

МИННО-ГЕОЛОЖКИ УНИВЕРСИТЕТ „СВ. ИВАН РИЛСКИ“

Маг. инж. Иван Стоянов Митев

**ОПРЕДЕЛЯНЕ НА ИЗЧИСЛИТЕЛНИТЕ МОДЕЛИ
ПРИ ПРОЕКТИРАНЕ НА МЕТРОПОЛИТЕНИ
ПО ОТКРИТ СПОСОБ**

АВТОРЕФЕРАТ

на Дисертация

ЗА ПОЛУЧАВАНЕ НА ОБРАЗОВАТЕЛНА И НАУЧНА СТЕПЕН
„ДОКТОР“

научна специалност „Минно строителство“

Научен ръководител:

Проф. д-р Любен Тотев

Рецензенти:

1. Проф. д-р Стоян Братоев Иванов
2. Проф. д-р Николай Рафаилов Жечев

СОФИЯ

2013

Защитата на дисертацията ще се състои на 18.07.2013 година (четвъртък) от 11.00 часа в зала „Видекс“ на Миннотехнологичния факултет, ет. II, на открито заседание на Научното жури съгласно ЗРАСРБ, определено със Заповед № Р- 742 от 17.06.2013 г. на РЕКТОРА на МГУ „Св. Иван Рилски“.

Дисертационният труд, авторефератът, рецензиите и становищата на членовете на научното жури се намират в отдел „Следдипломна квалификация“ на МГУ „Св. Иван Рилски“ в сградата на Ректората, III етаж стая 79.

Авторът на научния труд работи в катедра „Подземно строителство“ към МГУ „Св. Иван Рилски“, гр. София, където е зачислен за редовен докторант по професионално направление „Архитектура строителство и геодезия“. Разработките по дисертационния труд са извършени в същата катедра.

Дисертационният труд е обсъден и насочен за защита от разширен катедрен съвет на катедра „Подземно строителство“, назначен със Заповед № Р-659 от 20.05.2013 год. на Ректора на МГУ „Св. Иван Рилски“, проведен на 23.05. 2013 год.

Дисертационният труд съдържа:

- 145 страници основен текст
- 69 фигури;
- 28 таблици;
- 139 библиографски източници;
- Отделен свитък с графични и текстови приложения, като неразделна част дисертацията

Автор: *Иван Стоянов Митев*

Заглавие: *ОПРЕДЕЛЯНЕ НА ИЗЧИСЛИТЕЛНИТЕ МОДЕЛИ ПРИ
ПРОЕКТИРАНЕ НА МЕТРОПОЛИТЕНИ ПО ОТКРИТ СПОСОБ*

Тираж: 25

броя

ГЛАВА ПЪРВА

I. ВЪВЕДЕНИЕ

Успешното решаване на проблемите с градския транспорт, чрез изграждането на Метрополитени, допринася за цялостното развитие и използването на подземни пространства. В зависимост от предназначението си, местоположението в града, дълбочината и начина на строителство, метрополитените са с плитко и дълбоко залягане. Плиткото залягане на метрополитените обезпечава максимални удобства на пътниците и в сравнение с метрополитени с дълбоко залягане имат по-добри икономически и експлоатационни показатели. По тази причина плитко заложените метрополитени са получили по-голямо приложение.

При строителството на плитко заложените метрополитени на дълбочини до 22 метра, най-голямо приложение намира „открития способ“, заедно с неговите разновидности – „котлованен“ и „траншеен“ метод.

Дисертационният труд е посветен на изследвания върху този способ, чрез определяне на оптимален изчислителен модел.

ГЛАВА ВТОРА

II. ОБЗОР НА ТЕХНОЛОГИИТЕ ЗА СТРОИТЕЛСТВО НА МЕТРОПОЛИТЕНИ

II.1 Софийски метрополитен

В зависимост от разположението спрямо терена (заложението) на участъците от линиите на Софийското метро и метростанциите са подземни, наземни и надземни. Като подземните линии от своя страна са дълбоко заложените и плитко заложените.

При строителството на подземните участъци на метрото в София, в зависимост от разположението им спрямо терена са използвани следните основни технологии и методи на изпълнение:

Строителство по „Открит способ“ в две основни разновидности: изпреварващо изкопаване на котлован с оформяне на откоси или котлован с укрепени стени, след което се преминава към изграждане на конструкцията на тунела или метростанцията в него.

Строителството в изкопи (котловани) с оформяне на откоси без допълнително укрепване е приложено в участъците от Софийското метро, където в непосредствена близост до изкопите няма разположени масивни сгради и съоръжения и има осигурена достатъчна територия за

оформяне на котлована. В зависимост от физико-механичните характеристиките на геотехническите разновидности, наклонът на откосите в тези случаи се намира в границите от 1:0,75 до 1:1, без да бъде изследвана общата и местна устойчивост, спрямо конкретните геотехнически условия.

В участъците, където е възникнала необходимостта от по-бързо възстановяване на повърхността над съоръженията на метрото, е приложен **„траншеен метод“**. Според спецификата на технологичната последователност са разпространени две разновидности на метода: **„Милански“** и **„Топ даун“**, характерни с предварителното изграждане на шлицови стени и покривна плоча, след което се извършва изкопаване на земните маси и изпълнение на дънната плоча. Разликата между разновидностите на „траншейния метод“, е че **„Миланският метод“** е приложим при едноетажни и двуетажни подземни конструкции на метрополитени, а **„Топ даун“ методът** е характерен при изграждането на четири- и пет- етажни подземни конструкции на метрополитени с подземни паркинги, съоръжения за смяна на посоката на движение на влаковете и други.

Строителството на цялостната метро конструкция с прилагане на „траншеен метод“, се характеризира с точно определени строителни състояния, през които преминават вертикалните носещи елементи. Тези състояния са характерни с различните си статически схеми, които не са обособени като такива и при оразмеряването на шлицовите стени се пренебрегва динамичния и статически анализ.

II.2 Строителство на метрополитени в други страни

Общият брой на различните разновидности на скоростните градски железници по света - метро, леки градски железници и скоростен трамвай на обособено платно възлиза на над 160. Разпределението на метрополитените по континенти е както следва: Европа - 59; Америка (Северна и Южна) - 31 броя; Азия - 40 броя; Африка - 4 броя и Океания - 2 броя. През последното десетилетие в света има над 45 метрополитена, които се намират в процес на разширение и над 30 метрополитена, които са в процес на проектиране или в начална фаза на строителство.

II.3 Анализ на геотехническото проектиране при метротрасета по „открит“ способ.

Геотехническото проектиране включва изискванията за проектиране, изпълнение, контрол и приемане, в съответствие с националните и европейски норми за основните положения на конструкциите на строежите и за въздействията върху тях.

При определянето на геотехническите проектни изисквания се отчитат: видът и размерите на конструкцията и нейните елементи, включително и всички специални изисквания и условия, произтичащи от особеностите на съседни конструкции.

Фундаментите и земната основа се изчисляват по методите на граничните състояния за възможните въздействия върху тях: Крайни гранични състояния (I група) на носеща способност; Експлоатационни гранични състояния (II група) на деформации и отваряне на пукнатини, когато това се изисква за съответния строеж.

Проверките за крайни гранични състояния се извършват с изчислителните, а за експлоатационните гранични състояния - с нормативните стойности на почвените характеристики и на въздействията.

Проверките за граничните състояния се извършват за най-неблагоприятните комбинации от въздействията, почвените характеристики и експлоатационни или строителни условия, при които може да настъпи съответното гранично състояние.

За всяко геотехническо проектно състояние се проверява дали не е надвишено някое от съответните гранични състояния чрез следните методи: изчислителен, предписани мерки, експериментални модели и пробни изпитвания, наблюдателен метод или комбинации от изброените, като се отчита взаимодействието между конструкцията на строежа и земната основа.

Не се допуска геотехническо проектиране на строежи без да бъдат направени инженерногеоложки и хидрогеоложки проучвания за терена. Тези проучвания завършват с инженерногеоложки и хидрогеоложки доклад, наричан за краткост «геотехнически».

II.3.3 Обем и обхват на геотехническото проучване и проектиране

За разлика от проучванията на общата геология при подземното строителство е необходимо заключение за влиянието на геотехническите условия по цялата дължина на подземното съоръжение. Геоложката история на изследвания микрорайон има смисъл и значение за да определи състоянието на скалните масиви и да прогнозира явленията в процеса на прокопаването.

Проучванията установяват:

- Геотехническата информация за инженерна геология, морфология, сеизмичност, хидрогеология;

- История на площадката, както и показатели, отнасящи се до общите, деформационните и якостни характеристики на отделните почвени разновидности;

- Нивата на подземните води и очаквания водоприток в строителните изкопи, както и нееднородността на земната основа.

Колкото по-задълбочено се извършват геотехническите проучвания, толкова по-малко изненади се появят по време на строителството и то се извършва по-евтино и по-бързо. Разбира се, за самите проучвателни работи се предвиждат необходимите средства и време, които нарастват в съответствие със сложността на геоложките условия и дълбочината на залягане на тунелното трасе.

Основните механични характеристики на почвите, с които се определя носещата способност и деформациите на земната основа са ъгълът на вътрешно триене ϕ и кохезията /сцеплението/ c , модула на обща деформация E , коефициента на Поасон ν и при свързаните почви - параметри на консолидацията. Изпитванията обхващат всички почвени разновидности в активните зони на взаимодействието между геотехническите конструкции и почвите

Планирането на геотехническите проучвания отчитат изискванията за работата на проектираната конструкция. При получаване на нова информация по време на строителството, обхватът на геотехническите проучвания се актуализира.

Всички геотехнически данни за земната основа и почвените води в и около площадката, необходими за точно описание на основните свойства на земната основа и за достоверно определяне на нормативните и изчислителни стойности на почвените характеристики, задължително се използват при проектирането.

Геотехническите изследвания при проектирането и строителството на подземни съоръжения осигуряват необходимата информация за определянето на: разположение на конструкцията; методи на фундиране; защита от ерозия; защита срещу набъбване и свиване; заздравяване на земната основа и/или предприемането на други стабилизационни мерки.

II.3.4 Анализ на съществуващата практика при оразмеряване на укрепителни съоръжения (огради)

Геотехническото проектиране по Euro Code 7, както и по „старите“ национални норми, изисква необходими гаранции за сигурност на земната основа от една страна, за конструкцията от друга, както и за тяхната съвместна сигурност.

Един от основните методи за проектиране на укрепителни конструкции, е **Методът на граничните състояния**. Той се състои в това, че проектираната конструкция трябва да бъде проверена, вкл. да се гарантира надеждността (носимоспособността, експлоатационната годност и трайност), за различни гранични състояния и различни ситуации, в които може да се окаже тя.

