



UNIVERSIDADE EDUARDO MONDLANE  
FACULDADE DE ENGENHARIA  
CURSO DE LICENCIATURA EM ENGENHARIA CIVIL

Trabalho de Licenciatura

**BASE DE ATERROS SOBRE SOLOS MOLES COM  
INCLUSÕES RÍGIDAS**

**Estudo do caso: Baixa do Rio Maputo em Salamanga**

Ronaldo Venâncio Josine

---

Supervisores:

Prof. Doutor Carlos Quadros, Eng. (Professor Auxiliar)

Eng. Sidney de Abreu (TECNICA – Engenheiros Consultores, Lda)

Maputo, Novembro de 2022

Ronaldo Venâncio Josine

**BASE DE ATERROS SOBRE SOLOS MOLES COM  
INCLUSÕES RÍGIDAS**

**Estudo do caso: Baixa do Rio Maputo em Salamanga**

Trabalho de Licenciatura submetido ao  
Departamento de Engenharia Civil para  
obtenção do Grau de **Licenciado em  
Engenharia Civil**

Supervisores:

Prof. Doutor Carlos Quadros, Eng. (Professor Auxiliar)

Eng. Sidney de Abreu (TECNICA – Engenheiros Consultores, Lda)

Maputo, Novembro de 2022

## DEDICATÓRIA

Aos meus pais, Irmãos e Noiva:

" Dêem graças ao SENHOR, porque ele é bom, O seu amor dura para sempre! "

Salmos 107:1 | NVI

## **AGRADECIMENTOS**

Ao finalizar o presente trabalho o autor deseja expressar a sua mais sincera gratidão à Deus pelas vitórias e conquistas, pelo conhecimento adquirido com as dificuldades, pela minha saúde e fé que nunca faltaram para seguir em frente.

- Aos meus pais Venâncio Josine e Rabeca Matlhombe por sempre incentivarem os meus estudos, proporcionando o melhor para minha educação e desenvolvimento pessoal;

- Aos meus Irmãos, Ivo Josine, Amélia Mavié, Paulino Josine, Arsénio Josine e Cipriano Josine e Primos Bernardino Magaia, Henriques Magaia, Venâncio Magaia e Armando Magaia, pelo apoio, companheirismo e contribuição valiosa;

- A minha noiva, Carlota Tovela, pelo amor, companheirismo, apoio e amizade durante todos estes anos de faculdade sempre fazendo-me acreditar que sou capaz de enfrentar todas as dificuldades;

- Ao supervisor, Carlos Quadros, por toda paciência, empenho, correcções e ensinamentos que permitiram à realização deste trabalho de Licenciatura;

- Ao co-supervisor, Sidney de Abreu, pelo apoio e conselhos na elaboração deste trabalho;

- Ao Engenheiro Hans Dete, pelo apoio, ajuda e partilha de conhecimento;

- Ao corpo docente do Departamento de Engenharia Civil, pelos conhecimentos e competências que transmitiram ao longo deste percurso académico, que culminaram na elaboração deste trabalho de Licenciatura;

- Aos meus amigos Abdul Abdula, Arlindo Cuco, Walter Machava, Abílio Sitoé, Andrisse Tovela, António Tovela, Basílio Nhabanga, Samito Macuacua, Calvino Maevane, Admiró Tovela e Hélio Ubisse, pelo companheirismo, força e papel significativo no meu crescimento;

- Aos meus colegas em especial: Alberto Vilanculos, Tinkler Nhantumbo, Simião Ngovene, Hans Pejissanhe, Mateus Odallah, Rocksen Zunguze, Hédio Nhaca, Celso Nhamússua, Michella Mutisse, Apoio e amizade em todos os momentos.

## RESUMO

Quando o solo de fundação é constituído por grandes espessuras de solos moles, as inclusões rígidas têm sido utilizadas para transferir cargas de aterros para as camadas mais resistentes. Embora os solos moles sejam pouco adequados para a construção de aterros, nem sempre é possível evitá-los. De facto, os solos moles possuem baixa capacidade de carga, tornando-os impróprios para resistirem às cargas de aterros. Com efeito, a utilização de inclusões rígidas associadas a geogrelhas é uma alternativa, sendo que a carga do aterro é transferida através inclusões rígidas para a camada do solo resistente. Apesar de ser comparativamente onerosa, esta alternativa tem como benefícios a rápida construção e manutenção reduzida durante a vida útil da obra.

Este estudo pretende analisar o comportamento da base do aterro sobre solos moles, com recurso a métodos analíticos (*Hewlett e Randolph -1988; Low et al -1994 e Abusharar et al -2009*) e o método de elementos finitos (*software PLAXIS 2D v8.6.*) Igualmente faz-se análise de estabilidade por meio do *software Slide 2 v.6.*

O estudo do caso da Baixa do Rio Maputo em Salamanga, demonstrou a eficácia desta alternativa na resolução do problema de assentamentos excessivos, bem como o problema de estabilidade. Igualmente demonstrou-se o aumento da eficiência do sistema (aterro - fundação) com a introdução do reforço com geogrelha (efeito membrana), bem como, com o aumento da altura do aterro. Por outro lado o aumento do espaçamento entre as inclusões rígidas evidenciou a redução da eficiência.

Finalmente, nota-se que a introdução do geossintético não contribui para a redução de assentamentos, contudo melhora na estabilidade do aterro. O efeito de arqueamento melhora com o aumento da altura do aterro.

**Palavras-chave:** base de aterros, solos moles, inclusões rígidas, geogrelha, efeito de arqueamento, efeito membrana.

## ABSTRACT

When the foundation soil consists of large thicknesses of soft soils, hard inclusions have been used to transfer embankment loads to the more resistant layers. Although soft soils are poorly suited to embankment construction, it is not always possible to avoid them. In fact, soft soils have low bearing capacity, making them unsuitable for resisting embankment loads. In fact, the use of rigid inclusions associated with geogrids is an alternative, whereby the embankment load is transferred through the rigid inclusions to the resistant soil layer. Although comparatively expensive, the benefits of this alternative are rapid construction and reduced maintenance over the lifetime of the project.

This study aims to analyse the behaviour of the embankment base on soft soils, using analytical methods (Hewlett and Randolph -1988; Low et al -1994 and Abusharar et al - 2009) and the finite element method (PLAXIS 2D v8.6 software). Stability analysis is also performed using the software Slide 2 v.6.

The case study of the lower Maputo River in Salamanga demonstrated the effectiveness of this alternative in solving the problem of excessive settlement, as well as the problem of stability. It was also demonstrated that the efficiency of the system (embankment-foundation) increased with the introduction of geogrid reinforcement (membrane effect), as well as with an increase in the height of the embankment. On the other hand, the increase of the spacing between the rigid inclusions evidenced the reduction of the efficiency.

At last, it is noted that the introduction of the geosynthetic does not contribute to the reduction of settlements, however it improves the stability of the embankment. The camber effect improves with increasing embankment height.

**Keywords:** embankment base, soft soils, rigid inclusions, geogrid, camber effect, membrane effect.

## ÍNDICE

DEDICATÓRIA.....	I
AGRADECIMENTOS .....	II
RESUMO .....	III
ABSTRACT.....	IV
LISTA DE FIGURAS .....	VII
LISTA DE TABELAS .....	VIII
ESTRUTURA DO TRABALHO .....	IX
1. INTRODUÇÃO .....	1
1.1. JUSTIFICATIVA.....	1
1.2. FORMULAÇÃO DO PROBLEMA .....	2
1.2.1. Necessidades .....	2
1.2.2. Problema de pesquisa .....	2
1.2.3. Soluções alternativas.....	2
1.3. OBJECTIVOS.....	3
1.3.1. Geral .....	3
1.3.2. Específicos .....	3
1.4. METODOLOGIA.....	4
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....	5
2.1. INTRODUÇÃO .....	5
2.2. CARACTERIZAÇÃO DE SOLOS MOLES .....	5
2.2.1. Solos moles.....	5
2.2.2. Plasticidade .....	6
2.2.3. Limites de Consistência.....	6
2.3. MODOS DE ROTURA .....	8
2.3.1. Ruptura da Fundação.....	8
2.3.2. Instabilidade Global .....	9
2.4. MÉTODOS CONSTRUTIVOS DE ATERROS SOBRE SOLOS MOLES.....	10
2.4.1. Aterro reforçado com geossintéticos.....	11
2.4.2. Bermas de Equilíbrio .....	11
2.5. ATERROS ESTRUTURADOS COM PLATAFORMA DE GEOSSINTÉTICO .....	12
2.5.1. Efeito do aterro de conquista no dimensionamento .....	14
2.5.2. Efeito do arqueamento nos solos.....	15
2.5.3. Altura crítica de aterros construídos sobre inclusões rígidas.....	15
2.6. BREVE REVISÃO SOBRE ALGUNS MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO .....	16
2.6.1. Hewlett e Randolph (1988).....	16
2.6.2. Low et al. (1994).....	17
2.6.3. Abusharar et al., (2009).....	18

2.7.	MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS (MEF) .....	22
2.8.	PARÂMETROS DE PROJECTO DO ATERRO REFORÇADO COM GEOSSINTÉTICO .....	23
2.8.1.	Resistência não drenada da argila .....	23
2.8.2.	Parametros do Reforço Geossintético .....	23
2.8.2.1.	Geossintético .....	23
2.8.2.2.	Tipos de geossintéticos para reforço .....	23
2.8.2.3.	Resistência à tracção e modulo de rigidez do geossintético .....	24
2.8.2.4.	Interação do solo com o geossintético .....	24
3.	ESTUDO DE CASO .....	26
3.1.	LOCALIZAÇÃO DA OBRA .....	26
3.2.	CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DO LOCAL .....	26
4.	ANÁLISES E RESULTADOS .....	29
4.1.	ANALISE DO ATERRO SEM INCLUSÕES RÍGIDAS .....	29
4.1.1.	Estabilidade .....	29
4.1.1.1.	Aterro Sem Reforço .....	29
4.1.1.2.	Aterro com Bermas de Equilibrio .....	31
4.1.1.3.	Aterro Com Bermas de Equilíbrio e Reforço .....	32
4.1.2.	Assentamentos .....	34
4.1.2.1.	Aterro Sem reforço .....	35
4.1.2.2.	Aterro com Bermas de Equilibrio .....	36
4.1.2.3.	Aterro com Bermas e Reforço .....	37
4.1.2.4.	Estimativa do Assentamento total por consolidação Aterro sem Reforço – Método Análítico .....	38
4.2.	ANÁLISE DO ATERRO ESTRUTURADO (COM INCLUSÕES RÍGIDAS) .....	39
4.2.1.	Estudo Paramétrico – Método Abusharar et al (2009) .....	39
4.2.1.1.	Eficiência .....	40
4.2.1.2.	Tensões actuantes no geossintético .....	41
4.2.1.3.	Taxa de redução de tensão .....	42
4.2.1.4.	Assentamento na base do aterro .....	44
4.2.1.5.	Taxa de assentamento .....	45
4.2.1.6.	Deformação do geossintético .....	47
4.2.2.	Método de Elementos Finitos - Plaxis 2D V8.6 .....	49
4.2.3.	Comparação dos Métodos Analíticos e o Método de Elementos finitos .....	53
4.2.4.	Estabilidade do Aterro com Inclusões Rígidas .....	57
4.2.5.	Impactos Ambientais .....	58
4.2.6.	Custo de execução .....	58
5.	CONCLUSÕES .....	59

6. BIBLIOGRAFIA .....	60
6.1. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	60
6.2. OUTRA BIBLIOGRAFIA CONSULTADA .....	61
7. ANEXOS .....	62

## LISTA DE FIGURAS

Figura 2- 1 – Esquema dos Estados de Consistência .....	7
Figura 2- 2 - Modelos de rotura em aterros sobre solos moles .....	8
Figura 2- 3 - Método Bishop simplificado .....	9
Figura 2- 4 – métodos construtivos de aterros sobre solos moles. ....	10
Figura 2- 5 - Arqueamento do solo segundo Hewlett e Randolph.....	12
Figura 2- 6 – Vista de um aterro estaqueado com reforço de geossintético. ....	13
Figura 2- 7 – Aterro sobre estacas reforçado com geossintético.....	13
Figura 2- 8 - Deformações no aterro estruturado sobre solo mole .....	13
Figura 2- 9 – Detalhe de execução de capitéis em aterros estruturados.....	14
Figura 2- 10 – Modelo para estudo do efeito do arqueamento nos solos (Terzaghi, 1943).....	15
Figura 2- 11 - Esquema do arqueamento no solo. ....	16
Figura 2- 12 – Distribuição de tensões no geossintético .....	20
Figura 2- 13 – Geossintético sobre capitéis e solo mole da fundação .....	21
Figura 2- 14 - Aumento de Resistência com a Introdução do Reforço.....	25
Figura 2- 15 - Comportamento do aterro reforçado.....	25
Figura 3- 1 - Localização da obra do caso em estudo.....	26
Figura 3- 2 - Solos encontrados no terreno do estudo de caso. ....	27
Figura 3- 3 – Perfil Geológico-geotécnico da área de estudo. ....	27
Figura 4- 1 - Propriedades de resistência da argila com areia siltosa .....	30
Figura 4- 2 - Análise de estabilidade do aterro sem reforço pelo método de Bishop Simplificado.....	30
Figura 4- 3 - Análise de estabilidade do aterro com bermas de equilíbrio pelo método de Bishop Simplificado. ....	31
Figura 4- 4 - Análise de estabilidade do aterro com bermas de equilíbrio e reforço pelo método de Bishop Simplificado. ....	32
Figura 4- 5 - Localização e espaçamento das 3 camadas de geogrelha na base do aterro com bermas de equilíbrio e reforço.....	34
Figura 4- 6 – Geometria e Condições de fronteira (aterro sem reforço) .....	35
Figura 4- 7 – malha deformada (escala das deformações reais -1:1). ....	36
Figura 4- 8- Assentamentos em caso de aterro sem reforço .....	36
Figura 4- 9- Assentamentos em caso de aterro com bermas de equilíbrio .....	37
Figura 4- 10- Assentamentos em caso de aterro com bermas de equilíbrio e reforço por 3 camadas de geossintético (J=5000kN/m).....	37
Figura 4- 11- Efeito da altura do aterro na eficiência: a) Aterro sem Geossintético; b) Aterro com Geossintético.....	40
Figura 4- 12- Efeito da altura do aterro na tracção do geossintético .....	41
Figura 4- 13- Efeito da rigidez do geossintético na tracção do geossintético.....	42
Figura 4- 14- Efeito altura do aterro na taxa de redução da tensão .....	43
Figura 4- 15- Efeito altura do aterro na taxa de redução da tensão .....	43
Figura 4- 16- Efeito da altura do aterro no assentamento.....	44
Figura 4- 17- Efeito da rigidez do geossintético no assentamento .....	45

