Human Factors in Civil and Geotechnical Engineering Failures". ASCE Journal. Geot.Eng. Vol 199. No.2 Feb.1993.
 163. INSTITUTION OF CIVIL ENGINEERS "Inadequate Site Investigation". Thomas Telford Ltd., 1991.
 164. NATIONAL AUDIT OFFICE "Department of Transport: Contracting for Roads" HMSO, October 1992.
 165. WHYTE I.L. "The Development of Site Investigation" Ground Engng. 1976.
 166. WHYTE I.L., PEACOCK W.S. "Site Investigation Practice". Mun.Eng.Vol 5. 1988.
 167. UFF J.F., CLAYTON C.R.I. "Recommendations for the procurement of ground investigations" CIRIA, London. 1986
 168. WHYTE I.L., PEACOCK W.S. "Site Investigation and Risk Analysis" Proc.I.C.E. Civil Engineering May 1992.
 169. ROWE P.W. "The Relevance of Soil Fabric to Site Investigation Practice" Geotechnique, XXII No.2 June 1972.
 170. COMMISSION OF THE EUROPEAN COMMUNITIES COMMON UNIFIED RULES FOR GEOTECHNICS DESIGN. Draft Model for Eurocode 7, December 1987.
 171. COLE K. "Building over Abandoned Shallow Mines. A Strategy for the Engineering Decisions on Treatment". Ground Engng., May 1987.
 172. COLE K. "Building over Abandoned Shallow Mines. Paper 1: Considerations of risk and reliability. Ground Engng. Jan/Feb. 1993.