При проектирането на вертикалните укрепвания на стените чрез прилагането на открития способ, водещи фактори за определянето на натоварванията, разпределението и интензивността им са: дълбочината на залягане, инженерно-геоложките разновидности, външни натоварвания от сгради и съоръжения.

Сравнително по-малко внимание се отделя на хидродинамичните и геотехническите условия, при които се развиват процесите на строителство и експлоатация. Тези процесивлияят пряко на големината на натоварванията и носимоспособността на конструкциите. Също така и на обособените групи гранични състояния за различните статически ситуации в които може да се окаже укрепителното съоръжение според етапа на строителство.

II.4 Цели

Целите на настоящия дисертационен труд са да се създадат:

- Методика за оценка на ефективността на прилаганите в практиката на метростроителството по „открит способ“ технически решения. На база съпоставката на числено изследване и практически пример на реализация, да бъдат направени изводи и препоръки за практиката.
- Оптимален изчислителен модел при проектирането на откоси и укрепване на котловани, който да осигури максимална сигурност и оптимални експлоатационни качества по време на строителство и експлоатация на съоръженията изградени по „открит способ“.

За постигане на целите, в дисертационния труд се провеждат изследвания, свързани с проектирането на съоръжения по открит способ, които да дават решение на следните задачи:

1. Изследване на устойчивостта на откоси при котлованен метод, с прилагане на числени методи.
2. Определяне на най-подходящия изчислителен модел с характерни геометрични и геотехнически параметри, за изследване на общата устойчивост по време на строителство и експлоатация за конкретен участък.

3. Определяне на оптималната дълбочина на забиване на укрепителните конструкции, статическите схеми за съответните строителни състояния при изграждане, както и товарите и въздействията върху тях.

Прилагането на оптимален изчислителен модел при проектирането на откоси и укрепване на котловани, ще осигури максимална сигурност и оптимални експлоатационни качества по време на строителство и експлоатация на съоръженията изградени по открит способ.

ГЛАВА ТРЕТА

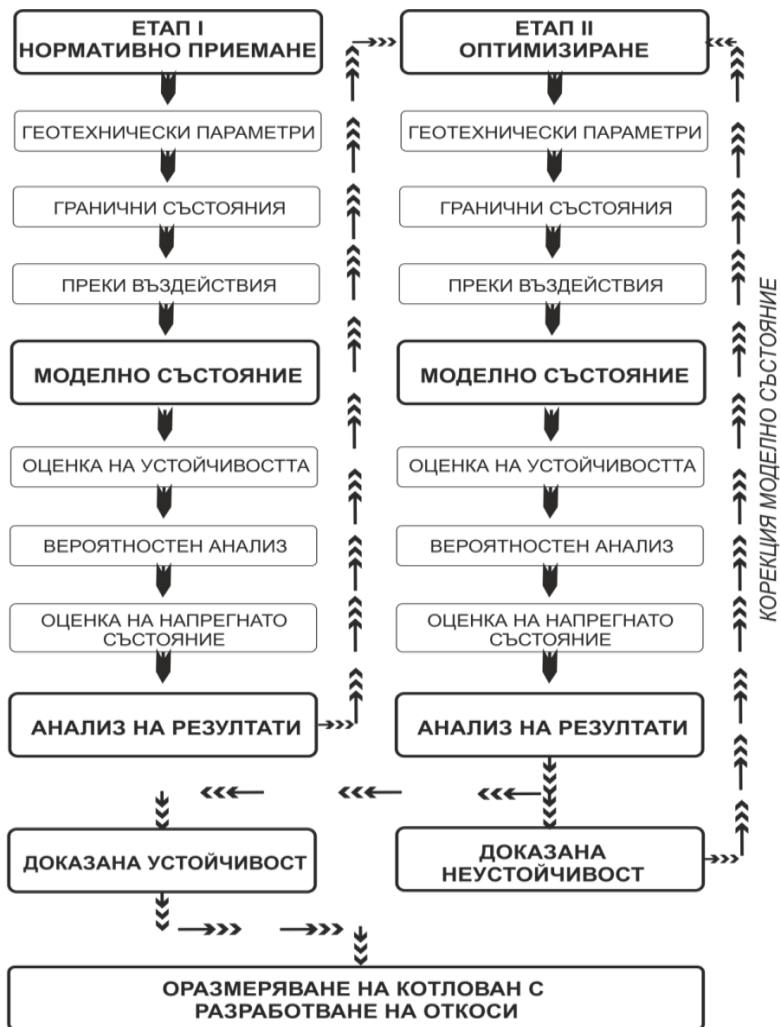
III. ИЗСЛЕДВАНЕ НА УСТОЙЧИВОСТТА НА ОТКОСИ ПРИ КОТЛОВАНЕН МЕТОД, С ПРИЛАГАНЕ НА ЧИСЛЕНИ МЕТОДИ

При проектиране и изграждане на подземни съоръжения, от особена важност е въпросът за устойчивостта на откосите на направените изкопи. За тази цел е задължително уточняването на геотехническите разновидности с доказани физико-механични свойства, чрез провеждане на множество предварителни проучвания и изследвания.

Задачите за устойчивостта на откосите при проектиране на метротунели и метростанции по открит способ са свързани с гарантиране и доказване на тяхната сигурност. И тук, както и при всички укрепителни конструкции, гаранции за тази сигурност се дават след като са оценени всички състояния, посредством частна задача от теорията на граничното равновесие. От друга страна, изчисляването на устойчивостта на откосите се явява специална техническа задача с определена практическа насоченост.

III.1 Методика за изследване устойчивостта на откосите.

За постигане на целите в дисертацията е съставена методика, показана на *Фиг. III.*



Фиг. III Методика за провеждане на изследване за оценка на устойчивостта на откоси при разработване на котловани с откоси.

Установено, е че граничните състояния на откоса при изследване на устойчивостта зависят от масива, хидрогеоложкото му състояние, от параметрите на оценяваните откоси, товарите и въздействията по време на изпълнение и в експлоатационни условия.

При параметричната оценка на устойчивостта на изкопите и откосите им, при прилагане на „котлованен“ и „траншеен“ метод в изследването е приложена следната методика:

1. Анализ на надеждността, достоверността и статистическа представителност на геотехническите параметри, получени при провеждане на полеви и лабораторни изпитвания. Обобщаване на физикомеханичните показатели на установените геотехнически разновидности.

2. Определяне на граничните състояния, в случаи на прилагане на „котлованен“ и „траншеен“ метод:

- Загуба на обща устойчивост на откосите на котлована и свързаните земни основи на сгради или съоръжения в зоната на влияние на изкопаване на котлована;
- Вероятни премествания в земните основи вследствие на срязващи деформации, слягания, вибрации и др., които могат да доведат до критични състояния на съседни конструкции;
- Оценка на риска от разрушаване или загуба на експлоатационната годност в съседни конструкции като пътища или инсталации, вследствие премествания в земната основа.

3. Определяне на съвкупности на ключовите управляеми и неуправляеми въздействия, влияещи пряко върху устойчивостта на откосите на котлована:

А) Управляеми въздействия:

- Технология на строителството;
- Вибрации;
- Дейности на хора.

Б) Неуправляеми въздействия:

- Предишни деформации на земната основа при различни причини;
- Климатични изменения, включително температурни промени, суша и силни валежи;
- Израстване на растителност или нейното унищожаване;
- Колебания на водните нива.

4. Оценка на устойчивостта на откосите на котлована, чрез съвместяване възможностите на два различни подхода със съответстващите им методи за изследване на устойчивостта.

5. Вероятностен анализ на оценката за устойчивост на хлъзгателни повърхнини с минимален коефициент на сигурност спрямо всички изследвани повърхнини.

6. Анализ и оценка на напрегнатото състояние на масива, вследствие от породени временни натоварвания от строителната техника, както и натоварвания от съседни сгради и съоръжения.

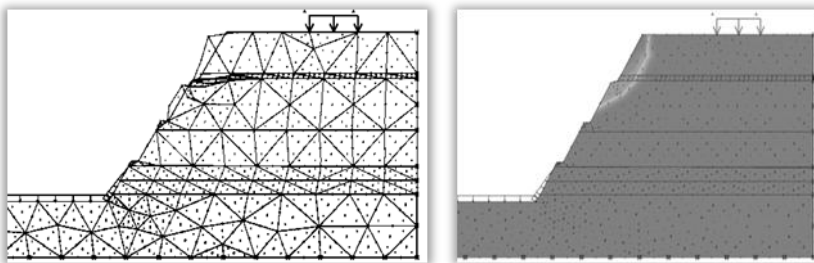
7. Анализ и обобщение на резултати от точка 1 до точка 6 на методиката, за оразмеряване на котлован с развитие на откоси.

Приложението на методиката показана на *фиг. III* се извършва на два основни етапа. По време на първия етап се създават изчислителни моделни състояния за проектиране на котловани с оформяне на откоси, на база нормативните изисквания и възможностите за приемане на различните геотехнически и геометрични параметри. Като се спазва методическата последователност на стъпките от 1 до 7, получаваме крайна оценка на устойчивостта на откосите на котлована. Провеждането на втория етап изследва устойчивостта, сигурността и възможностите за оптимизация, на база получените резултати за вече създадените изчислителни модели, като променяме някои основни геометрични параметри, въз основа от изпълнението на Етап I от методиката. След приключване на двата етапа, всички получени резултати от проведените изследвания се обобщават, за да се формира крайната оценка на устойчивостта на откосите, с което да се предложат конкретни препоръки за окончателното оразмеряване на котлована.

При формирането на методиката се използват група от методи, свързани с реализацията на отделните стъпки от методическата последователност, насочени основно за определяне на устойчивостта, напрегнатото състояние на масива и провеждането на вероятностния анализ на получените резултати за коефициентите на сигурност.