Figura 4- 18- Efeito da altura do aterro na taxa de assentamento.....	46
Figura 4- 19- Efeito da rigidez do geossintético no assentamento .....	46
Figura 4- 20- Efeito da altura do aterro na deformação do geossintético .....	47
Figura 4- 21- Efeito da altura do aterro na deformação do geossintético .....	48
Figura 4- 22 – Geometria e Condições de fronteira do aterro com Inclusões Rígidas.....	49
Figura 4- 23 – Malha de elementos finitos.....	50
Figura 4- 24 – Estado inicial de tensões neutras antes da construção do aterro .....	50
Figura 4- 25 – Estado inicial de tensões efectivas antes da construção do aterro .....	51
Figura 4- 26- Assentamentos totais para aterro de 8m, sem reforço do geossintético. ....	51
Figura 4- 27- Assentamentos totais para aterro de 8m, com reforço do geossintético. ....	52
Figura 4- 28 – Resumo dos Assentamentos totais resultantes de diversos vãos livres entre inclusões rígidas. ....	52
Figura 4- 29 – Efeito de arqueamento na base do aterro .....	53
Figura 4- 30 – Taxa de redução da tensão no geossintético em função da altura do aterro.....	54
Figura 4- 31 – Taxa de redução da tensão no geossintético em função da altura do aterro.....	55
Figura 4- 32 – Comparação de assentamentos em função da altura do aterro .....	55
Figura 4- 33 – Comparação de assentamentos em função da altura do aterro. ....	56
Figura 4- 34 – Análise de estabilidade do aterro com inclusões rígidas. ....	57

## LISTA DE TABELAS

Tabela 2- 1 - Consistência da argila em função do índice de consistência.....	5
Tabela 2- 2 – Consistência da argila em função do NSPT.....	6
Tabela 2- 3 – Classificação referente à consistência (extraído de BS WN ISO 14688-1:2002).....	7
Tabela 2- 4 – Classificação referente à resistência à compressão simples .....	7
Tabela 2- 5 – Métodos construtivos para obras sobre solos moles.....	11
Tabela 3- 1 – Resultados da Investigação geotécnica com base no furo de sondagem BZK20 (IK 64+945.50) .....	28
Tabela 3- 2 - Caracterização Geral dos solos na área de estudo.....	28
Tabela 4- 1 - Resumo análise de estabilidade dos aterros sem inclusões rígidas.....	33
Tabela 4- 2 - Estimativa do Assentamento total por consolidação Aterro sem Reforço .....	38
Tabela 4- 3 – Custo de construção de um aterro estruturado sem geogrelha e distância entre estacas igual a 2.5m (Preços unitários assumidos). ....	58
Tabela 4- 4 - Custo de construção de um aterro estruturado com geogrelha e distância entre estacas igual a 3.0m (Preços unitários assumidos). ....	58

## ESTRUTURA DO TRABALHO

O presente trabalho está dividido em sete (7) capítulos, que são: introdução, revisão bibliográfica, estudo de caso, análise e resultados, conclusões, bibliografia e anexos.

O **capítulo 1** apresenta uma breve justificativa e importância do tema em estudo, paralelamente apresenta o problema de pesquisa, objectivos e a metodologia empregue do trabalho.

Em seguida, o **capítulo 2** apresenta uma abordagem rápida sobre os solos moles, descrição das soluções para obras sobre solos moles com destaque a aterros com inclusões rígidas, revisão sobre alguns métodos de dimensionamento aplicados no projecto e modos de rotura.

O **capítulo 3** descreve a localização e caracterização geral dos solos na área de estudo.

A análise e os resultados são apresentados no **capítulo 4**. Primeiramente faz-se a análise das soluções sem inclusões rígidas, com o intuito de justificar a aplicação das inclusões rígidas (materializadas por estacas) em soluções para obras sobre solos moles, na análise da estabilidade recorreu-se ao *software Slide 2 v.6* e sendo que para análise dos assentamentos fez-se o uso do método de elementos finitos através do *software PLAXIS 2D v.8.6*. E seguindo da análise de diversos parâmetros, apresentados em gráficos em aterro com inclusões rígidas utilizando métodos analíticos e os softwares acima mencionados.

O **capítulo 5** apresenta as conclusões das análises efectuadas. Por último o **capítulo 6** apresentam as referências bibliografias utilizadas no desenvolvimento deste trabalho e o **capítulo 7** os anexos.

## 1. INTRODUÇÃO

### 1.1. JUSTIFICATIVA

A execução de grandes aterros de estradas sobre solos moles tem sido um desafio aos engenheiros civis, particularmente aos geotécnicos, visto que, tais solos possuem capacidade de carga relativamente baixa e elevada compressibilidade, o que pode condicionar a estabilidade da obra. Por forma a ultrapassar este problema têm-se desenvolvido métodos que melhoram a capacidade de carga deste tipo de solos, tais como: instalação de drenos verticais pré-fabricados, inclusões rígidas ou semi-rígidas materializadas por estacas de betão, colunas de *jet-grouting*, colunas granulares (de pedra ou areia).

A costa moçambicana tem cerca de 2500 km de extensão, e mais que metade da população vive ao longo da costa e ganha sustento por meio dos recursos ali existentes. Entretanto, a zona costeira é uma região com ocorrências significativas de solos moles.

Portanto mostra-se relevante o entendimento do comportamento destes solos assim como de soluções de tratamento do mesmo, para a execução de obras de infraestrutura tais como Estradas, Portos, Pontes, etc.

As inclusões rígidas são dentre várias, uma das soluções geotécnicas aplicáveis nestes solos, pois, melhoram a sua capacidade de carga, reduzem o tempo construtivo final, disponibilizando a obra logo após a conclusão do aterro.

A realização deste trabalho visa avaliar a influência da colocação de geossintéticos (geogrelha) na base de aterros, que pode conduzir à optimização do espaçamento entre inclusões rígidas (tornando a solução relativamente menos onerosa), e estudar o comportamento de bases de aterro com a variação da altura do aterro.

Uma vez que os geossintéticos ajudam no suporte de cargas que não são suportadas pelo efeito de arqueamento, mas sim pela membrana traccionada, será feita a avaliação da eficiência da combinação do efeito de arqueamento e efeito de membrana entre as inclusões rígidas.

Como caso de estudo tomar-se-á o aterro construído na Estrada Nacional nº 200 (Catembe – Ponta de Ouro) na baixa do Rio Maputo, em Salamanga, troço IK64+906.00 – IK64+971.00.

## **1.2. FORMULAÇÃO DO PROBLEMA**

### **1.2.1. Necessidades**

- Aumentar a resistência ao corte e a capacidade de carga dos solos moles;
- Diminuir os assentamentos excessivos observados na base do aterro em caso de aterros sobre solos moles sem inclusões rígidas;
- Reduzir o tempo de construção de aterros sobre solos moles;
- Optimizar o espaçamento entre inclusões rígidas.

### **1.2.2. Problema de pesquisa**

A baixa capacidade de carga dos solos moles tem condicionado a altura admissível de aterros, ademais a alta compressibilidade e baixa permeabilidade destes solos tem como consequência longos períodos de consolidação e assentamentos excessivos. Nisto surge a questão:

Como aumentar a capacidade de carga, reduzir os assentamentos e o tempo de construção de aterros sobre solos moles, disponibilizando a obra logo após a conclusão do aterro?

### **1.2.3. Soluções alternativas**

- Utilização de inclusões rígidas com plataforma de transferência de carga não reforçada;
- Utilização de inclusões rígidas com plataforma de transferência de carga reforçada com geossintético (geogrelha);
- Utilização de inclusões semi-rígidas (colunas de brita).

### **1.3. OBJECTIVOS**

#### **1.3.1. Geral**

Analisar o comportamento da base de aterros sobre solos moles com inclusões rígidas.

#### **1.3.2. Específicos**

- Caracterizar os solos moles;
- Analisar a estabilidade e os assentamentos das técnicas de tratamento de solo sem inclusões rígidas aplicadas no projecto em estudo nos troços IK62+000.00 – IK62+600.00 e IK63+091.00 – IK63+500.00 da EN200;
- Analisar a estabilidade e os assentamentos do aterro sobre solo mole com inclusões rígidas no troço IK64+906.00 – IK64+971.00 da EN200;
- Avaliar a eficiência da introdução da geogrelha na base do aterro sobre solo mole com inclusões rígidas no troço IK64+906.00 – IK64+971.00 da EN200;
- Comparar o desempenho entre os aterros sem e com inclusões rígidas;
- Identificar os impactos ambientais associados ao reforço da fundação com inclusões rígidas (materializadas por estacas);
- Estimar os custos associados ao reforço da fundação com inclusões rígidas combinado com geogrelhas.

#### 1.4. METODOLOGIA

A realização do presente trabalho seguiu a seguinte metodologia:

- Identificação das características gerais dos solos na área de estudo;
- Análise da estabilidade nas técnicas de tratamento de solo sem Inclusões rígidas pelo *software Slide 2 v.6*;
- Análise dos assentamentos das técnicas de tratamento de solo sem inclusões rígidas pelo *software PLAXIS 2D v.8.6*;
- Breve comparação dos métodos de dimensionamento analíticos apresentados;
- Estudo parâmetro pelo método de Abusharar et al (2009);
- Analisar a estabilidade e os assentamentos do aterro sobre solo mole com inclusões rígidas pelos *software Slide 2 v.6* e *PLAXIS 2D v.8.6.*, respectivamente;
- Comparação dos métodos de dimensionamento analíticos e método de elementos finitos (*PLAXIS 2D v.6.*);
- Comparação do desempenho entre os aterros sem e com inclusões rígidas;
- Identificação dos impactos ambientais associados ao reforço da fundação com inclusões rígidas (materializadas por estacas);
- Estimava dos custos associados ao reforço da fundação com inclusões rígidas combinado com geogrelhas.

## 2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo será apresentada uma breve revisão bibliográfica sobre os solos moles, modos de rotura, além disso são apresentados os métodos construtivos para obras sobre solos moles, alguns métodos de dimensionamento de aterros estruturados, breve explicação do método de elementos finitos e finalmente os parâmetros do projecto.

### 2.2. CARACTERIZAÇÃO DE SOLOS MOLES

#### 2.2.1. Solos moles

São em geral solos de origem sedimentar, saturados e predominantemente argilosos. Caracterizados pela sua baixa capacidade de carga, baixa permeabilidade e elevada compressibilidade. Os solos moles quando submetidos à variação de tensões efectivas ( $\Delta\sigma'$ ), por exemplo um aterro sobre a camada, pode apresentar grandes deformações. Sendo que os assentamentos ocorrem por muito tempo, pois a baixa permeabilidade destes solos faz com que a dissipação do excesso de poro pressão gerada pelo carregamento seja lenta.

A classificação dos solos argilosos por PINTO (2006) apresenta uma tabela de valores aproximados de índice de consistência (Tabela 1). Terzaghi propôs o índice de consistência, com a seguinte expressão:

$$IC = \frac{LL - w}{LL - LP} \quad (1)$$

Onde:

LL = Limite de Liquidez

w = teor de humidade

LP = Limite de Plasticidade

A Tabela 2-1 apresenta a classificação adoptada usualmente.

**Tabela 2- 1 - Consistência da argila em função do índice de consistência**

Índice de consistência	Consistência da argila
<0,5	Mole
0,5 a 0,75	Média
0,75 a 1	Rija
> 1	Dura

Fonte: Adaptado de PINTO, (2006)

Um outro parâmetro de classificação dos solos argilosos é o  $N_{SPT}$ , que mede a resistência do solo à penetração. Ele consiste no número de golpes aplicados necessários para cravar 30 cm do amostrador padrão, após 15 cm iniciais (PINTO,2006).

A Tabela 2-2 apresenta a classificação dos solos argilosos de acordo com a respectiva consistência.

**Tabela 2- 2 – Consistência da argila em função do NSPT**

$N_{SPT}$	Consistência da argila
<2	Muito mole
3 a 5	Mole
6 a 10	Consistência média
11 a 19	Rija
>19	Muito rija

Fonte: Adaptado de PINTO, (2006)

As argilas são solos finos que apresentam coesão quando húmidos, sendo que apresentam características como alta plasticidade, nenhuma dilatância, secagem lenta e resistência do solo seco.

### 2.2.2. Plasticidade

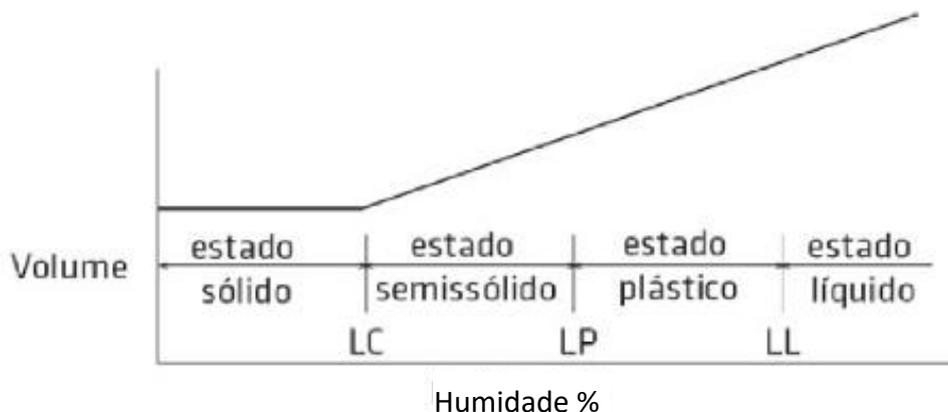
A experiência mostrou que, para os solos em cuja textura haja uma certa percentagem de fracção fina, não basta a granulometria para caracterizá-los, pois suas propriedades plásticas dependem do teor de humidade, além da forma das partículas e da sua composição química e mineralógica.