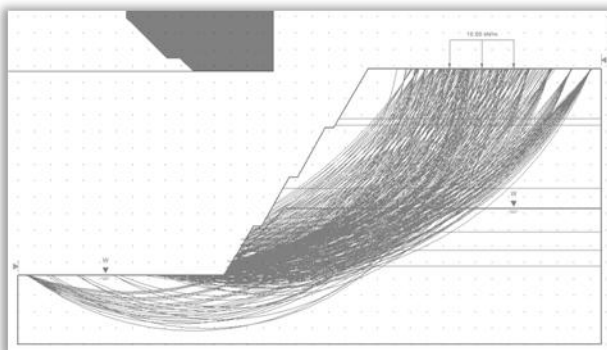
Оценката на устойчивостта се извършва на база съпоставката на проведено изследване и извършена реализация, като при оценяването се прилагат два принципни подхода, базирани на различни методи на изследване:

- оценка на база напрегнато и деформирано състояние на претокосирания масив с използването на числени методи изследващи развитието на зони на разрушение (пластифициране), на база на което се оценява устойчивостта. Този подход се счита за „теоретичен“. Като за целта се прилага метода на крайните елементи (Фиг.III.17);



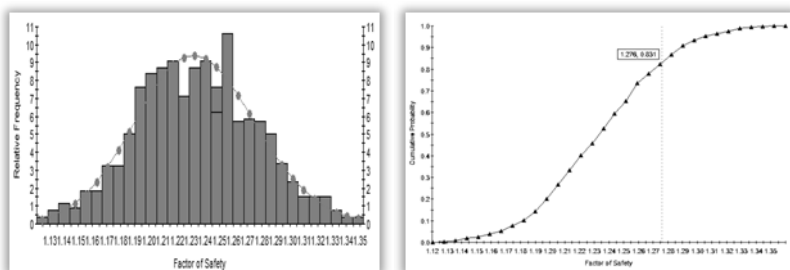
Фиг. III.17 Относителната и общата устойчивост на геотехническия модел

- Оценка на базата на граничното равновесие на кинематически възможни структурни модели, чрез прилагане на методи базирани на изследване по неблагоприятна хлъзгателна повърхнина;



Фиг. III.17 Продължение - Относителната и общата устойчивост на геотехническия модел

- Неразделна част от изследването е и извършването на вероятностен анализ (Фиг. III.18) на оценката за устойчивост на хлъзгателни повърхнини с минимален коефициент на сигурност спрямо всички изследвани повърхнини. Вероятностния анализ се осъществява на база метода на Монте - Карло. След извършване на анализа, от получените резултатите се построява графика, на която са отразени разпределението на коефициентите на устойчивост за всички изследвани хлъзгателни повърхнини, спрямо нормативните изисквания;



Фиг. III.18 Графики на вероятностен анализ

- Паралелно с оценката на устойчивост, се изследва напрегнатото състояние на масива от временните натоварвания породени от строителната техника, както и натоварвания от съседни сгради и съоръжения по уравненията на Michell. Чрез получените резултати се дефинират зоните на гранично равновесие под товарите от повърхността в дълбочина, което дава основание за избор на параметрите на откоса или възникване на необходимостта от укрепителни мероприятия в тялото на проектирания котлован.

-

III.1.1 Моделни състояния на откосите при различни комбинации от различните физико-механични и строителни състояния.

Следвайки стъпките от 1 до 3 на методиката, се определят различни моделни състояния отразяващи характерните напречни геотехнически разрези. За целта се ползва практическия пример за проектиране и реализация на Метростанция № 18, която е изпълнена изцяло по открит способ.

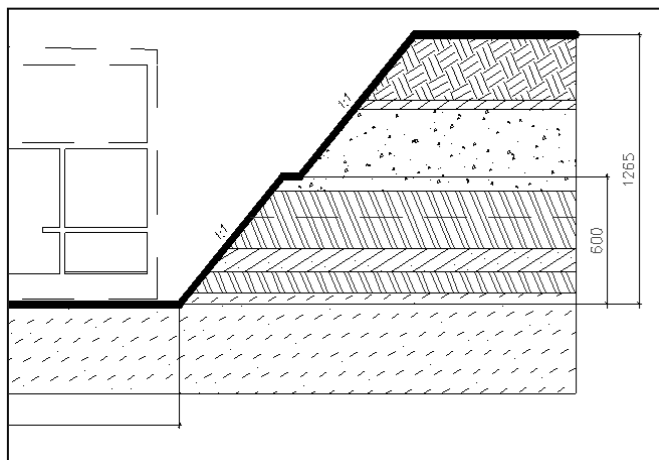
Други характерни участъци, представляващи интерес за прилагане на методиката на изследване са ТУНЕЛНИ УЧАСТЪЦИ от км. 0 + 700,00 до км 0 + 930,35 , изпълнявани в комбинация от „открит“ и „милански“ способ.

МОДЕЛНО СЪСТОЯНИЕ 1

Характерно за това моделно състояние е прилагането изцяло на „открития способ“ при прокарване на метротунели и станции. При това моделно състояние се извършват изкопни работи за достигане на нивата на дънните плочи и последващо изграждане на конструкциите от повърхността, като дълбочината на изкопите до нивата на дънните плочи е над 6 метра.

В този модел е направен геотехнически разрез (фиг. III.4) от участъка на Метростанция №18 с обща дължина 25,70 м. Котата на дъното на конструкцията е на 12,65 метра от пътната нивелета на булеварда.

Откосите на изкопа са с нормативен наклон 1:1.

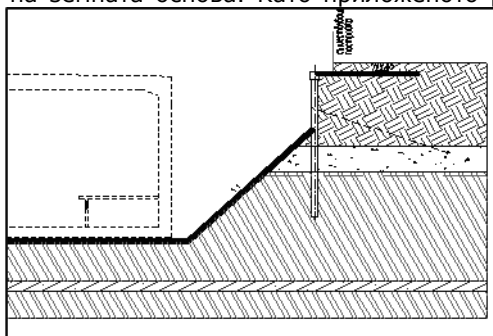


Фиг. III.4
Геотехнически
разрез за Моделно
състояние 1

МОДЕЛНО СЪСТОЯНИЕ 2

Геотехническият разрез (фиг. III.6) е специфичен за участък с използване на открития способ в общ котлован с частично укрепване, поради непосредствената близост на съседна сграда и натоварването от нея (фиг. III.5).

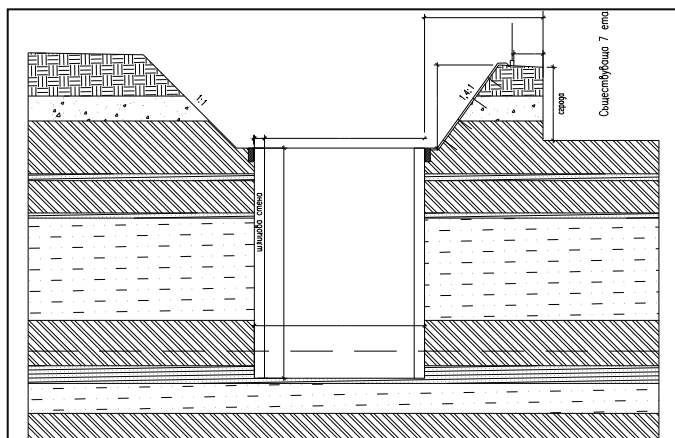
Както и при предното моделно състояние така и за това, в проектите не са изследвани устойчивостта, якостните и деформационни свойства на земната основа. Като приложеното решение е изцяло базирано на нормативните допускания и изисквания.



Фиг. III.6 Геотехнически разрез за
Моделно състояние 2

МОДЕЛНО СЪСТОЯНИЕ 3

В това моделно състояние изследването е приложено върху тунелен подучастък от км 0+700 до км 0+930.35 с дължина 230,35 метра, който е разделен на шест конструктивни блока. По технологични съображения, блоковете са изпълнени като комбинация от „милански“ и „котлованен“ метод (Фиг. III.8). Дълбочината на изкопите не надвишава 6 метра, а наклона на откосите е избран нормативно 1:1.



Фиг. III.8
Геотехнически
разрез за Моделно
състояние 3

МОДЕЛНО СЪСТОЯНИЕ 4

След анализа на получените резултати при реализирането на първия етап от методиката на изследването относителната и обща устойчивост, както и напрегнатото състояние на *Моделно състояние 1*, преминаваме към реализацията на втория етап от изследването.

Моделно състояние 4 отразява провеждането на втория етап от методиката на изследване, като се отчитат промените на нормалните и тангенциални напрежения, както и общата устойчивост при оптимизиране на проектните ъгли на откоса за *Моделно състояние 1*.

Съществено важно за изследвания модел е определянето на вероятността за загуба на граничното равновесие на масива при оптимизирането на проектни ъгли на откоса.

МОДЕЛНО СЪСТОЯНИЕ 5

Приложената комбинация на изпълнение на метротунела от км 0+700 до км 0+930.35, от „милански“ и „котлованен“ метод дава

възможност за последващо изследване за оптимизация на изпълнението на строителните дейности по оформянето на котлована.

Това последващо изследване е съобразено с резултатите от Моделно състояние 3 и необходимостта от запазване на общата устойчивост на бордовете на котлована, както при всички останали изследвания.

III.1.2 Резултати от изследването на устойчивостта при различните моделни състояния.

Получените резултати от изчисленията за относителната и общата устойчивост на геотехническите модели са представени въз основа на аналитичните методи за изследване на устойчивостта - Janbu, Bishop's, Fellenius и МКЕ. Използваните методи за оценка на устойчивостта с оглед характера на откоса, дават възможност за точното определяне на предполагаема свлачищна повърхнина.

За целта на изследването са приложени софтуерните продукти: *Rocscience.Slide.v5.014* и *Plaxis 8.2*.

При изчисляването на устойчивостта са взети предвид изчислителните стойности инженерногеоложките разновидности. Направени са и обратни изчисления, за проверка на стойностите на кохезията за геотехническите разновидности.

Вероятностният анализ за всяко моделно състояние е извършен, като входните параметри на моделите са разгледани като случайни величини. Изчислено е разпределението на вероятностите на получените коефициенти на сигурност за всеки модел. Представени са и резултати от кумулативното разпределение на коефициентите на сигурност.

III.2 Анализ на резултатите от изследването.

На база предложената методика и проведеното изследване за устойчивостта на откосите при прилагане на котлования метод, следващи методическата последователност и направената оценка на ефективността на приложените решения при изграждането на метрочастъци, се получават следните резултати:

III.2.1 Изследване на котловани с развиване на откоси над 6 метра без укрепване

- Практически участъците с прилагане на котлования метод, които надвишават 6 метра се прокарват с наклон на откосите на котлована 1:1, без да бъде изследвана относителната и общата устойчивост. Чрез

прилагането на два различни подхода при изследването на ъгъла на откоса на строителните изкопи с дълбочина над 6 метра, е формирана реална оценка за относителната и обща устойчивост на масива.

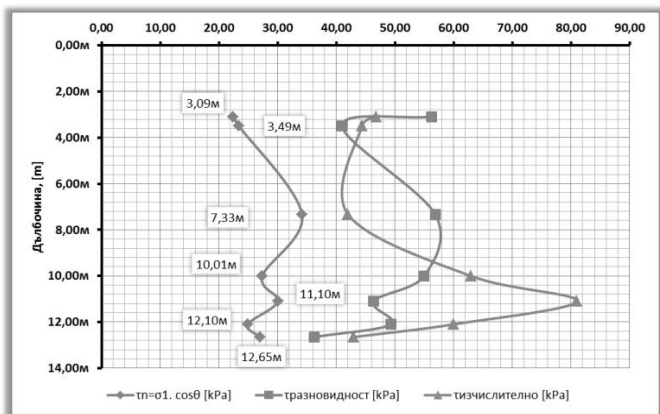
Всички резултати от изследването на общата устойчивост на откосите на котлована, независимо от ъгълът им, са обобщени и показани на *фиг. III.25*.



Фиг. III.25 Графика от съотношението между ъгъл на откос, процента на вероятност и коефициента на сигурност

На графиката по абсцисата са нанесени коефициентите на сигурност получени при изследване на устойчивостта на откосите при различните им проектни ъгли. По лявата ордината са нанесени различните ъгли, за които са извършени оценките за устойчивост. По дясната ордината е отразенополученото процентното разпределение на вероятността за получените коефициенти на сигурност от всички изследвани повърхнини. Като тези резултати отразяват процента на сигурност за съответните коефициенти на сигурност при вземане на инженерното решение за избор на проектни ъгли на откосите.

- Прогнозирането на резултати за бъдещи деформации или иницирането на друга по-къса повърхнина на хлъзгане, вследствие на конкретните външни натоварвания, се получава от определянето на граничното равновесие в дълбочината на земния масив. Резултатите от анализа могат да бъдат база за избор и на допълнителни укрепителни мероприятия на откоса на котлована.



Фиг. III.29. Разпределение на напреженията на срязване

Анализа на получените резултатите при увеличаването на разстоянието между горния ръб на откоса и края на външния товар при различните ъгли на откоса с доказана обща устойчивост, вследствие на увеличаване наклона на стените на котлована или преместването на зоната на натоварването, показва че деформациите инициирани от товарите намаляват в дълбочина.

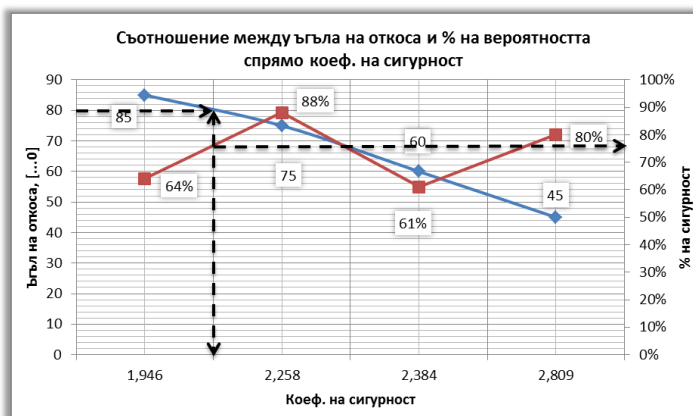
III.2.2 Изследване на котловани с развиване на откоси до 6 метра без укрепване:

В много от случаите когато имаме комбинация от „котлованен“ и „милански“ метод, предварително се прокарават изкопи с дълбочини до 6 метра. Като ъгъл на откоса се залага съобразно нормативни стойности (Моделно състояние 3). Това изследване е развито в две отделни моделни състояния в зависимост от ъгъла на откоса (Моделно състояние 3 и 5).

Независимо от възможността за нормативен избор на наклона на откосите с дълбочини до 6м, отразен при формирането на Моделно състояние 3, изследването на моделно състояние 5, в което са заложили ъгъл на откоса, различен от нормативно избрания, дават възможност за оценка на конкретните геотехнически условия и тяхното влияние върху сигурността. Получените резултати за относителна и обща устойчивост на моделни състояния 3 и 5 са отразени на Фиг. III.30,

Чрез това изследване се определя отношението спрямо различните ъгли на откоса със съответните коефициенти на сигурност и процента вероятност от изследваните неблагоприятни хлъзгателни повърхнини. От получените резултати обобщени в графиката на Фиг. III.30 може да изберем оптимален ъгъл за определяне на наклон на откоса, на база

коефициента на сигурност, а от там и по втората ордината да получим процента вероятност за конкретния коефициент на сигурност.



Фиг. III.30 Графика от съотношението между ъгъл на откос, процента на вероятност и коефициента на сигурност

Въз основа на резултатите, получени при определянето на напрегнатото състояние на масива, вследствие на външните натоварвания при изкопи над 6 метра, може да се определи влиянието на товарите до 7,33 метра в дълбочина, което е показателно и съобразено при изследването на откосите при изкопи до 6 метра.

ГЛАВА ЧЕТВЪРТА

VI. ИЗСЛЕДВАНЕ НА ПАРАМЕТРИТЕ НА УКРЕПИТЕЛНИТЕ КОНСТРУКЦИИ И ТЕХНОЛОГИИТЕ ЗА ИЗГРАЖДАНЕТО ИМ.

Основното изискване при преминаването през неустойчиви терени е да се предотврати обрушването и навлизането на рохки или разводнени земни маси в изкопа и предотвратяване на деформации в околните терени и съоръжения на повърхността. Това налага изграждането на приетата и оразмерена подземна конструкция, осигуряваща поемането нанатоварването от земния натиск, хидростатичния натиск и други товари от повърхността.

Настоящото изследване обхваща подучастък от км. 0+ 700,00 до км. 0+ 778,45 между МС 13 и МС 18 от проекта за разширение на първи метродиаметър с дължина 78,45 метра.

В обхвата на изследването попадат различните строителни състояния според етапите на изпълнение при прилагане на „траншейния“ метод и параметрите на използваните за целта укрепителни съоръжения, които са обособени в отделни моделни състояния. Като, според етапа на изпълнение, за всяко едно състояние се определя:

- Минималните и максималните активни и пасивни напрежения действащи върху конструкцията в дълбочина;
- Статическа схема на действие;
- Дълбочина на забиване на укрепителните съоръжения.

IV.1 Основни укрепителни съоръжения при строителство на метротунел в комбинация от „Милански“ и „Открит способ“.

Приложението на комбинацията от „Милански“ и „Открит“ метод, се е наложило вследствие от невъзможността за оформяне на котлован с откоси за достигане на проектните дълбочини на съоръжението.

За достигане на необходимата дълбочина на фундиране, са възможни различни начини за стабилизиране на стените на изкопа:

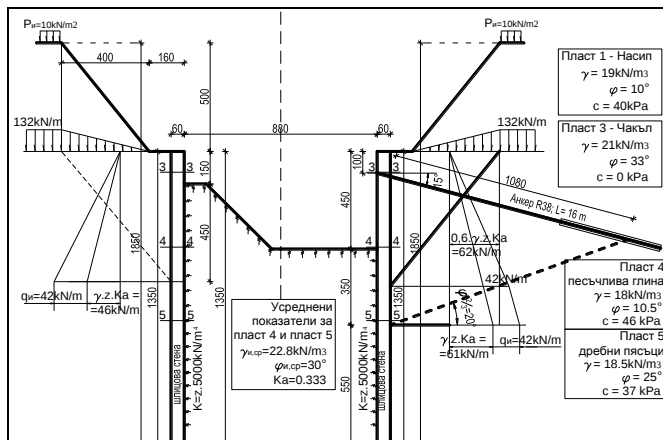
- с предварително набити - профили, стабилизирани при извършването на изкопа с разпонки, и опряна на тях дъсчена обшивка;
- с предварително набити шпунтови стени с разпонки;
- с изпълнение на шлицови стени преди започването на изкопа и стабилизирането им с разпонки, дълбоки анкери или стоманобетонна конструкция - плоча или свод, с последващо подземно прокопаване под тях;

За целта в подучастък от км. 0+ 700,00 до км. 0+ 778,45 е избрана система за укрепване чрез шлицови стени, за да поемат хоризонталните сили, въздействащи върху конструкцията и предадени върху земната основа, като в последствие изпълняват и ролята на вертикални носещи елементи на конструкцията на метрополитена.

При моделирането на тунелни конструкции и метростанции, които се изграждат по „Милански“ или комбинация от „Милански“ и „Котлованен“ метод, се вземат под внимание особеностите на елементите на укрепителната конструкция, като всички те са включени в модела с типове крайни елементи, съответстващи на действителното им механично поведение. Връзките между елементите са симулирани, така че да отговарят на действителното им „лагеруване“.

В случая на подучастък от км. 0+ 700,00 до км. 0+ 778,45 който е пример за комбинация от „милански и котлованен“ метод, са обособени и решени следните две моделни състояния с типове крайни елементи:

Моделно състояние 1: В това състояние се разглежда проектирането на участък с укрепителни огради, между които се развива временно технологична рампа. За това се разглеждат два вида статически схеми на укрепителни стени (фиг. IV.1): конзолна стена с берма и анкерирана стена(ляв коловоз).



Фиг. IV.1 Статическа схема на строителни състояния на временната технологична рампа

В роля на временно съоръжение, тези стени се разглеждат веднъж като конзолна стена и втори път като един път подпряна стена съгласно експлоатационните нужди. Като за целта се определя основна комбинация на натоварване, която въздейства на конструкцията.

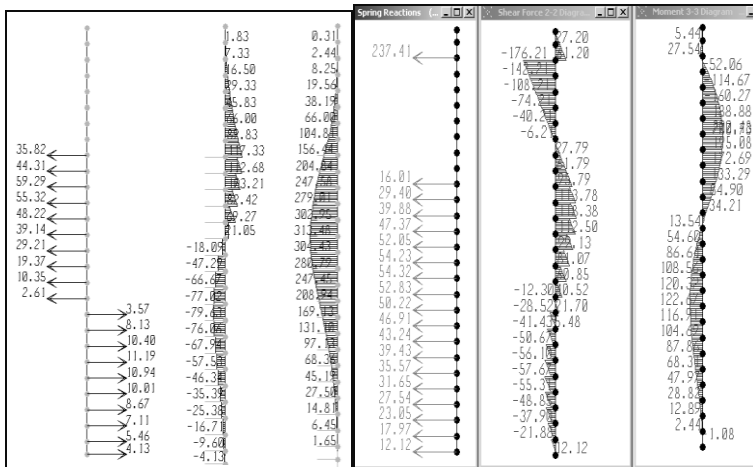
При конзолните и анкерирани стени е избрана итеративно определена първоначална дълбочина на забиване $t \leq 1,0 \div 1,5 \cdot H$ и от тази дълбочина е определена диаграмата на натоварване.

За определяне на минималните и максималните активни и пасивни напрежения, действащи върху конструкцията в дълбочина е приложена класическата теория на Ранкин.