A plasticidade é normalmente definida como uma propriedade dos solos, que consiste na maior ou menor capacidade de serem eles moldados, sob certas condições de humidade, sem variação de volume. Trata-se de uma das mais importantes propriedades das argilas. (CAPUTO 1996)

### 2.2.3. Limites de Consistência

Um solo com humidade muito elevada apresenta-se como um fluido denso e está no estado líquido. Com evaporação da água, o solo endurece e, para um certo  $w = LL$  (limite de liquidez), perde sua capacidade de fluir, porém pode ser moldado facilmente e conservar sua forma. O solo encontra-se, agora, no estado plástico. A continuando a perda de humidade, o estado plástico desaparece até que, para  $w = LP$  (limite de

plasticidade), o solo se desmancha ao ser trabalhado. Este é o estado semi-sólido. Continuando secagem, ocorre a passagem gradual para o estado sólido. O limite entre os dois estados é um teor de humidade  $w = LC$  (limite de contracção).



**Figura 2- 1 – Esquema dos Estados de Consistência**

Fonte: Fiori (2015)

A tabela 3 apresenta os termos para descrever vários tipos de comportamento.

**Tabela 2- 3 – Classificação referente à consistência (extraído de BS WN ISO 14688-1:2002)**

Consistência	Identificação manual
Muito mole	Escorre entre os dedos quando apertado na mão
Mole	Pode ser moldado por leve pressão dos dedos
Firme	Não pode ser moldado pelos dedos, mas moldado manualmente em cilindros com 3mm de espessura, sem quebrar ou desagregar
Rija	Desagrega e quebra quando moldado em cilindros com 3mm de espessura, mas apresenta-se suficientemente húmido para ser moldado novamente em pedaços
Muito rija	Completamente seco e apresenta coloração clara. Não mais pode ser moldado, mas desagrega sob pressão. Pode ser riscado pela unha do dedo polegar.

Fonte: BARNES (2016)

**Tabela 2- 4 – Classificação referente à resistência à compressão simples**

Consistência	R (resistência à compressão simples)
Muito moles (vasas)	$R < 0,25 \text{ kg/cm}^2$
Moles	$0,25 < R < 0,5$
Médias	$0,5 < R < 1$
Rijas	$1 < R < 4$
Duras	$R > 4 \text{ kg/cm}^2$

Fonte: CAPUTO (1996)

### 2.3. MODOS DE ROTURA

Face as incertezas que resultam do comportamento real da obra devido à inconstância do perfil geotécnico e às dificuldades da antecipação detalhada da dissipação do excesso de poro-pressão como também dos deslocamentos que ocorrem em obras sobre solos moles, é de extrema importância a avaliação das condições de estabilidade interna (aterro), estabilidade externa (fundação) e estabilidade global (aterro mais fundação). ALMEIDA, (1996)

A Figura 2-2 ilustra os modelos de rotura dos aterros e obras sobre solos moles

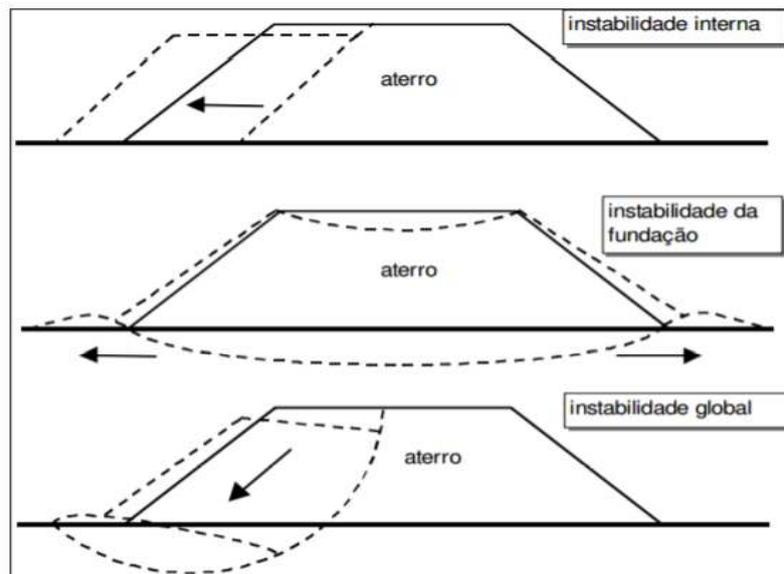


Figura 2- 2 - Modelos de rotura em aterros sobre solos moles

Fonte: ALMEIDA & MARQUES, (2010)

#### 2.3.1. Rotura da Fundação

As teorias de capacidade de carga são utilizadas para fazer uma estimativa inicial da altura crítica  $H_c$  de um aterro sobre a argila mole. Nesta secção a altura crítica representa altura a máxima altura de aterro que pode ser alcançada sem que ocorra rotura do solo mole de fundação. Calculada pela seguinte expressão:

$$H_c = \frac{5,14.S_u}{\gamma} \quad (2)$$

Onde:

$S_u$  é a resistência não drenada da camada de argila.

$\gamma$  é o peso específico do aterro.

A altura admissível do aterro será,

$$H_{adm} = \frac{H_c}{FS} \quad (3)$$

Sendo  $FS = 1,5$  ou  $FS \geq 1,3$  para condições temporária em aterros por etapas e sem vizinhos próximo. ALMEIDA & MARQUES, (2010).

Portanto neste caso o valor de  $H_{adm}$  despreza a inclinação do talude, a resistência do aterro e a variação de  $S_u$  com a profundidade, contudo é útil para cálculos muito introdutórios.

Em caso de  $H_{adm} < H_{at}$  do projecto, a solução é usar método construtivo alternativo.

### 2.3.2. Instabilidade Global

Dentre vários métodos, a análise de estabilidade de aterros sobre argila mole para o caso genérico de superfícies circulares pelo método de Bishop simplificado, tem sido mais usado na prática geotécnica.

O Método de Bishop foi desenvolvido por Bishop em 1955, é um dos vários métodos de fatias desenvolvidos para avaliar a estabilidade de taludes e derivar o factor de segurança. Segundo Zhu (2008), Método de Bishop Simplificado tem sido muito utilizado na análise de estabilidade de taludes e é considerado o melhor método de equilíbrio limite para o cálculo de factores de segurança se superfícies de deslizamento circulares.

O Método de Bishop Simplificado tratando-se de uma simplificação para o seu próprio método, consiste em considerar que as forças de interacção entre fatias são horizontais.

O corpo deslizante em torno da superfície de deslizamento circular de raio  $R$  é dividido em  $n$  fatias verticais, como mostrado na figura 2-3.

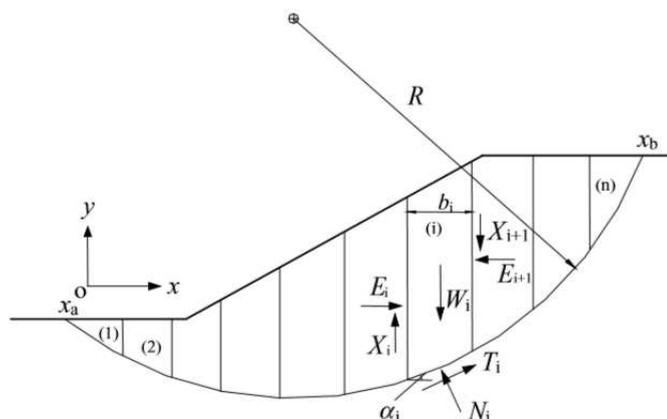


Figura 2- 3 - Método Bishop simplificado

Fonte: Zhu (2008)

## 2.4. MÉTODOS CONSTRUTIVOS DE ATERRS SOBRE SOLOS MOLES

A elevada compressibilidade e baixa permeabilidade dos solos moles tem encorajado o desenvolvimento ou aperfeiçoamento de várias técnicas, com objectivo de minimizar ou eliminar os assentamentos, melhorar a estabilidade do aterro e reduzir o tempo de construção do aterro.

Para escolha do método construtivo devem ser avaliados os seguintes aspectos: características geotécnicas dos depósitos; utilização da área, incluindo a vizinhança; prazos construtivos e custos envolvidos (ALMEIDA & MARQUES, 2010).

A Figura 2-4 apresenta um resumo dos métodos construtivos de aterros sobre solos moles.

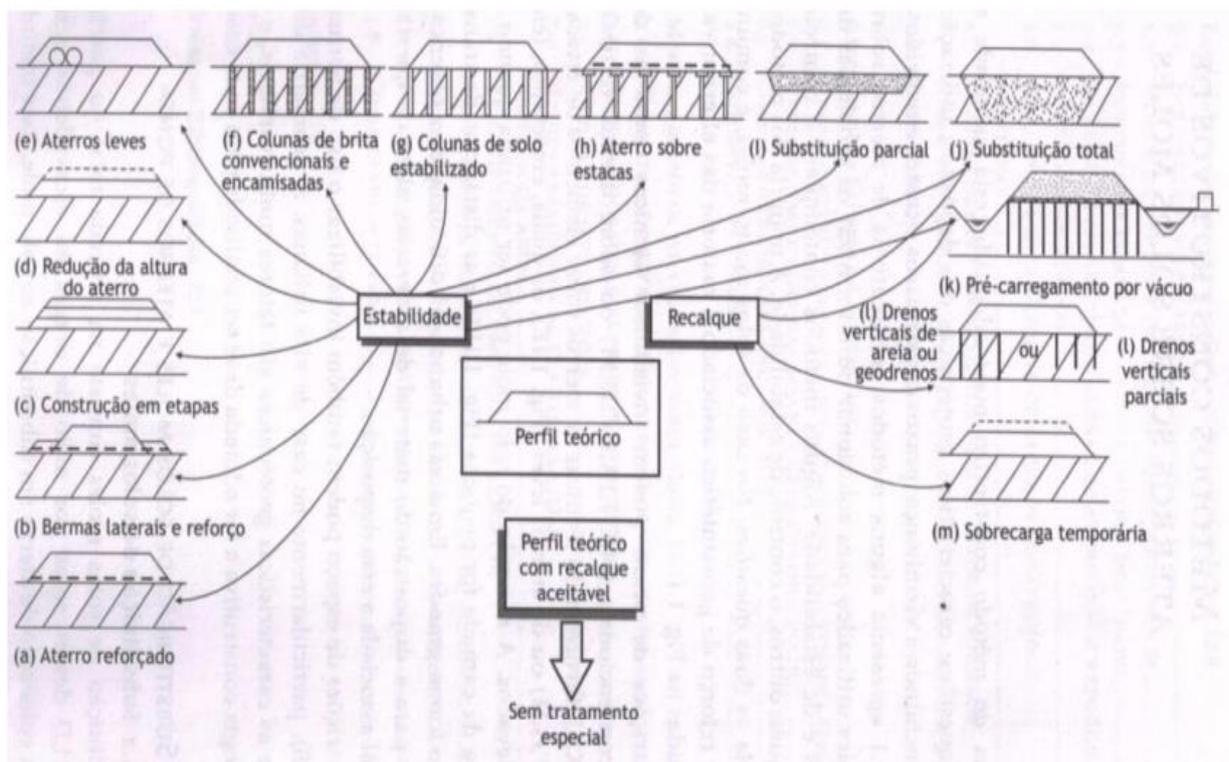


Figura 2- 4 – métodos construtivos de aterros sobre solos moles.

Fonte: ALMEIDA & MARQUES, (2010)

A seguir apresentam-se de forma breve alguns métodos analisados no presente trabalho.

#### 2.4.1. Aterro reforçado com geossintéticos

Consiste na inclusão de Geogrelhas e geotêxtis na base do aterro (Figura 2-3a). Esses materiais possuem elevada resistência e rigidez e tem como objectivo maximizar o factor de segurança do sistema em termos da estabilidade global e distribuir melhor as tensões (ALMEIDA & MARQUES, 2010).

#### 2.4.2. Bermas de Equilíbrio

São elementos de aterro utilizados para garantir a estabilidade global do conjunto formado pelo solo mole e pelo aterro, de modo que a estrutura compense os momentos instabilizantes, com consequente aumento do factor de segurança (Figura 2-3b).

A Tabela 2-5 apresenta de alguns métodos utilizados em projectos de obras sobre solos moles:

**Tabela 2- 5 – Métodos construtivos para obras sobre solos moles**

<b>Método</b>	<b>Características</b>
Substituição do solo mole	Ótimo em casos de total substituição, rápido e caro, porém em áreas urbanas, há dificuldade na obtenção de áreas para disposição do solo extraído.
Pré-carregamento	Lento e barato. Não é ideal se os assentamentos desejados são pequenos
Bermas de equilíbrio	Lento e barato, porém restrições de espaço podem inviabilizar a sua aplicação
Estacas granulares	Rápido e caro, requer equipamentos e testes preliminares de campo. Ótimo quando associado a testes de campo.
Drenos verticais	Rápido e caro, sendo que apresenta menor eficiência em solos turfosos e orgânicos
Geossintéticos	Bom, rápido, custo moderado e assentamentos elevados
Aterro estruturado	Bom, rápido e caro, requer equipamentos especiais
Aterro com materiais leves	Rápido e caro, requer utilização de material leve

Fonte: Adaptado de ALMEIDA & MARQUES (2010)

## 2.5. ATERROS ESTRUTURADOS COM PLATAFORMA DE GEOSSINTÉTICO

O aterro estruturado ou com inclusões rígidas materializadas por estacas é aquele em que o peso do aterro é transmitida por arqueamento (Terzaghi, 1943) directamente para os capitéis e estacas, e é prontamente transferido pelas estacas a uma camada mais resistente.