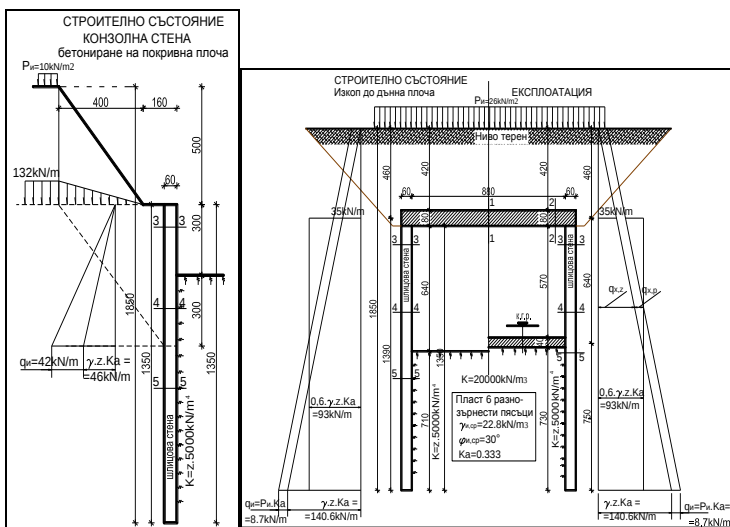
След така определените хоризонтални натоварвания върху конзолните стени, посредством програмнен продукт SAP 2000 NL са определени разрезните усилия:

Изчислителен модел с крайни елементи с дължината на крайните елементи от 0,5 m.

на разрезните



Моделно състояние 2 представя статическа схема (фиг. IV.2) на укрепителна ограда на тунелен участък в различните фази на изпълнение по „милански“ метод.



Фиг. IV.2 Статически схеми на строителните състояния на тунелен участък изпълнен в комбинация от „открит и милански“ способ

В това моделно състояние са определени разрезните усилия на укрепителната конструкция, чрез итеративно определена първоначална дълбочина на забиване $t \ll 1,0 \div 1,5.H$ при частично откопаване на стените и изкоп до дънна плоча с изпълнена покривна плоча.

Получените резултати от практическите примери за оразмеряване на укрепителни огради при прилагането на „милански“ метод, насочват изследването към:

- Провеждане на изследване на различните строителни състояния и характерните статическите схеми, отнасящи се към тях;
- Определянето на различни моделни състояния, отразяващи етапите на строителство на метрополитени чрез прилагането на „милански“ метод;
- Итеративно определяне на първоначалната дълбочина на забиване на укрепителните огради използвани при прилагането на „милански“ метод.

IV.2 Укрепителни конструкции по конзолна система

Широко разпространение при решаване на укрепителни огради при комбинация от „Милански“ и „Котлованен“ метод, според статическата схема на натоварване намират конзолните системи.

Приложението на метода важи за всички видове укрепителни огради, които взаимодействат с почвените масиви и се изграждат чрез забиване или бетониране в почвата.

При конзолните изчислителни схеми се прилагат уравненията на механиката $\sum M = 0$ – за точката на забиване на напълно запънатата конзолна стена и $\sum H = 0$. С решение на уравненията се определят дълбочината на забиването и напрегнатото състояние на укрепителната конструкция.

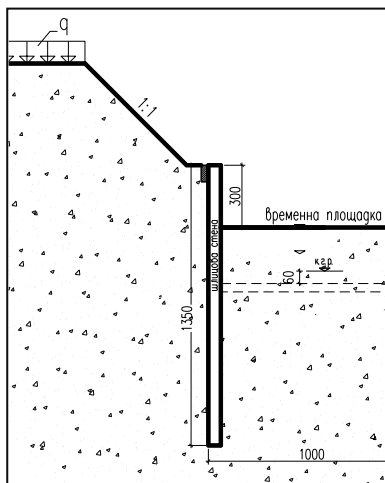
Изчислителните схеми се определят в зависимост от етапите на строителството на подземните изработки от повърхността.

При конзолните стени се избира итеративно определена първоначална дълбочина на забиване $t \ll 1,0 \div 1,5.H$.

За определяне на минималните и максималните активни и пасивни напрежения действащи върху конструкцията в дълбочина е приложена класическата теория на Ранкин, като за целта на изследването са разгледани и случаите при 50% и 100% от стойностите на пасивния земен натиск.

IV.2.1 Моделни състояния за оразмеряване на укрепителни конструкции при различните строителни състояния

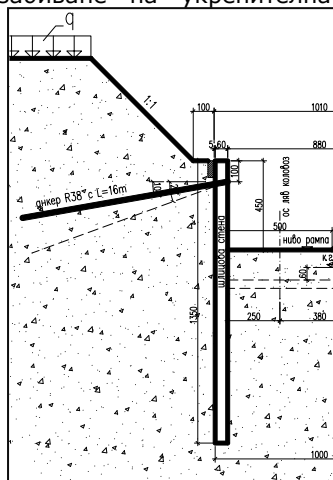
Строителството на тунелни изработки по „милански“ способ се характеризира с определени строителни състояния. Според етапа на изпълнение, всяко едно състояние се описва от определена статическа схема. За тази цел се характеризират следните моделни състояния за всеки етап на строителството, за които укрепителната конструкция действа като конзола.



Фиг. IV.5 Статическа схема на моделно състояние 3

Моделно състояние 3 е строително състояние, при което частично се изкопава пространството между шлицовите стени, за устройване на площадка за направа на кофраж и изпълнение на горна плоча (фиг. IV.5). Това е строителното състояние, в което статическата схема на действие на укрепителното съоръжение действа като конзола. В това моделно състояние изследваме

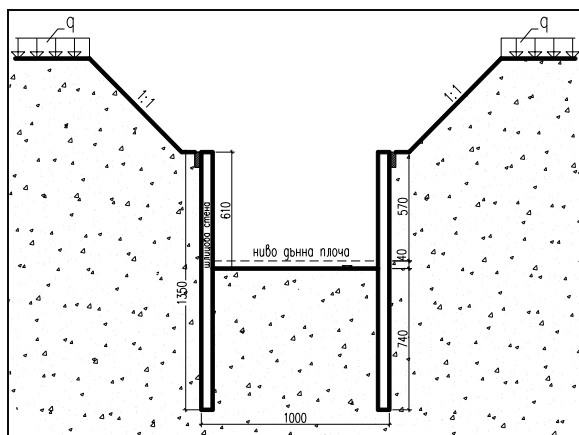
определянето по итеративен път на първоначалната дълбочина на забиване на укрепителната ограда, за да се осигури конзолна статическа схема на действие и максимална дълбочина на откопаване между шлицовите стени за оформяне временна площадка или изкоп.



Моделно състояние 4 описва това строително състояние, при което се развива технологична рампа за изкопаване и извозване на земните маси (фиг. IV.6). Извършва се проверка на дълбочината на забиване на укрепителните стени за различните нива на откопаване. Чрез това изследване се аргументира необходимостта от допълнителни укрепителни мероприятия.

Фиг. IV.6 Статическа схема на моделно състояние 4

Моделно състояние 5 се прилага за определяне на усилията в стената, за строителните състояния, при които се откопава между стените до ниво дънна плоча на тунела (фиг. IV.7). Извършва се проверка на забиване на укрепителните стени при откопаване до нивото на дънна плоча, за да се определят необходимите усилия, които да се поемат от покривната плоча. В това моделно състояние конструкцията на укрепителната ограда променя своята статическа схема на действие, като от конзолна, тя преминава в един или няколко пъти подпрана ограда.



Фиг. IV.7 Статическа схема на моделно състояние 5

IV.2.2 Резултати от изследването по конзолна система

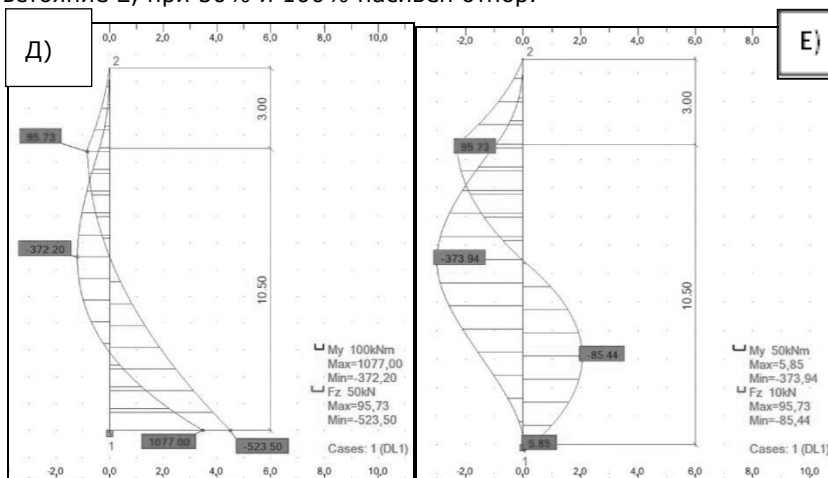
Проведените изследвания при различните моделни състояния са въз основа на статическата схема на Блум, която представлява напълно запълната в земната основа конзолна стена. За определяне на статичното равновесие в основата на стената, използваме софтуерните продукти „Robot Structural Analysis Professional 2010“ на „Autodesk for Civil and Structural Engineering“ и „SAP2000“.

Моделно състояние 3

В това моделно състояние е проведено изследване на прилагани примери в практиката при определяне на дълбочина на забиване на укрепителната ограда. Целта на изследването е да се изведе линейна зависимост при итеративното определяне на първоначалната дълбочина на забиване при конзолна статическа схема на действие. Вторият етап от изследването на това състояние е насочен към определяне на максималната дълбочина на откопаване между

шлицовите стени, с цел оформяне на временна площадка или изкоп, като с това да се запази конзолната статическа схема.

- Частично откопаване между шлицовите стени на дълбочина от 3 метра и обща дължина на стените от 13,5 метра, съгласно моделно състояние 2, при 50% и 100% пасивен отпор.



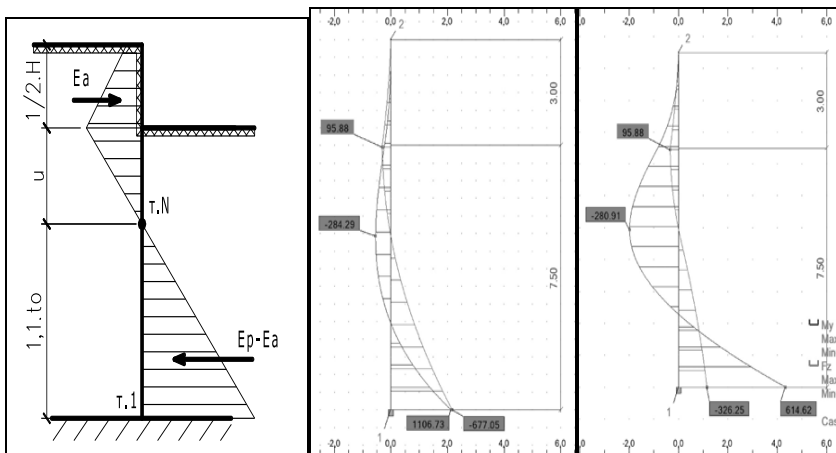
Фиг. IV.8 Диаграма на огъващите моменти при 50% и 100% пасивен отпор.