Por serem as estacas menos deformáveis do que o solo, ocorrem assentamentos diferenciais dentro do corpo do aterro e este movimento produz arqueamento, que aumenta o peso nas estacas, aliviando a tensão actuante no solo mole.

A eficácia do arqueamento aumenta com aumento da altura do aterro, com consequente distribuição do carregamento para os capitéis e estacas (Hewlett, Randolph 1988).

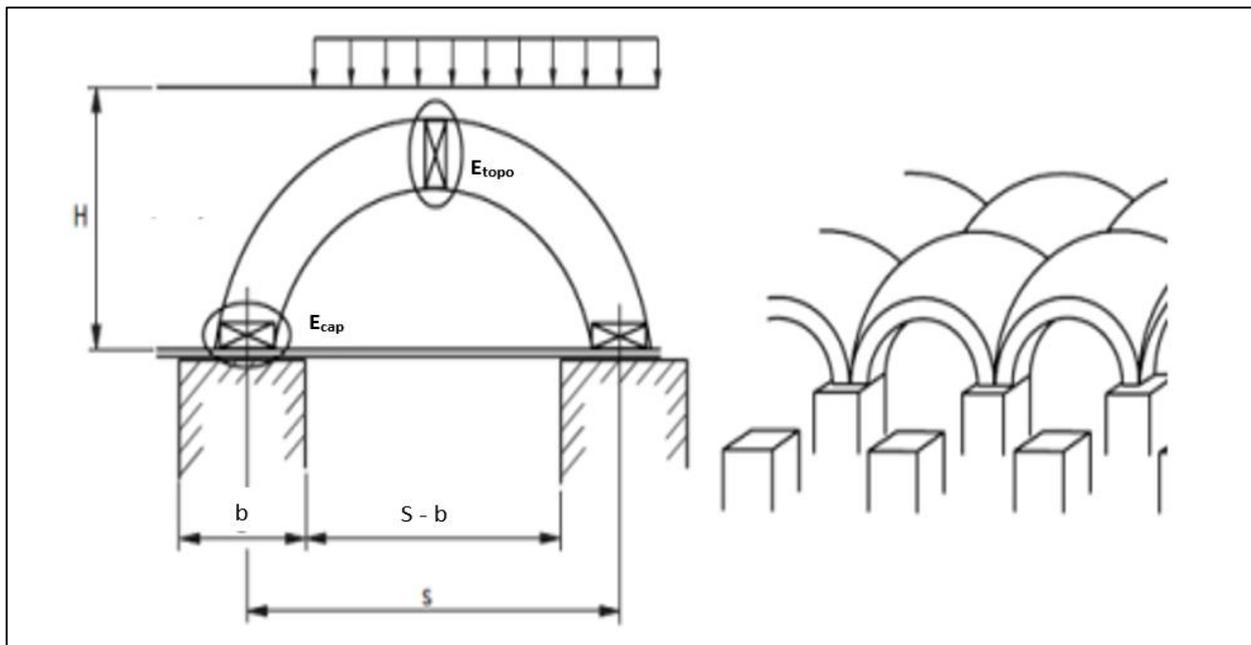


Figura 2- 5 - Arqueamento do solo segundo Hewlett e Randolph

Fonte: Adaptado de Hewlett & Randolph (1988)

A evolução do aterro sobre estacas resultou na inserção do reforço de geossintético (por exemplo geogrelhas) permitindo, a princípio, o uso de estacas mais espaçadas.

A geogrelha tem como funções principais:

- I. Separar o material do aterro do material natural;
- II. Distribuir e a transmitir cargas para estacas que não foram transmitidas pelo efeito de arqueamento;
- III. Distribuir e a transmitir cargas horizontais provenientes do aterro para as estacas;
- IV. Reforçar a base do aterro.

Na Figura 2-6 é possível ver a acção conjunta do geossintético e das estacas.



Figura 2- 6 – Vista de um aterro estaqueado com reforço de geossintético.

Fonte: Huesker (2010)

Os capitéis podem ser das mais diversas formas: circulares, quadrados, esféricos, armados ou não. O formato ideal para caso de reforço com geossintético é o que apresenta arestas vivas, conforme exemplificado na figura 2-7. ALMEIDA & MARQUES, (2010)

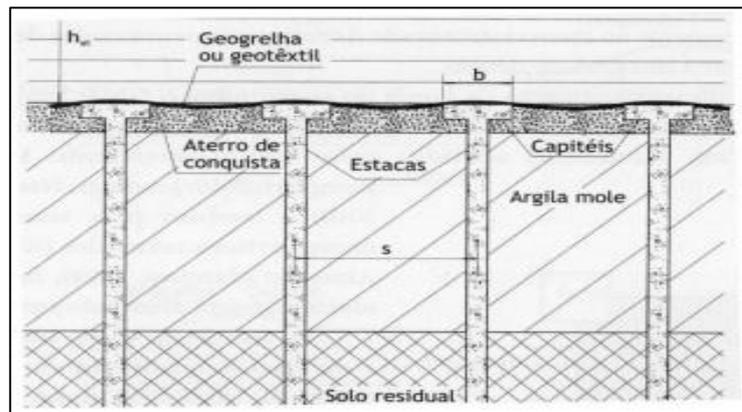


Figura 2- 7 – Aterro sobre estacas reforçado com geossintético

Fonte: ALMEIDA & MARQUES, (2010)

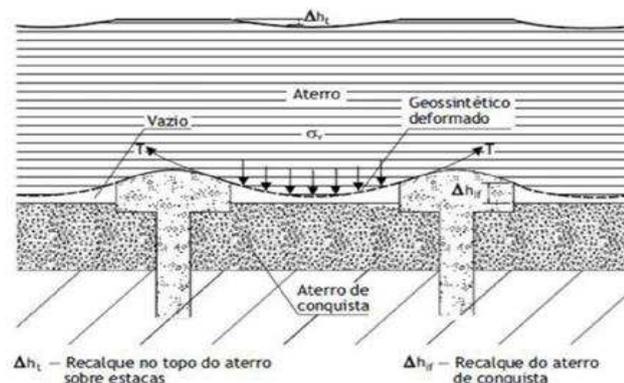


Figura 2- 8 - Deformações no aterro estruturado sobre solo mole

Fonte: ALMEIDA & MARQUES, (2010)

Os assentamentos verificados em aterros estruturados com geogrelhas são muito menores do que os assentamentos por consolidação em aterros sem tratamento, ou seja, os volumes de terraplanagem são inferiores aos de um aterro sem tratamento, já que não há submersão de material nem necessidade de sobrecarga. Observa-se que o assentamento na superfície do aterro  $\Delta h_t$  indicado na Figura 2-8 é bem inferior ao assentamento do aterro de conquista  $\Delta h_{if}$ .

Para um desempenho global satisfatório, recomenda-se que a espessura do aterro  $h_a$  seja igual ou maior do que 70% do vão (s-b) entre capitéis. (ALMEIDA & MARQUES, 2010)

### 2.5.1. Efeito do aterro de conquista no dimensionamento

Com o objectivo de permitir o acesso de equipamentos para cravação de estacas em obras sobre argilas moles sem camada de aterro na superfície, a construção de aterro de conquista é a primeira etapa. Depois segue-se a execução de capitéis, os quais podem ser executados acima ou dentro do aterro de conquista (figura 2-9A,B), e finalmente o geossintético é instalado acima dos capitéis.

Observa-se, em qualquer caso, que o aterro de conquista sofrerá assentamentos por consolidação, isto é, compressão primária e secundária conforme mostrado na Fig. 2-9C,D (Almeida, et al., 2008) por essa razão, a reacção do solo abaixo da geogrelha, é considerada em alguns métodos de cálculo (ALMEIDA & MARQUES, 2010)

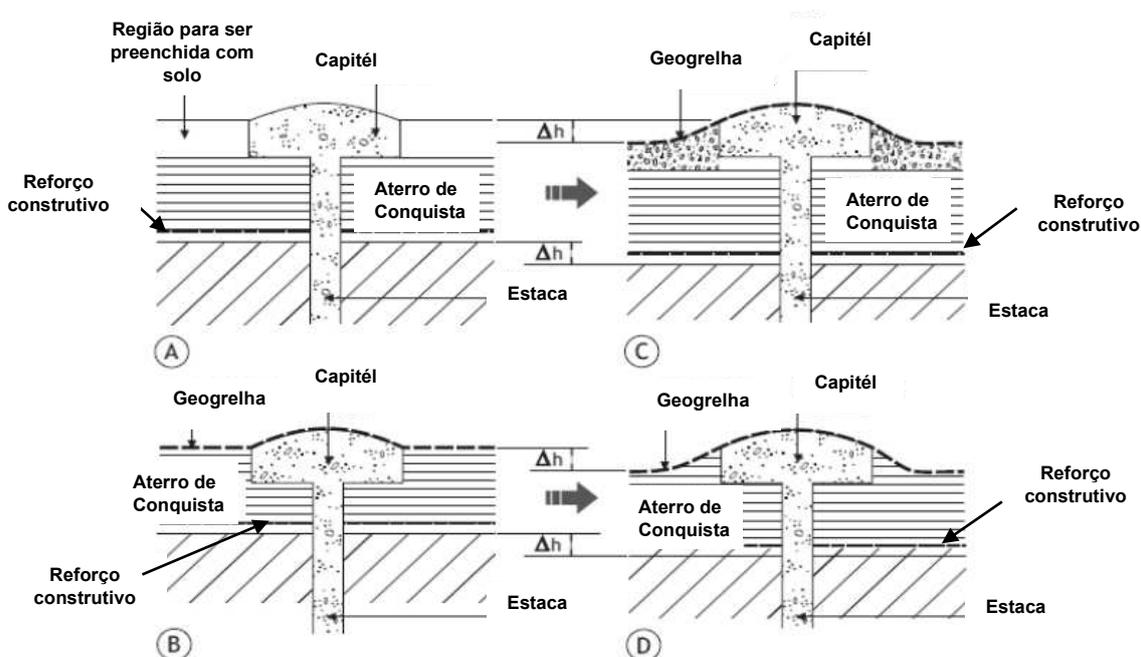


Figura 2- 9 – Detalhe de execução de capitéis em aterros estruturados.

### 2.5.2. Efeito do arqueamento nos solos

O efeito do arqueamento depende, sobretudo, de três factores:

- Razão entre a rigidez da coluna e a do solo mole;
- Distância entre eixos das colunas;
- Altura do aterro.

O efeito de arqueamento nos solos, apresentado por Terzaghi (1943), é um fenómeno muito importante para o dimensionamento de aterros estruturados, com ou sem plataforma de geogrelha, conforme esquema da Figura 2-10.

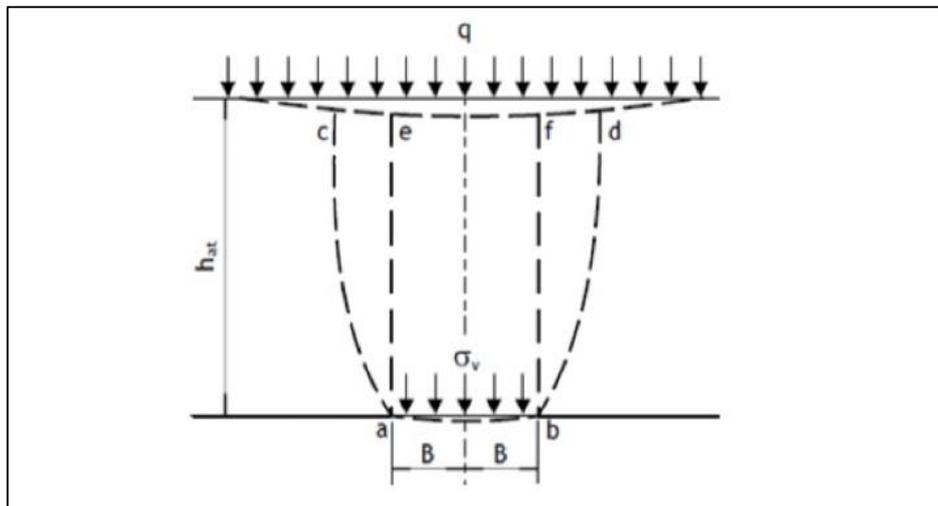


Figura 2- 10 – Modelo para estudo do efeito do arqueamento nos solos (Terzaghi, 1943)

Nestes estudos, Terzaghi considerou a condição de deformação plana ou bidimensional, mas o caso real de um aterro estruturado é tridimensional. Desde então foram propostos vários modelos analíticos e conceituais para arqueamento, tanto em contexto mais abrangente como especialmente para aterros estruturados.

### 2.5.3. Altura crítica de aterros construídos sobre inclusões rígidas

Em aterros com inclusões rígidas, a diferença de rigidez do solo e da estaca, produz assentamentos diferenciais na base do aterro. A propagação destes assentamentos diferenciais até ao topo do aterro, pode condicionar o funcionamento das infra-estruturas aí construídas, sendo uma situação que deve ser evitada. Por esta razão, é importante estudar a altura de aterro para a qual não ocorrem assentamentos diferenciais no seu topo. Define-se, então, no presente trabalho, a altura crítica de aterros construídos sobre inclusões rígidas, como a altura de aterro acima da qual os assentamentos diferenciais desenvolvidos na base do aterro, não produzem assentamentos diferenciais significativos no seu topo. Sendo esta definição diferente da adoptada na generalidade dos aterros (**secção 2.3.1**)

## 2.6. BREVE REVISÃO SOBRE ALGUNS MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO

### 2.6.1. Hewlett e Randolph (1988)

Inicialmente desenvolvido para o dimensionamento de aterros estruturados com capitéis sem reforço, os autores apresentam a possibilidade de incluir reforço (geossintético) desde que este actue suportando a porção do aterro não suportada pelo efeito de arqueamento. Esta investigação foi realizada por meio de testes em modelos de aterro de material granular sobrejacente a uma grelha rectangular de capitéis.

O método considera a ocorrência de reais domos, sendo que grande parte do carregamento do aterro é transmitido para estacas, e o subsolo é carregado somente pelo material abaixo dos domos.

Dois pontos críticos são identificados nos domos, isto é, no topo e no capitel. Por conclusão percebeu-se que para aterros de pequena altura a região crítica é o topo, e com o aumento da altura a região crítica é transferida para os capitéis.

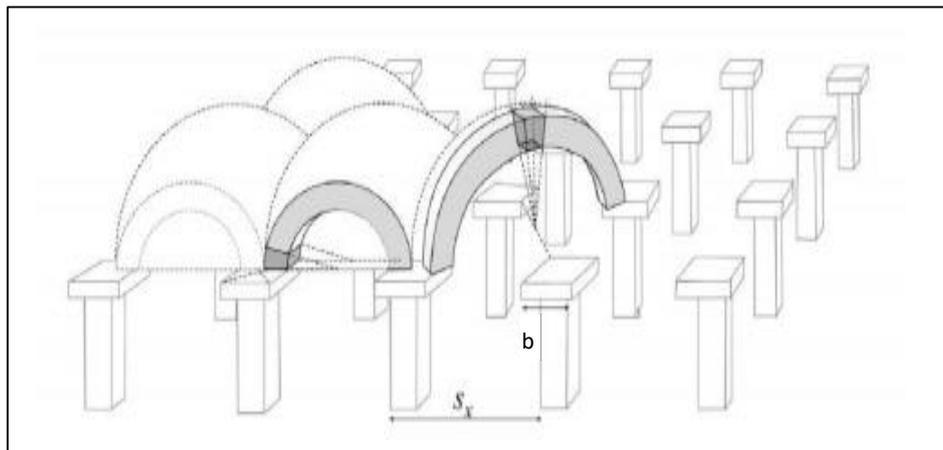


Figura 2- 11 - Esquema do arqueamento no solo.

Fonte: Hewlett e Randolph (1988)

Para a determinação da tensão interna aos capitéis o método apresenta a equação abaixo:

$$\sigma_s = \gamma_{at} \left( H_{at} - \frac{s}{2} \right) \left( \frac{s-b}{s} \right)^{k_p-1} \quad (4)$$

Onde

$H_{at}$  altura do aterro

$\gamma_{at}$  - peso específico do aterro

$b$  - largura dos capitéis

$s$  - espaçamento entre as estacas

$\phi$  - Ângulo de atrito do solo usado no aterro

Um outro parâmetro utilizado no presente trabalho é o *stress reduction tension*  $S_3D$ , no presente trabalho é designado por taxa de redução da tensão (tradução livre), introduzido por Low et al. (1994), definido pela razão entre a tensão vertical média no reforço (geossintético)  $\sigma_s$ , e a tensão vertical média devido peso do aterro.

$$S_3D = \frac{\sigma_s}{\gamma H} \quad (5)$$

Para o presente método Russell e Pierpoint (1997) deduziram duas equações para a taxa de redução da tensão, apresentadas abaixo, assumindo que toda a carga do aterro é suportada pelas inclusões rígidas sem contribuição do solo mole. A maior taxa de redução da tensão, calculada das equações (4) e (5), é utilizada no dimensionamento.

Situação no topo

$$S_3D = \left(1 - \frac{a}{s}\right)^{2(K_p-1)} \left(1 - \frac{s \times 2(k_p-1)}{\sqrt{2}H(2k_p-3)}\right) + \frac{(s-a)2(k_p-1)}{\sqrt{2}H(2k_p-3)} \quad (6)$$

Situação no capitel

$$S_3D = \frac{1}{\left(\frac{2K_p}{k_p+1}\right) \left[ \left(1 - \frac{a}{s}\right)^{(1-k_p)} - \left(1 - \frac{a}{s}\right) \left(1 + \frac{a}{s}k_p\right) \right] + \left(1 - \frac{a^2}{s^2}\right)} \quad (7)$$

onde,  $K_p$  é o coeficiente pressão passiva do aterro e  $\phi'$  é ângulo de atrito do material do aterro.

$$K_p = \frac{(1 + \sin \phi')}{(1 - \sin \phi')} \quad (8)$$

### 2.6.2. Low et al. (1994)

Este método é resultado do aprimoramento do método apresentado por Hewlett e Randolph (1988). Inclui o reforço por geossintético e a contribuição do solo de fundação. O método de dimensionamento proposto foi baseado em testes de laboratório feitos em modelos reduzidos de aterros suportados por estacas e capitéis em formato de vigas (representa o modelo numérico bidimensional). Forma-se um arco semicilíndrico entre as inclusões rígidas. A espessura de cada arco é igual a metade da largura das inclusões.

Low et al. (1994) também desenvolveu gráficos e equações que permitem avaliar a tensão e deformação mobilizada no geossintético de reforço. A deflexão do geossintético foi assumida ser um arco circular de raio  $R$  e um ângulo de  $2\theta$  no centro do arco. O assentamento vertical máximo do solo de fundação no ponto intermédio entre as inclusões rígidas é  $t$ .

A tensão no geossintético é dado pela seguinte equação:

$$\frac{T}{R} = p_0 = \left( \sigma_s - \frac{tE_s}{D} \right) \quad (9)$$

A pressão actuante no topo da camada do geossintético e a reacção do solo abaixo varia lateralmente com a distribuição, atingido o seu máximo no ponto intermédio entre as inclusões rígidas. Todavia, Low et al. (1994) assumiu esta diferença como sendo aproximadamente uniforme, Portanto  $p_0$  é assumido como pressão uniforme aplicado no geossintético,  $E_s$  é o módulo elástico do solo de fundação e  $D$  é a profundidade do solo de fundação. A tensão vertical actuante no solo de fundação no meio entre as estacas é:

$$\sigma_s = \frac{\gamma(s-a)(k_p-1)}{2(k_p-2)} + \left( \frac{s-a}{s} \right)^{k_p-1} \left[ \gamma H - \frac{\gamma s}{2} \left( 1 + \frac{1}{k_p-2} \right) \right] \quad (10)$$

$$S_3 D = \frac{\left( \sigma_s - \left( \frac{tE_s}{D} \right) \right)}{\gamma H} \quad (11)$$

### 2.6.3. Abusharar et al., (2009)

O método de Abusharar et al., (2009), análogo ao método proposto por Low et al., (1994), apresenta a introdução de uma sobrecarga uniforme no aterro ( $q$ ) e considera o atrito entre o geossintético e o solo ( $\lambda$ ). Justificado pelo efeito de arqueamento dos solos, o método foi proposto para análise de aterros granulares sobre solos moles, suportados por uma malha rectangular de estacas, considerando a adição de geossintéticos.

É possível através deste método estimar a eficiência do sistema ( $E$ ), o assentamento entre estacas da camada de solo mole ( $t$ ), a tensão no geossintético ( $T$ ) e a deformação do geossintético ( $\epsilon$ ).

Assim, o desenvolvimento deste método considera as seguintes simplificações:

- O aterro é homogéneo, isotrópico e sem coesão;
- O solo é homogéneo, isotrópico e elástico linear;
- O solo mole e o aterro deformam-se apenas verticalmente;
- As estacas são suficientemente rígidas e indeformáveis;
- Não há atrito entre a estaca e o solo mole;
- A razão  $H_{at}/s$  deve ser maior que 0,5.

A determinação da tensão actuante entre os capitéis ( $\sigma_s$ ), é possível através da seguinte equação:

$$\sigma_s = \frac{\gamma(s-a)(k_p-1)}{2(k_p-2)} + \left(\frac{s-a}{s}\right)^{k_p-1} \left[ q + \gamma H - \frac{\gamma s}{2} \left( 1 + \frac{1}{k_p-2} \right) \right] \quad (12)$$

A eficiência para o caso sem geossintético pode ser determinada através da seguinte equação:

$$E = 1 - \frac{(s-a)\sigma_s}{s(\gamma H + q)} \quad (13)$$

Já para o caso com integração de um geossintético, o método propõe, a seguinte equação:

$$E = 1 - \frac{(s-a)p_0}{s(\gamma H + q)} \quad (14)$$

Sendo  $p_0$  a tensão uniforme actuando no geossintético, determinada por meio da seguinte equação:

$$p_0 = \left( \sigma_s - \frac{tE_s}{D} \right) \quad (15)$$

Sendo  $E_s$  o módulo de elasticidade do solo mole,  $D$  a espessura da camada de solo mole e  $t$  o máximo assentamento do solo mole (base do aterro) na diagonal entre inclusões rígidas.

No caso sem geossintético a eficiência ( $E$ ) representa a porção da carga do aterro suportada simplesmente pelas estacas, e no caso com geossintético a eficiência ( $E$ ) representa a porção suportada pela combinação estacas e geossintético.

A Figura 2-12 apresenta a distribuição de tensões no geossintético. Mesmo que as tensões actuem no topo do geossintético e a reacção do solo abaixo do geossintético variem lateralmente (atingindo o pico no centro entre as estacas), sua diferença é considerada literalmente uniforme.

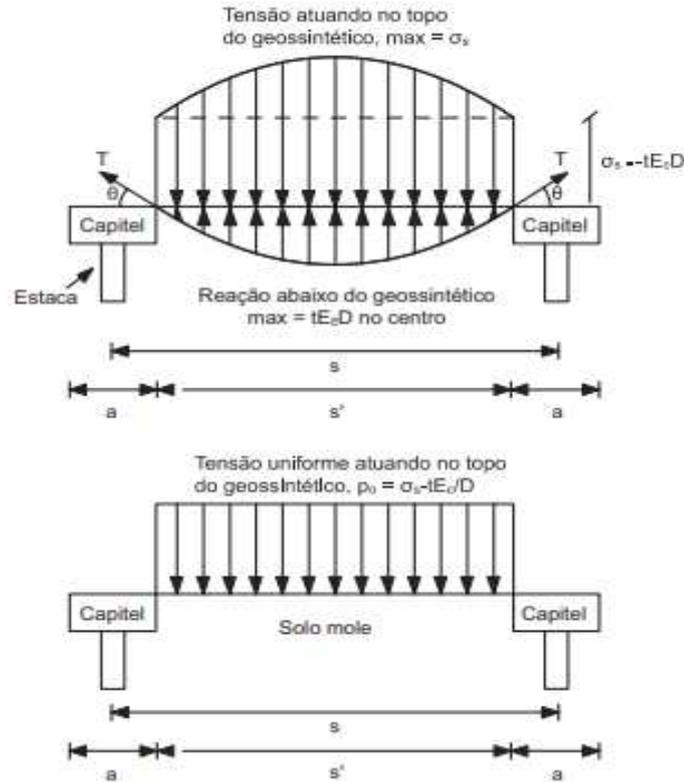


Figura 2- 12 – Distribuição de tensões no geossintético

Fonte: Adaptado de Abusharar et al (2009)

A obtenção do assentamento  $t$  é dado pelo produto do  $\beta$  com o vão livre entre capitéis ( $s'$ ), ou seja:

$$t = \beta \times s \quad (16)$$

$\beta$  pode ser obtida por meio da seguinte equação de terceiro grau:

$$a\beta^3 + b\beta^2 + c\beta + d = 0 \quad (17)$$

Onde:

$$a = 32DJ + 4s'^2 E_s \quad (18)$$

$$b = 2s'^2 \lambda E_c \tan \phi_c - 4s' D \sigma_s \quad (19)$$

$$c = 2s' \lambda D \sigma_s \tan \phi_s + s'^2 E_s \quad (20)$$

$$d = - s' D \sigma_s \quad (21)$$

Sendo  $J$  o módulo de rigidez do geossintético,  $\lambda$  um factor de atrito que varia entre 0,7 a 0,9,  $\phi_c$  o ângulo de atrito do solo mole e  $\phi_s$  o ângulo de atrito do aterro.

A tensão actuante no reforço estima-se a partir da seguinte equação:

$$T = \left( \frac{1+4\beta^2}{8\beta} \right) \left( s' \left( \sigma_s - \frac{tE_s}{D} \right) \right) \quad (22)$$

Através da geometria apresentada na Figura 2-13 tem-se:

$$\sin \theta = \frac{4\left(\frac{t}{s'}\right)}{1+4\left(\frac{t}{s'}\right)^2} = \frac{4\beta}{1+4\beta^2} \quad (23)$$

A deformação no geossintético é dá-se pela seguinte equação:

$$\varepsilon = \frac{\Delta l}{s'} = \frac{\theta - \sin \theta}{\sin \theta} = 4\beta^2 \quad (23)$$

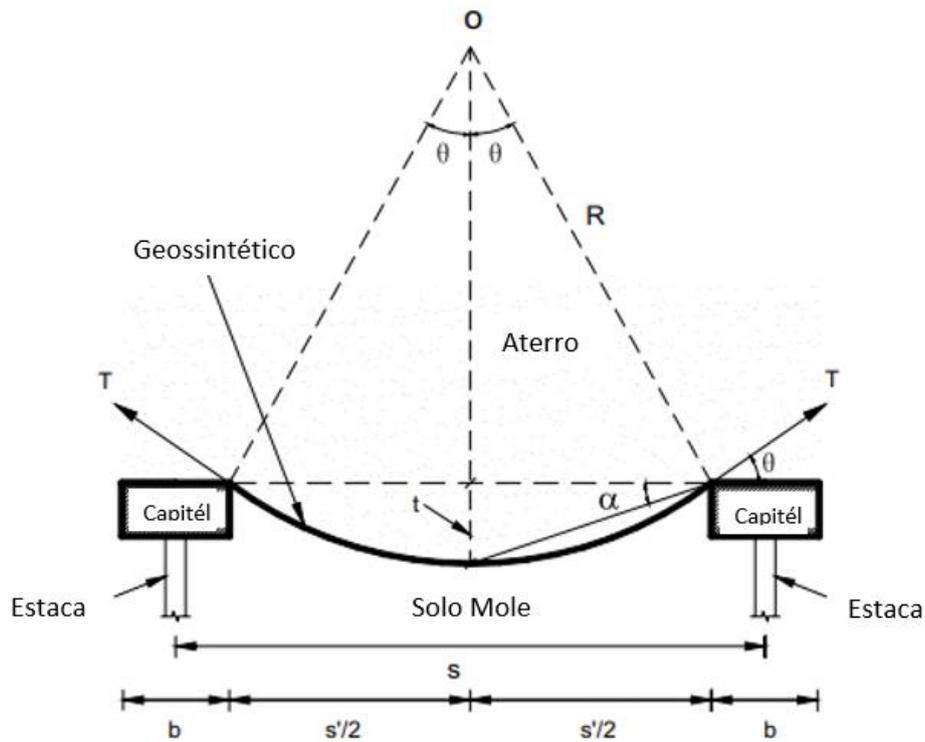


Figura 2- 13 – Geossintético sobre capitéis e solo mole da fundação

Fonte: Adaptado de Abusharar et al (2009)

Para o cálculo da taxa de redução da tensão no presente método é utilizada a equação (11).