Резултатите от усилията в опората на изчислителната схема от фиг. IV.8 при 50% и 100% пасивен земен натиск, показват положителни стойности на уравнението $\sum M_y = 0$ – за точката (т.1, от фиг. IV.8 - Д) на забиване на стената. От резултатите получени при решението на уравнението се установява, че дълбочината на забиването е предостатъчна и при двете схеми на натоварвания. Това е предпоставка за намаляване дълбочината на забиване.

- Частично откопаване между шлицовите стени на дълбочина от 3 метра. Като общата дължина на стената се получава от сумата от дължината на забитата част и дължината на откопаната част до кота дъно. Дължината на забитата част се получава от уравнението:

$$L_{\text{заб.}} = 1,5 \times \frac{1}{2} H \quad (\text{IV.10})$$

H – максимална дълбочина на откопаване (височина на светлото сечение)



Фиг. IV.9 Схема на земен натиск и диаграма на огъващите моменти при 50% и 100% пасивен отпор.

За това състояние дълбочината на забиване е определена итеративно чрез линейна зависимост (IV.10), като е приложена статическата схема на Блум, която представлява запъната в земната основа конзолна стена (фиг.IV.9).

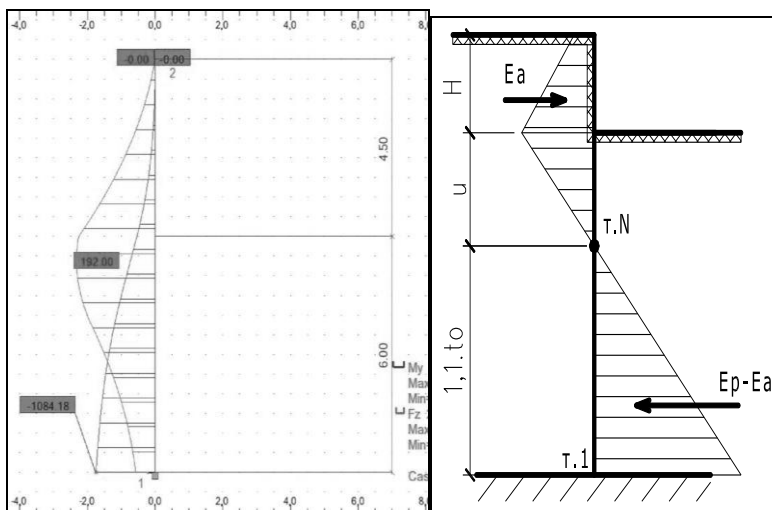
Резултатите от усилията в опората на изчислителната схема от фиг.IV.9 при 50% и 100% пасивен земен натиск, показват положителни стойности на уравнението $\Sigma M_y = 0$ – за точката (т.1 от фиг.IV.9) на забиване на стената. От резултатите получени при решението на уравнението се установява, че дълбочината на забиването е достатъчна и при двете схеми на натоварвания. Това е предпоставка за определянето на крайната дълбочината на забиване.

Моделно състояние 4 описва това строително състояние, в което се развива технологична рампа за извозване на земните маси. Проверка на дълбочината на забиване на укрепителните стени.

- Частично откопаване между шлицовите стени на дълбочина от 4,5 метра. Като дължината на забитата част е:

$$L_{\text{заб.}} = 1,5 \times \frac{1}{2} H \quad (IV.10)$$

H – максимална дълбочина на откопаване (височина на светлото сечение)



Фиг. IV.11 Схема на земен натиск и диаграма на огъващия момент при 50% пасивен отпор.

За това състояние дълбочината на забиване е определена итеративно чрез линейна зависимост (IV.10), като е приложена статическата схема на Блум, която представлява запъната в земната основа конзолна стена (фиг.IV.11). След определяне на дълбочината е изчислен равновесния момент (фиг.IV.11) за основата на стената (т.1 от фиг.IV.11 Б), при определени изчислителните въздействия и съпротивления (фиг.IV.11), в резултат от действието на активни и пасивни сили. Решението на така представената статическа схема е посредством „Robot Structural Analysis Professional 2010“.

Моделно състояние 5 е строително състояние, при което се извършва проверка на дълбочината на забиване на укрепителните стени при откопаване до ниво на дънна плоча.

- Частично откопаване между шлицовите стени на дълбочина от 6 метра, като дължината на забитата част е:

$$L_{\text{заб.}} = 1,5 \times \frac{1}{2} H \quad (\text{IV.10})$$

H – максимална дълбочина на откопаване (височина на светлото сечение)

При изчисляването на конзолната изчислителна схема и при 50% пасивен отпор, са получени отрицателни стойности на уравнението $\sum M_y = 0$ – за точката на запъване на стената в земната основа- $\sum M_y = -2092,70 \leq 0$, а също така и отрицателни стойности на $\sum H = -342,80 \leq 0$, с което е нарушено условието за равновесие на хоризонталните сили. От резултатите при решаването на уравненията се установява, че дълбочината на забиването е недостатъчна при пълното откопаване

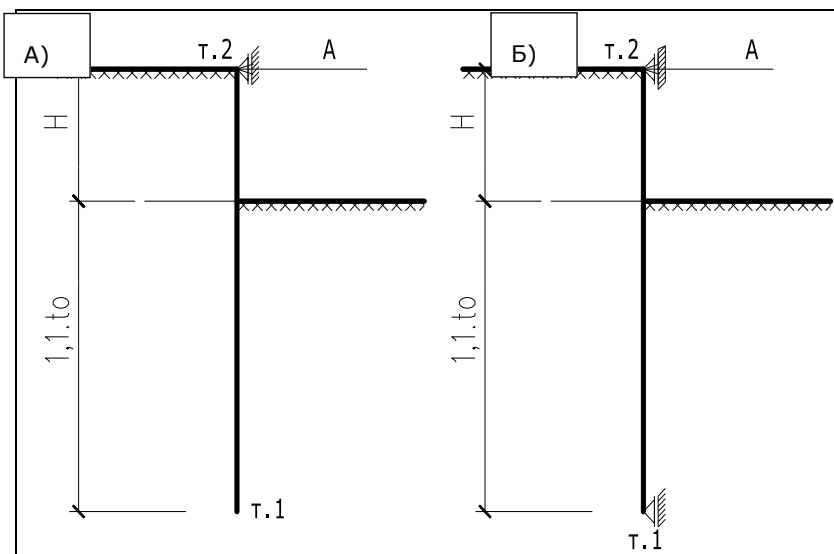
между шлицовите стени на дълбочина от 6,0 метра, до котата на фундиране на дънната плоча от конструкцията на тунела.

IV.3 Укрепителни огради един път подпряни

Получените резултати в изследването на укрепителната конструкция по конзолна система, предопределят необходимостта от подпирание на укрепителните огради, в зависимост от дълбочината на изкопаване между шлицовите стени. Това подпирание може да се извършва на едно или няколко нива в зависимост от големината на опорните реакции.

При определената в точка IV.2 от Дисертацията оптимална дълбочина на забиване при конзолните системи и за конкретните строителни състояния, описани в **моделни състояния 4 и 5**, укрепителната ограда променя своята статическа схема. Тази промяна е в следствие на допълнителното откопаване с цел достигане на проектните дълбочини, което на практика променя първоначалната статическа постановка на напълно запъната в основата шлицова стена на подпряна в земната основа конструкция.

Поради тази причина за това изследване прилагаме следните две статически схеми показани на *фиг. IV.13*, които се отнасят за конкретни строителни (моделни) състояния. Като статическата схема от *фиг. IV.13-А* съответства на еквивалентната схема на Блум за изчисляване на подпряна в земната основа стена с едноредово подпирание посредством изпълнение на горна плоча от метроконструкцията или анкерни устройства. А на *фиг. IV.13-Б* е представена класическата статическа схема на подпряна в почвата укрепителна ограда с едноредово подпирание, посредством изпълнение на горна плоча или анкерни устройства.



фиг. IV.13 Статически схеми на подпирани в земната основа укрепителна ограда с едноредова опора

При изчисляването на еквивалентната схема на Блум от фиг. IV.13-А на подпирани в земната основа стена с едноредово подпирание при определена дълбочина на забиване, използваме софтуерните продукти „Robot Structural Analysis Professional 2010 на „Autodesk for Civil and Structural Engineering“ и SAP2000. Вследствие от това решение получаваме необходимата сила, която трябва да поеме съоръжението, чрез което ще извършим едноредовото подпирание (т.2 на фиг. IV.13-Б) извън земната основа на стената. След което преминаваме към изчисляването на класическата статическа схема от фиг. IV.13-Б на подпирани в почвата укрепителна ограда с едноредово подпирание, като в мястото на едноредовото подпирание (т.2 на фиг. IV.13-Б) извън земната основа прилагаме получената сила при решението на еквивалентната схема на Блум от фиг. IV.13-А. Чрез резултатите получени при решаването на класическата статическа схема с приложената допълнителна сила извършваме проверка дали са изпълнени равновесните условия за стената $\sum M_y = 0$ и $\sum H = 0$. Също така получаваме и диаграмите на срязващите сили и огъващия момент, при което се определя максималния огъващ момент на стената, за конкретното моделно състояние.

IV.3.1 Моделни състояния за оразмеряване на един път подпярни укрепителни конструкции при различните строителни състояния

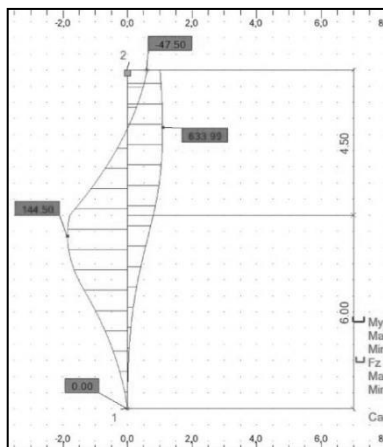
Моделно състояние 4 се отнася за строително състояние, при което се развива технологична рампа за извозване на земните маси (фиг. IV.6) и предварително се установява дълбочината на забиване на укрепителната конструкция, съгласно линейната зависимост от формула IV.10. За целта е необходимо да бъдат определени силата в анкерната опора и максималния огъващ момент, които са основни параметри при оразмеряване на анкерното устройство.

Моделно състояние 5 е за определяне на силата в опората между шлицовата стена и покривната плоча (фиг. IV.7) . Прави се проверка на дълбочината на забиване на укрепителните стени при откопаване до ниво на дънна плоча и подпиране на стената от покривната плоча.

IV.3.2 Резултати от изследването на един път подпярна укрепителна ограда

Получените резултати от изследването на укрепителната конструкция по конзолна система са предпоставка за изследване на укрепителната конструкция „подпярна в земната основа стена“ с едноредово подпиране извън земната основа. Като това изследване се отнася за следните моделни състояния:

Моделно състояние 4



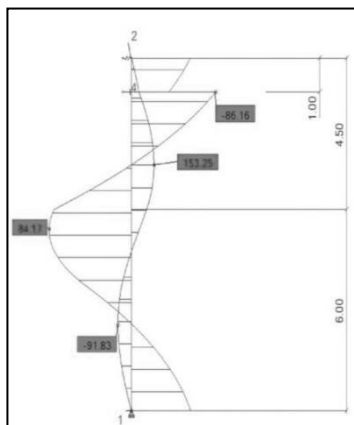
- Частично откопаване между шлицовите стени на дълбочина от 4,5 метра. Стените са подпярни в горния си край, като дължината на забитата част е итеративно определена чрез формула IV.10.

Фиг. IV.16 Диаграма на огъващия момент при 50% пасивен отпор.

При това решение е приложена еквивалентната статическа схема на Блум, показана на Фиг. IV.13 – А. Резултати при определяне на

равновесните условия за т.2 от Фиг. IV.16, показват, че е необходима сила от 47,50 kN, която трябва да се компенсира с допълнително укрепително мероприятие. Възможност за допълнителното укрепване е използване на анкерно устройство.

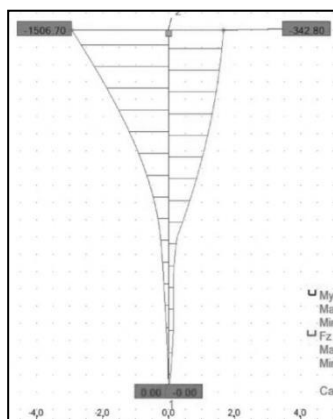
- Частично откопаване между шлицовите стени на дълбочина от 4,5 метра. Стените са подпрени чрез анкерната опора и „подпрени в земната основа“. Като дължината на забитата част е итеративно определена чрез формула IV.12.



Фиг. IV.17 Диаграма на огъващия момент при 50% пасивен отпор.

При тази класическа статическа постановка на подпряна в почвата укрепителна ограда с еднородово подпиране (фиг. IV.13 - Б) за укрепителната конструкция са изпълнени равновесните условия за стената $\sum M_y = 0$ и $\sum H = 0$ за т.1. Вследствие от което на фиг. IV.17 е показана диаграмата на напречните сили и максималния огъващ момент, който за конкретния строителен етап е 153,25 [kN.m]. Тези резултати са предпоставка за изчисляването на необходимия съпротивителен момент на конструкцията.

Моделно състояние 5

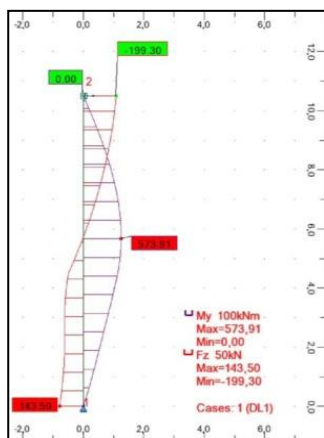


- Частично откопаване между шлицовите стени на дълбочина от 6 метра, като стените са подпрени в горния си край, а дълбочината на забиване е итеративно определена чрез формула IV.10.

Фиг. IV.18 Диаграма на огъващия момент при 50% пасивен отпор.

При това решение е приложена еквивалентната статическа схема на Блум, показана на Фиг. IV.13 – А. Чрез получените резултати при определяне на равновесните условия за т.2 от Фиг. IV.18, както и резултатите зат.1от точка IV.2.2 на Дисертацията, се доказва необходимостта от допълнително подпиране. Независимо от приложените статически схеми, необходимата сила за допълнително подпиране, за да бъде спазено условието $\sum H = 0$, е с еднаква стойност, равняваща се на 342,80 kN.

- Частично откопаване между шлицовите стени на дълбочина от 6 метра. Стените са подпрени от покривна плоча и „подпрени в земната основа“, като дължината на забитата част е итеративно определена чрез формула IV.10.



Фиг. IV.19 Диаграма на огъващия момент при 50% пасивен отпор.

Изследваната статическа постановка, е следствие от вече определената необходимост от хоризонтална реакция на укрепителното съоръжение по конзолна система в моделно състояние 5, която да бъде осигурена при подпирането на укрепителната ограда в горния край от покривната плоча на метроконструкцията. Като класическа статическа схема на укрепителната конструкция вече представлява „стена подпряна в земната основа“ и един път подпряна с вече определената сила в зоната на връзката с покривната плоча. Резултатите от решаването на тази статическа постановка показват изпълнени условия: сумата от моменти и сумата от хоризонтални сили да бъдат равни на нула. Следствие от това на фиг. IV.19 е показана резултантната диаграма на напречните сили и максималния огъващ момент е 573,91[kN.m] за конкретното строително състояние, близко до експлоатационното, но е по-неблагоприятно. Тези резултати са предпоставка за окончателно оразмеряване на укрепителната конструкция, в следствие на получения максимален огъващ момент за шлицовите стени.

IV.4 Анализ на получените резултати от изследването.

Широкото приложение на комбинацията от „Котлованен“ и „Милански“ способ при строителството на метротрасета и метростанции от „повърхността“, довежда до необходимостта до разграничаването на различните строителни състояния описани със съответните моделни състояния, за които са определени конкретни статически схеми на действие на укрепителните конструкции и оразмеряването им.

Така разгледаната последователност и методика при изследването на укрепителните конструкции, показват конкретни възможности за оптимизиране на конструктивните им параметри.

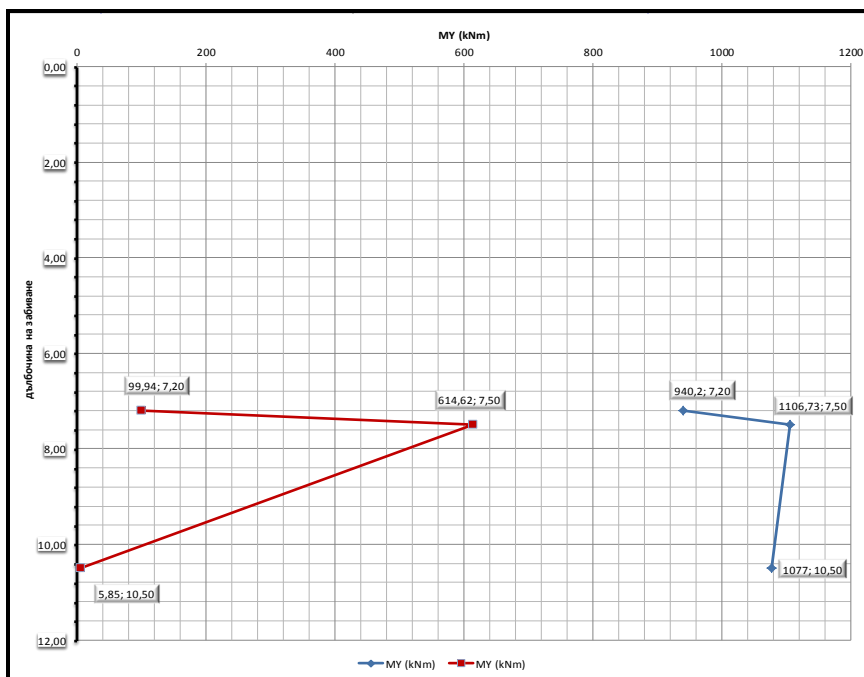
IV.4.1 Изследване на оптималната дълбочина на забиване на укрепителни огради, като част от бъдеща конструкция.

Разгледани са различните статически схеми на действие за съответния етап на строителството на конструкцията на метрото. Като за всеки етап от строителството е определено съответното моделно състояние с характерните му въздействия.

Първото и най-важно изследване е свързано с определянето дълбочината на забиване на укрепителните огради, които в последствие ще участват като стени в конструкцията на тунела.

Резултатите от равновесните условия, при определяне на дълбочината на забиване са обобщени в следната графика (Фиг. IV.20):

- При намаляване на пасивния отпор се намаляват усилията в опората. От диаграмите на разрезните усилия се отчитат еднакви стойности на максималните усилия, за които се оразмерява конструкцията.



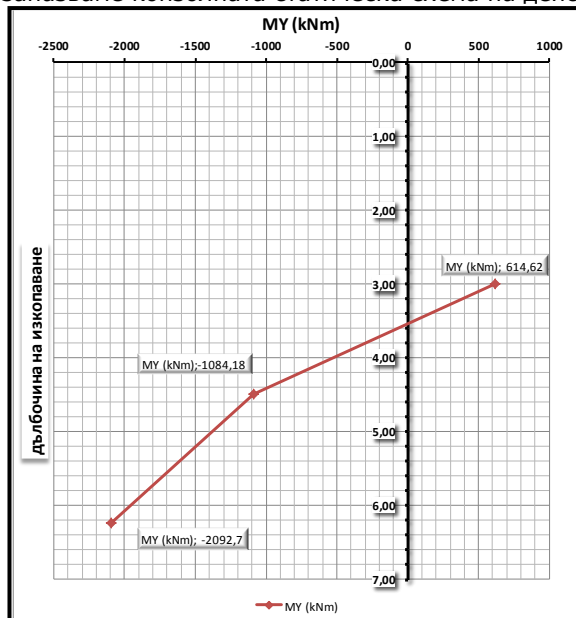
Фиг. IV.20 Резултантна графика в зависимост от дълбочината на забиване

От графиката на фиг. IV.20 се установява, че при 100% пасивен отпор на земния натиск от получената дълбочина до проектната дълбочина не се наблюдават значителни разлики в стойността на равновесното условие $\sum M_1 \geq 0$. При 50 % пасивен отпор, се отчита рязка промяна на стойностите на момента в точката на забиване, вследствие на по-големи активни натоварвания, които пряко влияят върху равновесните условия и напрегнатото състояние на конструкцията.