## 2.7. MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS (MEF)

Os métodos de análise tal como equilíbrio limite e soluções de plasticidade fornecem informações sobre as deformações ou extensões, que desenvolvem-se no reforço para um dado aterro reforçado. Aterros reforçados são compostos por um sistema de três componentes: o solo de fundação, o reforço e o aterro. A sua actuação é altamente dependente das deformações e da interacção entre estas componentes. (Rowe e Li, 2005)

O método dos elementos finitos tem provado ser uma poderosa técnica para o uso na avaliação dos taludes e comportamento dos aterros desde o seu primeiro uso para esta aplicação por Clough e Woodward (1967). Vários estudos têm empregado técnicas de elementos finitos para interpretar o comportamento no campo dos aterros reforçados. (Rowe e Li, 2005)

Segundo Griffiths e Lane (1999), o método dos elementos finitos representa uma abordagem alternativa poderosa para análise de estabilidade de taludes, sendo precisa, versátil e requer menos suposições a priori, especialmente em relação ao mecanismo de falha. A rotura do talude no modelo de elementos finitos ocorre naturalmente através das zonas em que a resistência ao cisalhamento do solo é insuficiente para resistir às tensões de cisalhamento.

De acordo Gerscovich (2009), as análises de estabilidade baseadas no conceito de tensão x deformação ( $\sigma \times \varepsilon$ ) são realizadas com auxílio de programas computacionais baseados no método dos elementos finitos (MEF) ou métodos das diferenças finitas (MDF), sendo a grande vantagem dessa abordagem a possibilidade de incorporação de várias características dos materiais envolvidos, como:

- Não linearidade da curva  $\sigma \times \varepsilon$ ;
- Anisotropia;
- Não homogeneidade;
- Influência do estado inicial de tensões;
- Etapas construtivas.

O *software* PLAXIS 2D (Versão 8.6), instrumento de análise do presente trabalho, utiliza o Método dos Elementos Finitos é o software análise bidimensional de deformações e estabilidade de obras geotécnicas. Sendo este capaz de fazer análise no estado plano de deformação e no caso de simetria axial. Detalhes sobre o *software* são apresentados no Anexo 5.

## 2.8. PARÂMETROS DE PROJECTO DO ATERRO REFORÇADO COM GEOSSINTÉTICO

É fundamental para projectos de aterros reforçados com geossintéticos o conhecimento dos parâmetros de resistência da argila de fundação, do aterro e o tipo de geossintético que será utilizado, Esses parâmetros são obtidos por meio de ensaios de campo e laboratório ou estimados por correlações.

### 2.8.1. Resistência não drenada da argila

Avaliar a resistência não drenada da argila é importante para análise da estabilidade de obras, principalmente em aterros sobre solos moles. Este parâmetro pode ser obtido através de ensaios de laboratório (de compressão triaxial UU e CIU, de cisalhamento simples, etc.) ou através de ensaios de campo (palheta, piezocone, dilatômetro, etc.) e por meio de correlações.

### 2.8.2. Parâmetros do Reforço Geossintético

#### 2.8.2.1. Geossintético

Segundo a Sociedade Internacional de Geossintéticos (IGS) os geossintéticos são “elementos planos, produzidos a partir de polímeros sintéticos ou naturais, e utilizados em combinação com solo, rocha e/ou outros materiais geotécnicos como parte integral de um projecto, estrutura ou sistema em engenharia civil”. Estes elementos podem ser utilizados em obras de terra, podendo exercer, basicamente, funções de reforço, drenagem, filtração, separação, protecção e controle de erosão.

#### 2.8.2.2. Tipos de geossintéticos para reforço

Em aterros sobre solos moles, os geossintéticos mais utilizados são: Geogrelhas e Geotêxteis. Segundo IGS-Portugal (2020):

- **Geogrelhas:** Estrutura plana, polimérica, constituída por uma grelha aberta e regular de elementos resistentes à tracção, ligados entre si por extrusão, colagem ou entrelaçamento, cujas aberturas têm dimensões superiores às da superfície sólida da grelha formada pelos elementos constituintes - *geogrid*.
- **Geotêxteis:** Material têxtil plano, permeável, polimérico (sintético ou natural) que poderá ser não tecido, tricotado ou tecido, utilizado em contacto com o solo e/ou outros materiais em aplicações de engenharia civil e geotécnica-*geotêxtil*.

Nos casos de reforços estruturais de aterros sobre solos moles, são indicados materiais que apresentam alto módulo de rigidez, elevada resistência à tracção e baixa susceptibilidade à fluência, como caso de geogrelhas ou geotêxteis tecidos de PET ou PVA. (ALMEIDA & MARQUES, 2010)

### **2.8.2.3. Resistência à tracção e módulo de rigidez do geossintético**

A resistência à tracção dos geossintéticos para reforço é o principal factor. Portanto através do ensaio de tracção de faixa larga, obtém-se a resistência à tracção nominal ( $T_r$ ), a deformação específica nominal ( $\epsilon_r$ ), e o módulo de rigidez nominal ( $J_r$ ). Esses valores são frequentemente apresentados nos catálogos dos fabricantes.

### **2.8.2.4. Interação do solo com o geossintético**

As características dos geossintéticos influenciam o aumento a resistência e a redução da deformabilidade do aterro. Portanto toda a estrutura do aterro é alterada assim como o comportamento do aterro é melhorado.

Sabendo que os solos comportam-se bem a elevados esforços de compressão, porém com baixa resistência a tracção, a introdução de uma carga vertical numa massa de solo causa deformações verticais de compressão e deformações laterais de extensão (tracção). Tais movimentos laterais podem ser limitados como resultado da pequena deformabilidade do reforço, ao ser utilizado (Sieira, 2003).

Segundo Sieira (2003), um solo não reforçado atinge a rotura quando a tensão cisalhante excede a resistência ao cisalhamento do solo, num determinado plano. Porém, quando a massa de solo está reforçada, há um aumento do confinamento. Desta forma, para um mesmo estado de tensões externo, há um incremento da resistência ao cisalhamento do conjunto, como indica a Figura 2-14. Nesta figura, está ilustrado o estado de tensão numa amostra de solo sem e com reforço, em ensaio triaxial de carregamento axial. Percebe-se que a envoltória do solo reforçado obtida a partir dos ensaios indica a existência de uma coesão aparente do conjunto.

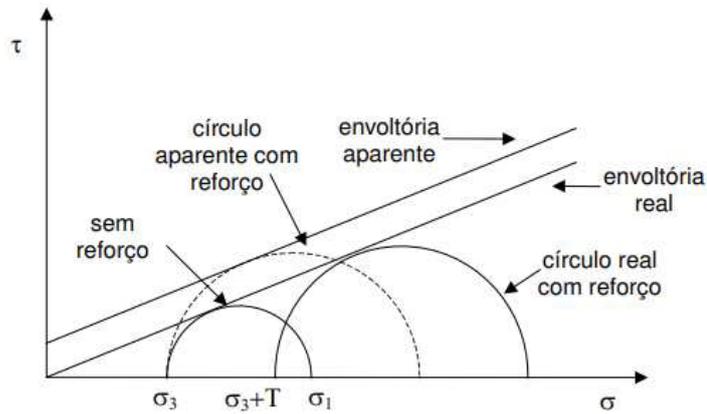


Figura 2- 14 - Aumento de Resistência com a Introdução do Reforço

Fonte: Sieira, (2003)

O reforço colocado na base do aterro (Figura 2-15) resiste ao impulso de terra que desenvolve-se dentro do aterro e à deformação lateral da fundação

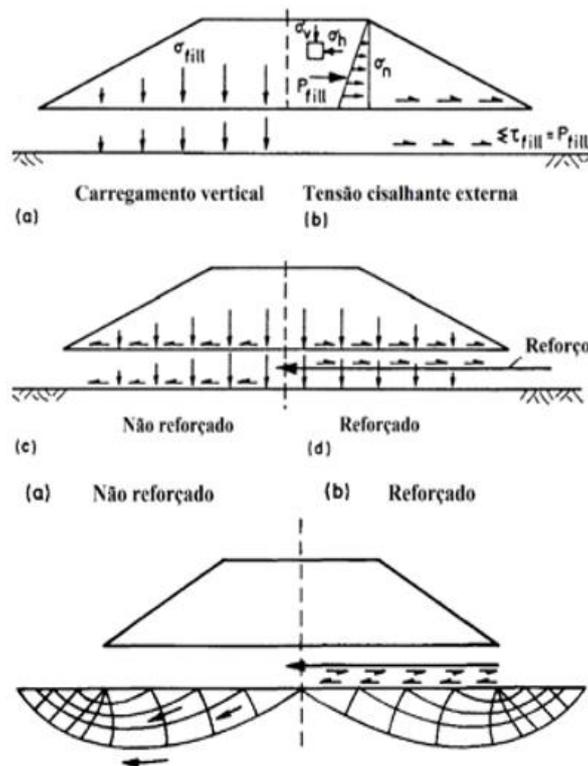


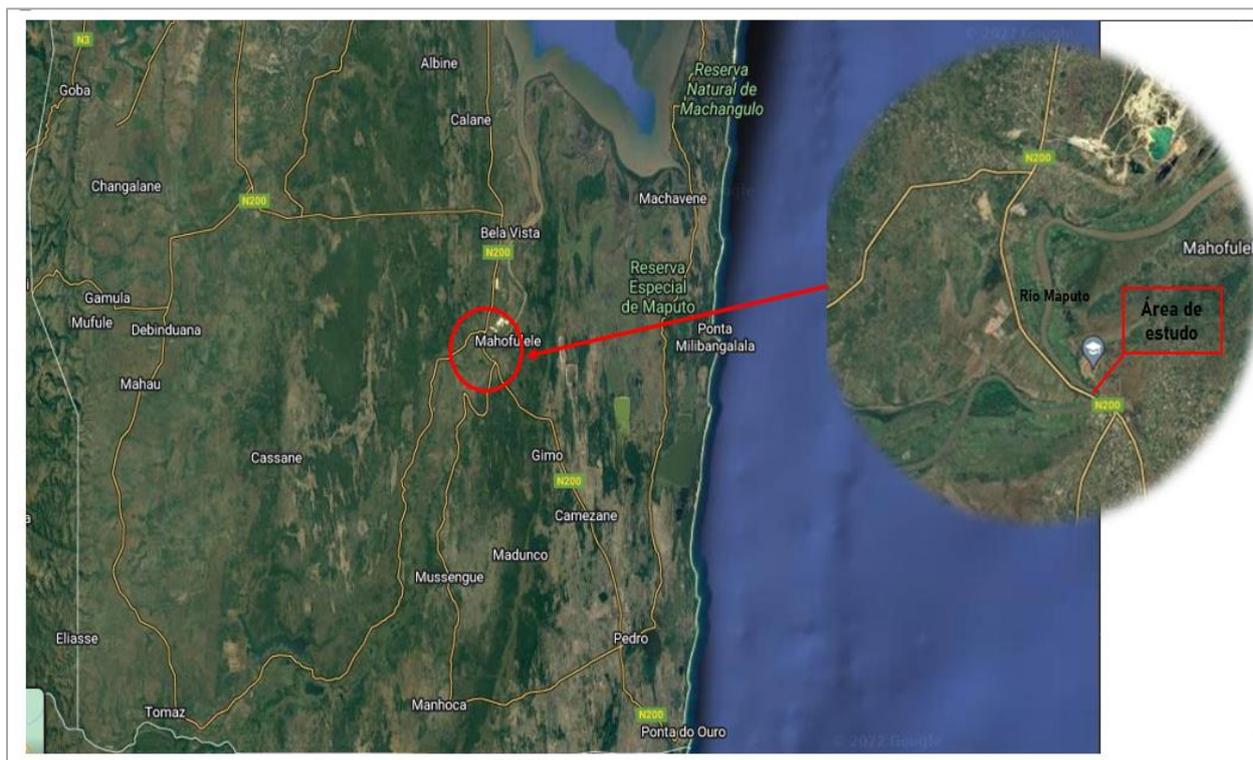
Figura 2- 15 - Comportamento do aterro reforçado

Fonte: ALMEIDA & MARQUES (2010)

### 3. ESTUDO DE CASO

#### 3.1. LOCALIZAÇÃO DA OBRA

A obra do caso em apreço localiza-se no distrito de Matutuine, posto administrativo de Bela Vista – Sede, localidade de Salamanga. A norte é limitado pela baía da Cidade de Maputo, a sul é confinado pela República da África do Sul, através da Província de Kwazulu-Natal, a este é banhado pelo Oceano Índico, e a oeste limita-se com os distritos de Namaacha e Boane e é confinado com o Reino da Suazilândia.



**Figura 3- 1 - Localização da obra do caso em estudo.**

Fonte: Adaptado de Google Maps

A obra realizada é a estrada que dá acesso a ponte sobre o Rio Maputo no troço IK 64+906 a IK64+971 da EN200, sendo que este troço corresponde no total um comprimento longitudinal de 65m. Nesta região de estudo recorreu-se ao método de aterro estruturado com reforço de geossintético com a finalidade de propiciar a construção da estrada sobre o solo mole existente no terreno.

#### 3.2. CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DO LOCAL

Conforme o perfil resultante da sondagem apresentada na Figura 3-3, no local em que foi executada a obra observa-se que existe uma série de camadas de argila mole (detalhadas na Tabela 6 e caracterizadas na Tabela 7). Para a determinação dos parâmetros físicos e mecânicos do solo recorreu-se ao ensaio CPT, e ao ensaio SPT,

prospecção (abertura de poços), etc. A Figura 3-2 mostra os solos encontrados no terreno do estudo de caso.



Figura 3- 2 - Solos encontrados no terreno do estudo de caso.

Fonte: CRBC (2018)

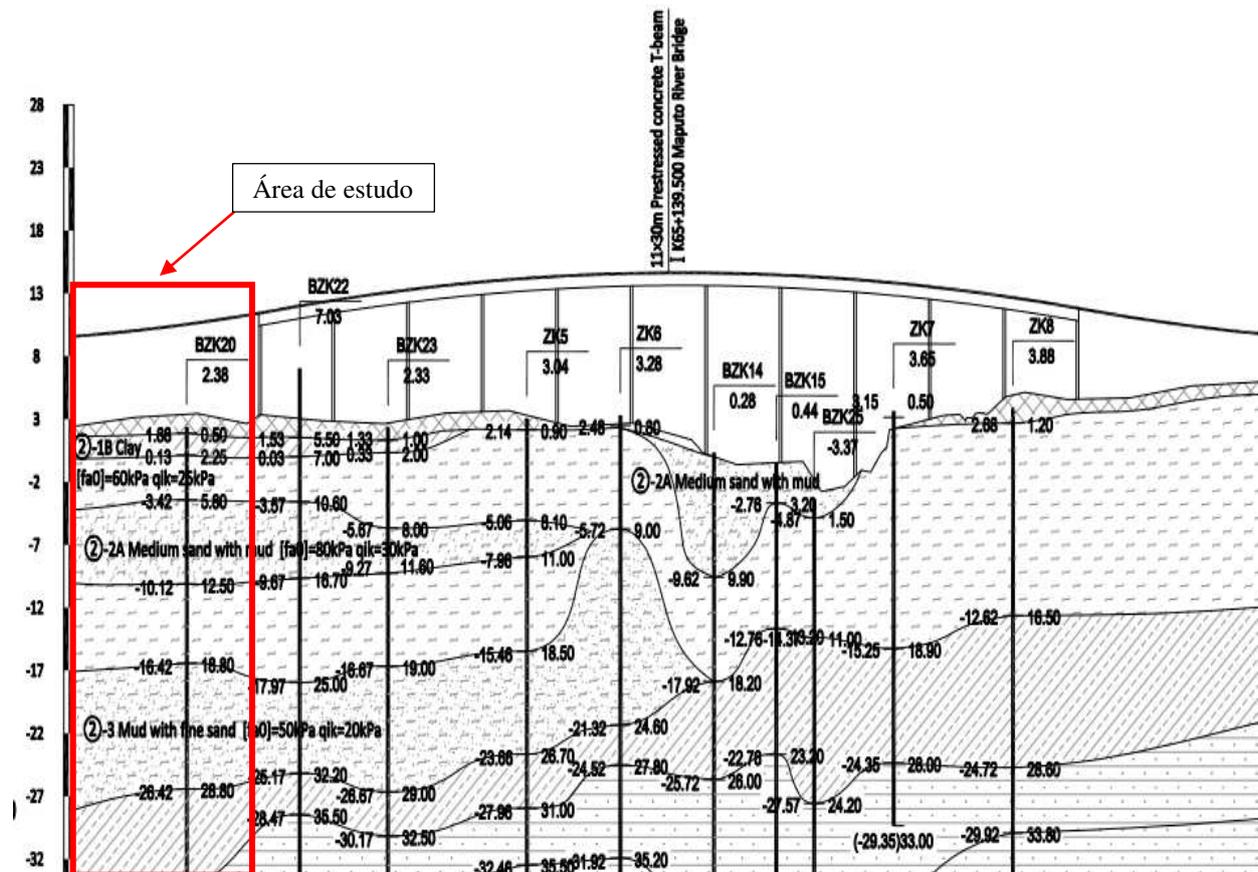


Figura 3- 3 – Perfil Geológico-geotécnico da área de estudo.

Fonte: Adaptado da CRBC (2018)

**Tabela 3- 1 – Resultados da Investigação geotécnica com base no furo de sondagem BZK20 (IK 64+945.50)**

Camada (Solo)	Espessura da camada (m)	Espessura da Subcamada (m)	c (kpa)	$\Phi$ (°)	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	e <sub>0</sub> (-)	m <sub>v</sub> (Mpa <sup>-1</sup> )	Compressibilidade
								Resistência
2-1B (Argila com areia siltosa)	1.75	1.75	9	12.6	17	1.355	0.79	Alta
								Baixa
2-2 (Lama)	3.55	1.775	9	12.5	14	1.355	0.79	Alta
		1.775				2.613	2.00	Baixa
2-2 <sup>a</sup> (Areia média com Lama)	6.70	1.675	10	13.4	21	2.613	2.00	Média
		1.675				1.334	1.16	
		1.675				1.334	1.16	Baixa
		1.675				1.509	0.46	
2-2 (Lama)	6.30	2.1	10	12.5	16.1	1.683	0.46	Alta
		2.1				2.329	0.52	Baixa
		2.1				2.230	0.47	
2-3 (Lama com areia fina)	10.00	2.5	11	20	14.9	2.367	0.47	Alta
		2.5				2.507	0.43	
		2.5				2.179	0.43	Baixa
		2.5				1.180	0.49	
		1.925				0.711	0.49	
2-4 (Argila siltosa com areia siltosa)	7.70	1.925	-	-	-	0.723	0.19	Média
		1.925				0.662	0.17	Média
		1.925				0.601	0.14	
		1.925						

**Tabela 3- 2 - Caracterização Geral dos solos na área de estudo**

Parâmetro	Valor		
	Mínimo	Médio	Máximo
Teor em água, w [%]	23.6	57.5	87.2
Índice de vazios, e <sub>0</sub> [-]	0.711	1.718	2.613
Peso volúmico seco, $\gamma_d$ [KN/m <sup>3</sup> ]	7.5	11.30	16.7
Limite de liquidez, w <sub>L</sub> [%]	32.4	56.85	68.3
Limite de Plasticidade, W <sub>p</sub> [%]	19.3	25.66	28.8
Índice de Plasticidade, IP [-]	12.8	31.2	40
Índice de compressibilidade, C <sub>c</sub> [-]	0.209	0.367	0.442
Índice de recompressibilidade, C <sub>r</sub> [-]	0.057	0.101	0.121
Coefficiente de permeabilidade na direcção vertical, k <sub>v</sub> [m/s]	1.07E-7	8.75E-6	5.45E-5
Coefficiente de consolidação na direcção vertical, C <sub>v</sub> [m <sup>2</sup> /s]	1.48E-8	1.22E-7	4.26E-7
Coefficiente de consolidação na direcção horizontal, C <sub>h</sub> [m <sup>2</sup> /s]	1.66E-8	2.08E-7	5.17E-7
Resistência a compressão não limitada, q <sub>u</sub> [KN/m <sup>2</sup> ]	19.00	33.50	54.00
Ângulo de atrito interno, $\phi$ [°]	8	17.71	35
Coesão, c [KN/m <sup>2</sup> ]	6.8	13.18	25.4
Sensibilidade, St [-]	0.91	2.521	6,93

## 4. ANÁLISES E RESULTADOS

### 4.1. ANÁLISE DO ATERRO SEM INCLUSÕES RÍGIDAS

#### 4.1.1. Estabilidade

##### 4.1.1.1. Aterro Sem Reforço

No presente trabalho, para a determinação da altura crítica recorreu-se à equação derivada da expressão clássica de capacidade de carga, e também ao *software* Slide2 Rocscience para a determinação do valor de factor de segurança do aterro.

- **Equação derivada da expressão clássica de capacidade de carga**

$$H_c = \frac{5.14 * S_u}{\gamma_{at}} = \frac{5.14 * 30}{18} = 8.6m$$

$$H_{adm} = \frac{H_c}{FS} = \frac{8.6}{1.5} = 5.73m$$

$$h_{adm.} = 5.73m < h_{Projecto} = 8m$$

Sendo que o valor de  $h_{adm}$  é inferior à altura necessária do aterro projectado, é importante estudar um método alternativo que permita construir com uma altura superior à altura admissível.

- **Software Slide 2 v6**

Nesta abordagem, efectuou-se análise de estabilidade assumindo superfície de rotura circular e o aterro como uma sobrecarga a fim de estabelecer uma comparação dos resultados de outros métodos alternativos posteriormente apresentadas.

As propriedades dos solos consideradas para análise da estabilidade são apresentadas no Anexo 3, Tabela A.3-1. A Figura 4-1 ilustra o processo de introdução das propriedades dos solos no *software* Slide 2 v.6.

**Argila com areia siltosa**

Name:  Colour:  Hatch:

Unsaturated  kN/m<sup>3</sup>  Saturated U.W.  kN/m<sup>3</sup>

Strength Type:  
  $\tau = c$

Strength Parameters

Cohesion Type:

Cohesion:  kPa

Figura 4- 1 - Propriedades de resistência da argila com areia siltosa

Na Figura 4-2, apresenta-se o factor de segurança obtido pelo Método de Bishop Simplificado para superfície de rotura circular.

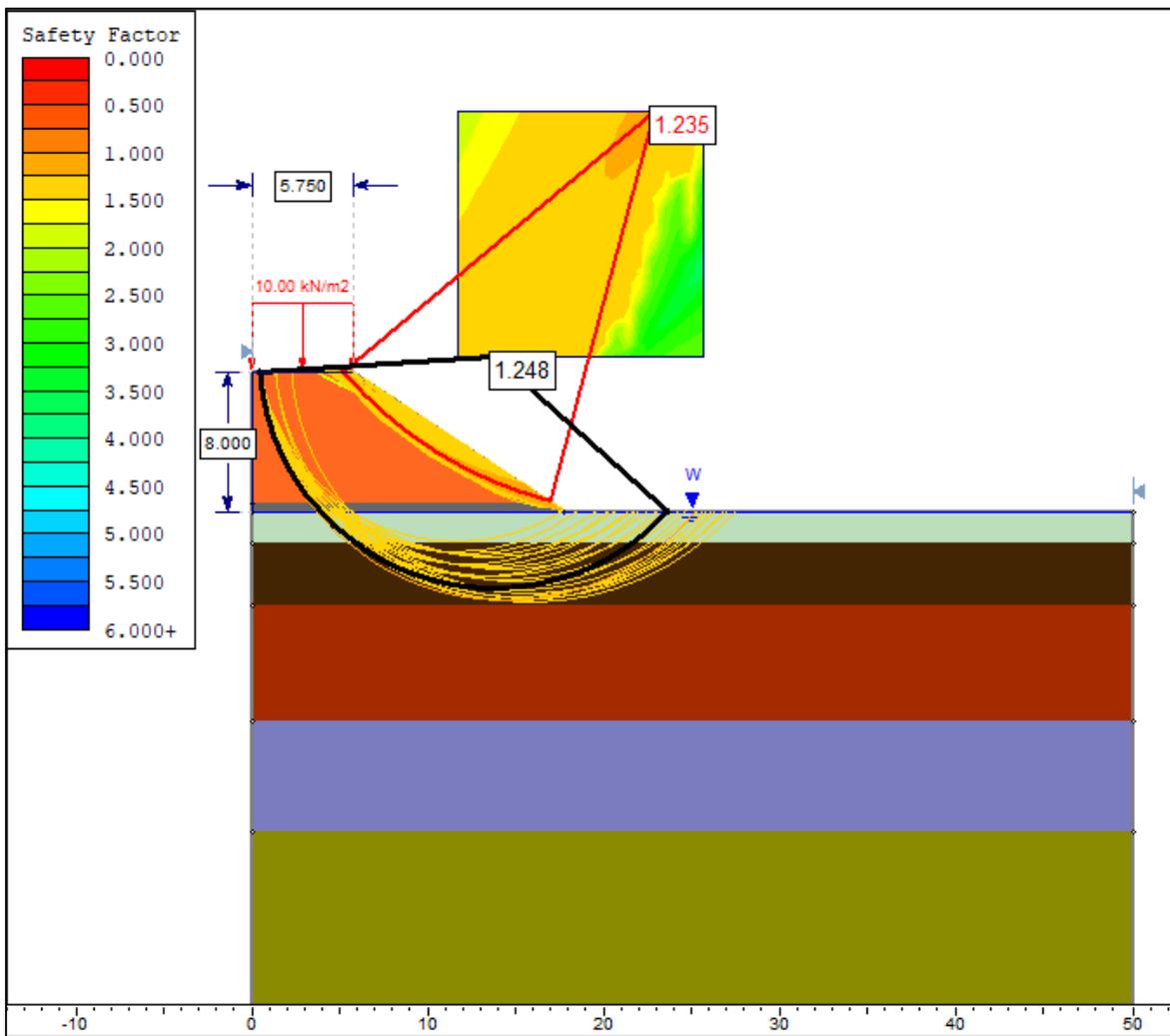


Figura 4- 2 - Análise de estabilidade do aterro sem reforço pelo método de Bishop Simplificado.

Dos resultados apresentados na Figura 4-2, pode-se observar que o factor de segurança do talude é 1.235, entretanto importa para o presente trabalho analisar e destacar o menor factor de segurança do círculo que passa pela fundação, este que é 1.248.

#### 4.1.1.2. Aterro com Bermas de Equilíbrio

Esta secção dedica-se a análise de estabilidade de um método alternativo para a melhoria da estabilidade, isto é, introdução de bermas de equilíbrio.