- При прилагането на линейното уравнение (IV.10) се определя итеративнопървоначалната дълбочина на забиване, при която конструкцията се намира в равновесно състояние и с максимални резултати в полза на сигурността. Независимо от пълното или частично активиране на пасивния отпор, уравнението $\sum M_1 \geq 0$ е спазено, а единствената разлика е в резултатите за хоризонталната сила и момента в точката на запъване, като при повишаването на пасивния отпор се повишават и резултатите на реакциите в точката на запъване.

IV.4.2 Изследване на максималните дълбочини на откопаване между стените

В следствие на получените резултати от изследването на оптималната дълбочина на забиване на укрепителните огради, като част от бъдеща конструкция и последващо откопаване между укрепителните конструкции, е необходимо да бъдат изследвани максималните дълбочини на откопаване между стените (Фиг. IV.22) , при които запазваме конзолната статическа схема на действие.



В настоящето изследване са разглеждани различните технологични дълбочини на изкопаване, при вече установена дълбочина на забиване.

При **Моделно състояние 3**, което практически отразява строителното състояние, за което технологично се откопаване между укрепителните стени с цел изграждане на скеле и кофраж за полагане на горна плоча, получаваме максимална дълбочина от 3 м, която съответства на

технологичната.

Фиг. IV.22 Резултантна графика в зависимост от дълбочината на откопаване

Практически равновесното условие $\sum M_i \geq 0$ е изпълнено и при дълбочина на откопаване 3,5 метра, но с цел предотвратяване на подкопаване на укрепителната конструкция по време на строителството и преди изпълнението на горна плоча, е необходимо да се залага технологичен запас от минимум 0,5 метра.

За останалите моделни състояния се получават резултати, които не съответстват на равновесното условие $\sum M_i \geq 0$. Това означава, че укрепителната конструкция може да се разглежда като конзолна система само на дълбочина на откопаване до 3 метра. За всички

останали строителни състояния конструкцията не може да се разглежда като конзола.

За да се обезпечи сигурността на укрепителните конструкции за останалите строителни етапи при прилагането на „миланския“ способ и на база получените резултати от предходното изследване, е необходимо да се предвидят допълнителни укрепителни мероприятия. Основното при допълнителното укрепване е промяната на статическата схема на конструкцията, като от конзолна система се преминава към един или няколко пъти подпряна укрепителна ограда.

С това изследване се определят съответните сили, които трябва да се поемат с допълнителното укрепване. За различните строителни състояния се изследва конструкцията, като конзолно запъната - веднъж в основата и втори път в мястото на подпиране. Независимо от мястото на запъване са получени еднакви резултати за равновесното условие $\sum H = 0$. Получените резултати за различните строителни състояния в зависимост от мястото на запъване показват еднакви стойности на силите необходими за достигане на $\sum H = 0$.

След като има определени сили за допълнителното укрепване, се преминава към изследване на статическа постановка на един път подпряна укрепителна конструкция в зависимост от строителния етап. Мястото на подпиране е съобразено с технологичните особености при изпълнението на цялостната конструкция на метро участъка. Така проведеното изследване на различните статически постановки и прилагане на хоризонталните сили от допълнителни укрепителни мероприятия, показват изпълнение на условията $\sum M_y = 0$ и $\sum H = 0$.

IV.5 Изводи

В резултат от направените изследвания за основните укрепителни съоръжения при строителството на метрополитени по „милански“ метод и статическите им положения, могат да бъдат изведени следните изводи:

- Изведени са моделни състояния, които характеризират статическите схеми на водонепропускливата ограда при различните етапи на строителство по „милански“ метод.

- Последователността при решаване на моделните състояния е итеративен процес при който конструкцията преминава от конзолна система към едноподпорна и многоподпорна укрепителна конструкция. Също така се определят и окончателните сили, които трябва да се поемат от допълнителните укрепителни мероприятия в зависимост от технологичната зона на подпиране.

- От решението на различните статически модели се определят с висока степен на достоверност, меродавните напречните усилия и

максималните огъващи моменти за окончателното оразмеряване на конструкцията.

ГЛАВА ПЕТА

V. ТЕХНИКО – ИКОНОМИЧЕСКО СРАВНЕНИЕ МЕЖДУ ПРАКТИЧЕСКИ ПРИМЕРИ И ЧИСЛЕНО ИЗСЛЕДВАНЕ

V.1. При разработване на котлован с откоси

Прилаганата технология за строителството на метрополитени в котловани е свързана с предварително изкопаване на земни маси и оформяне нанаклона на откосите на котлована. В зависимост от физикомеханичните характеристиките на геотехническите разновидности, наклонът на откосите в разгледаните практически примери се намират в границите от 1:0,75 до 1:1 базирани на нормативен избор, като не са проведени изследвания за общата и локална устойчивост, спрямо конкретните геотехнически условия.

Проведените изследвания в **Глава III** се разглеждат основно две строителни състояния, когато имаме изкопаване на котловани с дълбочина над 6 метра и котловани с дълбочина до 6 метра.

Съпоставката между прилаганата до момента практика и предложената методика за оценка на устойчивостта, дават пряка връзка между избора на ъгъла на откоса и обема изкопни работи. Това съотношение е показано на *фиг. V.1.*



фиг. V.1 Графика от съотношението между ъгъл на откос, обема изкопни работи и коефициента на сигурност

Във всички разгледани случаи е осигурена обща устойчивостта на масива, което вече ни насочва към съпоставката на обема изкопни работи при различните ъгли на откосите на котлована.

Резултатите от *фиг. V.1* показват, че при ъгъл на откоса 45° за 1 л.м. имаме 500 м³ изкопаване и извозване на земни маси, при ъгъл на откоса 60° обема изкопни работи е 432 м³, а за ъгъл на откоса 70° обемите намаляват до 398 м³.

Както се вижда от графиката на *фиг. V.1* ефективното определяне на ъгъла на откоса води до намаляване на обема от изкопни и извозни дейности. Съответно това води и до намаляване на себестойността за 1 л.м. за изкопаване на котлован с откоси.

Приложението от изкопаването на котлован с оформяне на откоси с дълбочина до 6 метра, е характерно за случаите когато имаме комбинация от „котлованен“ и „милански“ метод при прокарване на траншеи.

Изследване на промяната на ъгъла на откоса върху коефициента на сигурност и обема на изкопните работи, е продиктувано от това, че котлованите с дълбочини до 6 метра намират приложение при прокарване на метроучастъци многократно по големи дължини, от тези с дълбочина над 6 метра. Получените резултати са показани на *фиг. V.2*.



фиг. V.2 Графика от съотношението между ъгъл на откос, обема изкопни работи и коефициента на сигурност

За разлика от изследването на общата устойчивост на откоси на котловани с дълбочина над 6 метра, при тези до 6 метра имаме резултати за коефициента на устойчивост по – големи от нормативно изискуемите, независимо от различните ъгли на откоса.

Тези резултати са основание за намаляване на обема изкопни и извозни дейности.

Практическото приложение на методиката на изследване, независимо от дълбочината на котлована, ще доведе до ефективното определяне на наклоните на откосите, което пряко влияе върху намаляване на обема от изкопните работи с близо 20%, без това да бъде за сметка на сигурността.

V.2. При промяна на параметрите на укрепителните конструкции.

В настоящия дисертационен труд е извършено изследване, свързано с определянето на оптималната дълбочина на забиване на укрепителните конструкции при строителството на метротрасета и метростанции от „повърхността“, които в последствие да участват като стени в конструкцията на метроучастъците.

Резултатите от изследването на оптималната дълбочина на забиване на укрепителната конструкция са неизменно свързани с различните строителни състояния, през които преминава конструкцията. На база на определената последователност на изследване на укрепителните конструкции е изведена и линейна зависимост за определяне на дълбочина на забиване. Също така е съобразено въздействието при оразмеряване на укрепителните съоръжения, както върху сигурността при експлоатацията им, така и върху себестойността на изпълнението. (Фиг. V.3).



Фиг. V.3

Видимо от графиката на Фиг. V.3 става ясно, че практическото приложение на методиката на изследването и създадените модели ще доведе до ефективно проектиране на укрепителни огради на траншеи от метроучастъци чрез комбинацията на „котлованен“ и „милански“ метод и оптимизиране на общите разходи, които в разгледаните от практиката случаи, от изследването се постигат около 30% намаляване на разходите при изпълнението им, на база оптимизирането на дълбочината на забиване.

ГЛАВА ШЕСТА

VI. Научни и научно – приложни приноси

➤ Предложена е методика за формиране и изследване на конкретни моделни състояния приприлагане на котлования метод. Методическата последователност при решаването е процес, който дава реална оценка от въздействието на конкретните за всеки участък геотехнически параметри върху относителната и обща устойчивост на откосите на котлована, както и за избора на ефективни укрепителни мероприятия.

➤ Определено е граничното равновесие в дълбочината на земния масив вследствие на външни натоварвания, от което се получават резултати за предвиждане на бъдещи деформации или инициирането на друга по – къса повърхнина на хлъзгане вследствие на конкретните външни натоварвания.

➤ Изследван е ъгълът на откоса на строителните изкопи с дълбочина над 6 метра, чрез прилагане на два различни подхода със съответните числени методи, с което се формира реална оценка за устойчивостта на масива.

➤ Изведени са моделни състояния, които характеризират статическите схеми на водонепропускливата ограда при различните етапи на строителство по „милански“ способ, при който конструкцията преминава от конзолна система към еднородна и многоподпорна укрепителна конструкция. Последователността при решаване на моделните състояния е итеративен процес, чрез който се определят напречните усилия и максималните огъващи моменти за окончателното оразмеряване на метроконструкцията.

➤ Изведена е практическа линейна зависимост за итеративно определяне на дълбочината на забиване чрез проведено изследване за оптимизиране дълбочината на забиване на укрепителната конструкция. (формула IV.10)

➤ Установени са максималните дълбочини на откопаване, съобразени със съответните технологични дълбочини, за които конструкцията се разглежда като конзолна система.

➤ Установени са максималните отклонения до 0,5 метра при подкопаване на конструкцията за конкретните технологични дълбочини, при които няма загуба на равновесните условия.

Научни публикации, свързани с научния труд.

1. Митев И., Тотев Л., Павлов П., „Определяне на еластичен и деформационен модул при строителство с натискаваща плоча“. „Rifren Safety environment – working and ambient“ 2006, Poland
2. Митев И., Тотев Л., Павлов П., „Определяне на натоварванията при оразмеряване на конструкцията на Метростанция II-3“, „II - ра Национална научно – техническа конференция: Технологии и практики при подземен добив и минно строителство“ ноември 2010.
3. Митев И., Демирева Ел., Иванова В., „Укрепване на свлачище – противосвлачищно съоръжение с геоматериали“. „Proceedings of the Vth International geomechanics conference“ 2012, Varna, Bulgaria.