- **Software Slide 2 v6 Rocscience**

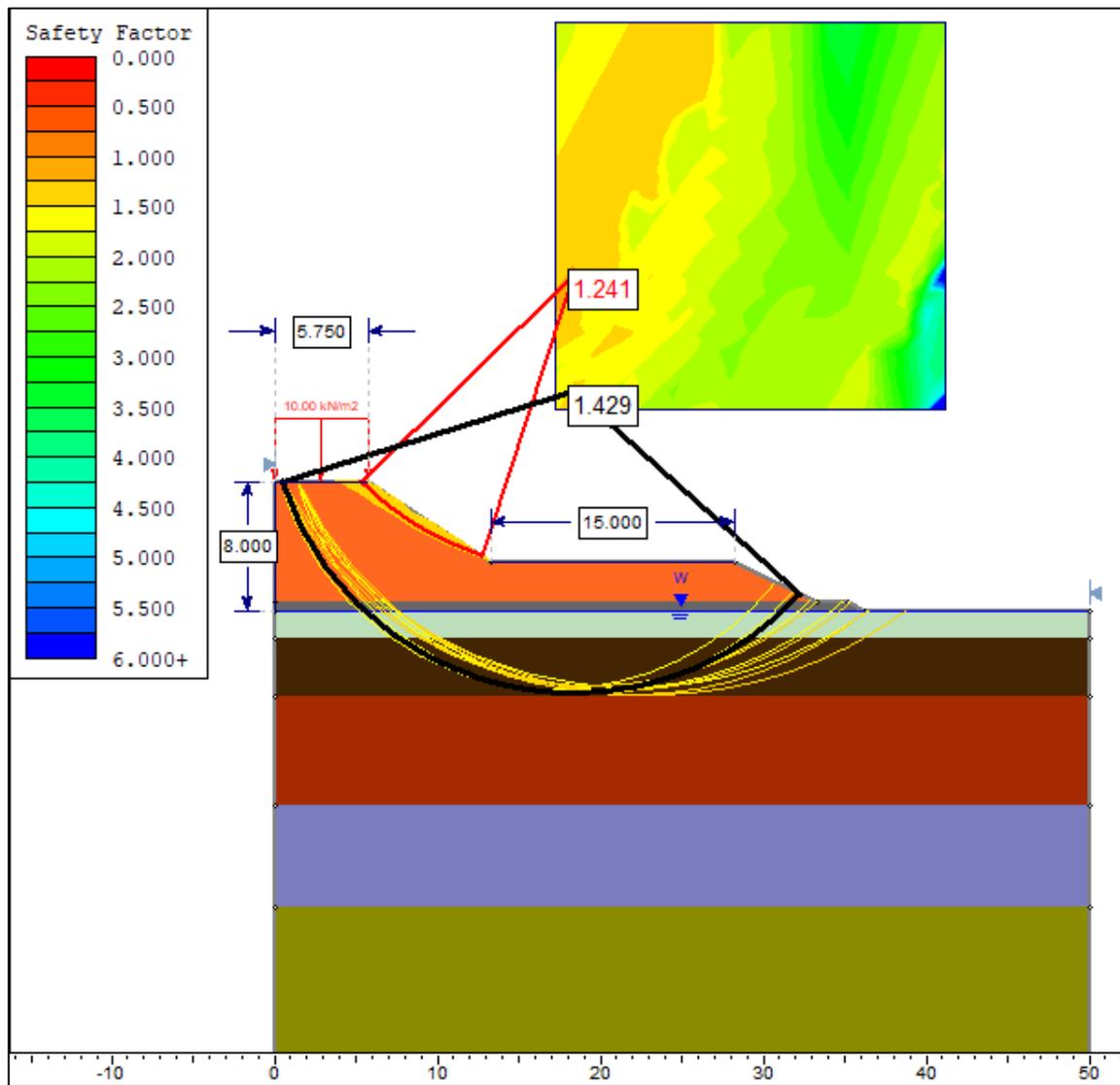


Figura 4- 3 - Análise de estabilidade do aterro com bermas de equilíbrio pelo método de Bishop Simplificado.

Da Figura 4-3, percebe-se que a estabilidade no talude assim como na fundação aumenta, sendo que na fundação factor de segurança aumenta aproximadamente 15%.

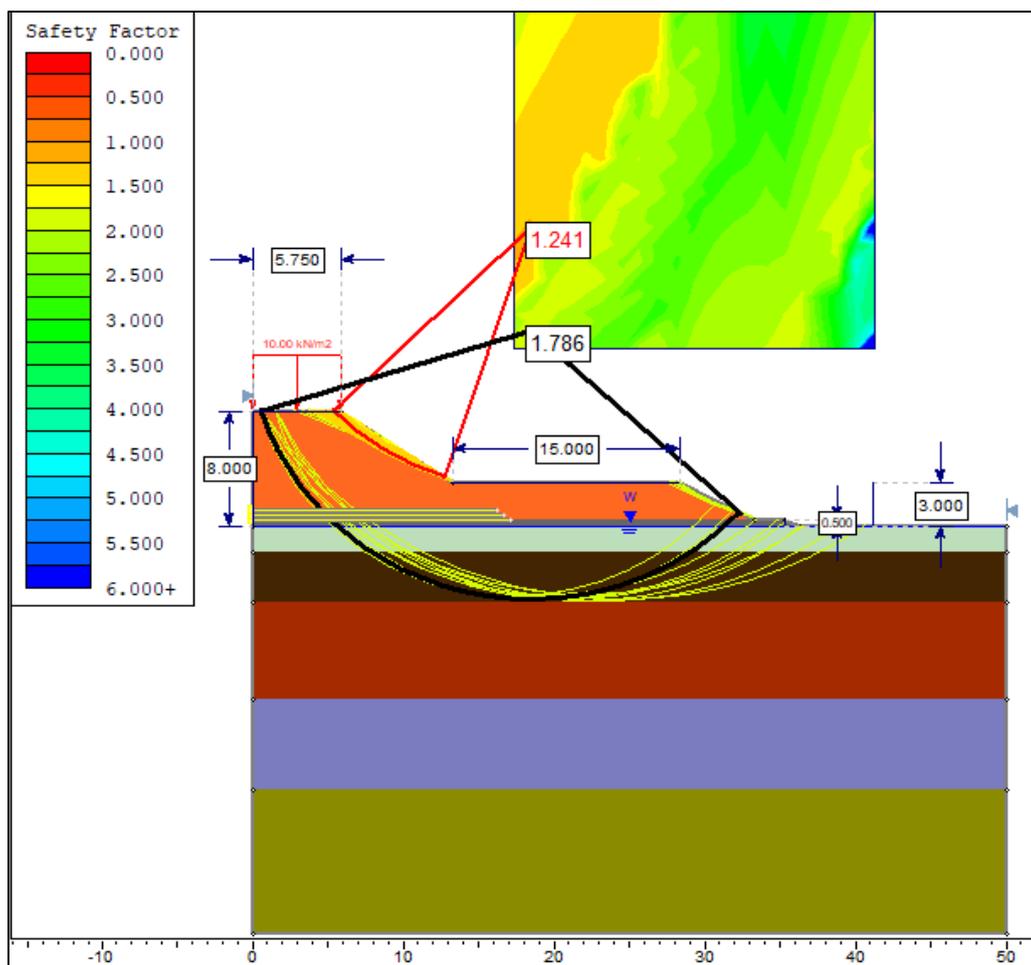
#### 4.1.1.3. Aterro Com Bermas de Equilíbrio e Reforço

É apresentado ainda na análise de estabilidade um método adicional com a introdução de reforços por geogrelha na base do aterro.

A aplicação de força do reforço geossintético considerou-se passiva. Segundo o guião de utilizador do *Software Slide 2 v6*, o apoio passivo é assumido para aumentar a força de resistência fornecida pela restrição de cisalhamento, na equação do factor de segurança<sup>1</sup>.

Geogrelhas, que só desenvolvem uma força de resistência após algum movimento dentro do talude, podem ser considerados como apoio passivo. Uma vez que normalmente não há carga inicial significativa ou tensionamento do apoio (embora seja aplicado um leve pré-tensionamento às vezes, para otimizar a eficácia do suporte). A orientação da força é assumida como paralela ao reforço.

- **Software Slide 2 v6 (Rocscience)**



**Figura 4- 4 - Análise de estabilidade do aterro com bermas de equilíbrio e reforço pelo método de Bishop Simplificado.**

<sup>1</sup>  $FS = \frac{\text{Força de resistencia}+T}{\text{Força mobilizada}}$ ; Onde T é a soma da componente normal e a componente de cisalhamento da força aplicada na base de uma fatia, pelo apoio.

A partir da Figura 4-4, é evidente que a proposta da introdução do reforço por geogrelha combinado com bermas de equilíbrio como solução para estabilizar o aterro, aumenta o factor de segurança na fundação do aterro sendo que aumenta aproximadamente 43% quando comparado com o factor de segurança da solução do aterro sem reforço apresentada na **secção 4.1.1.1**.

A análise para uma (1) e duas (2) camadas de geossintético resultou nos factores de segurança de 1.547 e 1.667 respectivamente. Fica evidente que a adição de mais camadas de geossintético não produz ganho significativo quando comparado a introdução de uma camada de geossintético.

Na Tabela 4-1 é apresentado um resumo dos resultados da analisa comparativa.

**Tabela 4- 1 - Resumo análise de estabilidade dos aterros sem inclusões rígidas**

<b>Condição de estabilidade</b>	<b>FS<sub>min</sub></b>
Aterro Sem reforço	1.248
Aterro com Berma de equilíbrio	1.429
Aterro com Berma de equilíbrio + Reforço com 3 camadas de geogrelha T = 150 KN/m	1.786

Fonte: O autor (2022).

Todas as soluções sugerem que há segurança contra a rotura do aterro, visto que o factor de segurança varia de 1.248 á 1.786 (maior que 1). A solução adoptada em projecto depende do valor do factor de segurança mínimo determinado pelo projectista e proprietário da obra. São vários os elementos que podem condicionar a escolha da solução mais adequada, tais como a dimensão da obra, custo, prazo, etc.

O factor segurança adoptado no projecto do caso em estudo é de 1.4, sendo a solução do aterro com berma de equilíbrio satisfatória para a estabilidade do aterro.

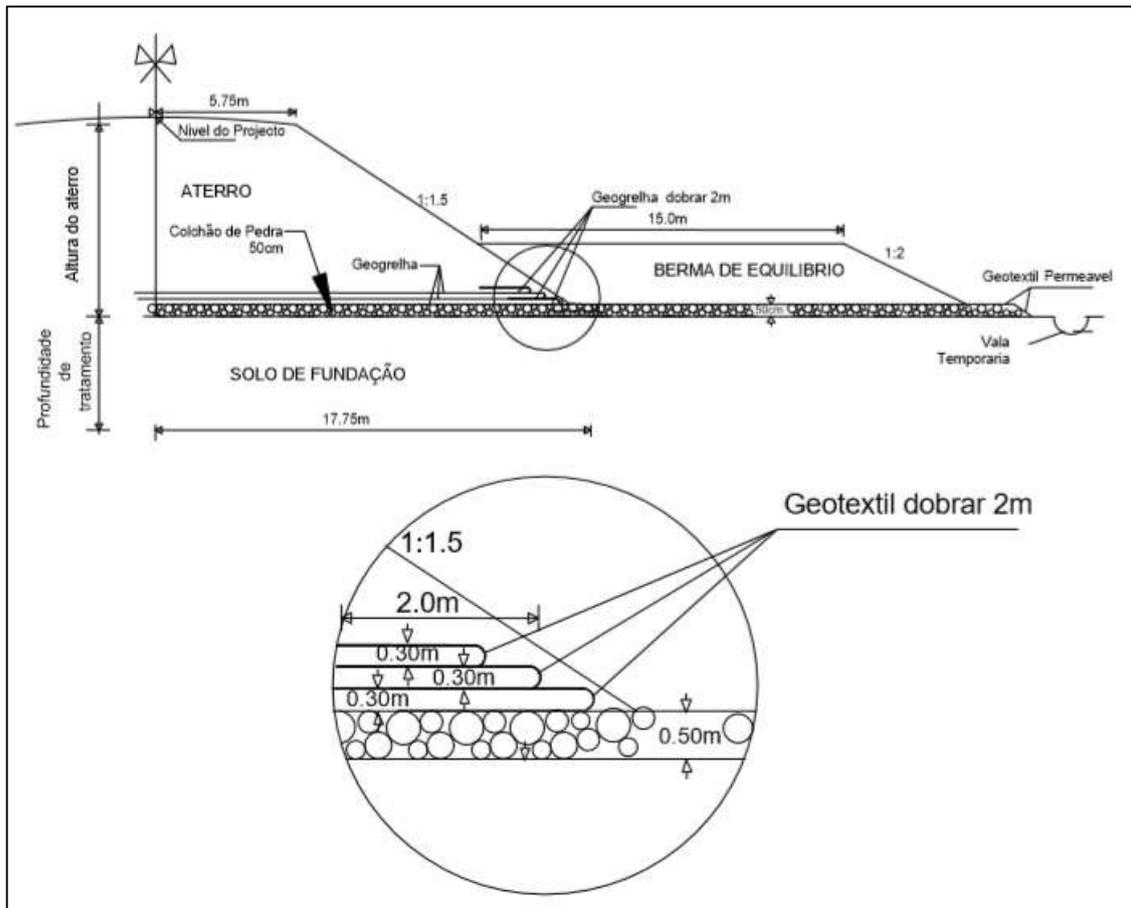


Figura 4- 5 - Localização e espaçamento das 3 camadas de geogrelha na base do aterro com bermas de equilíbrio e reforço.

#### 4.1.2. Assentamentos

Para além da estabilidade do aterro, devido à baixa capacidade de carga, baixa permeabilidade e elevada compressibilidade dos solos moles, as grandes deformações são igualmente um grande desafio em obras sobre estes solos, sendo que esta secção dedica-se à sua análise recorrendo ao *software* Plaxis 2D v8.6.

#### 4.1.2.1. Aterro Sem reforço

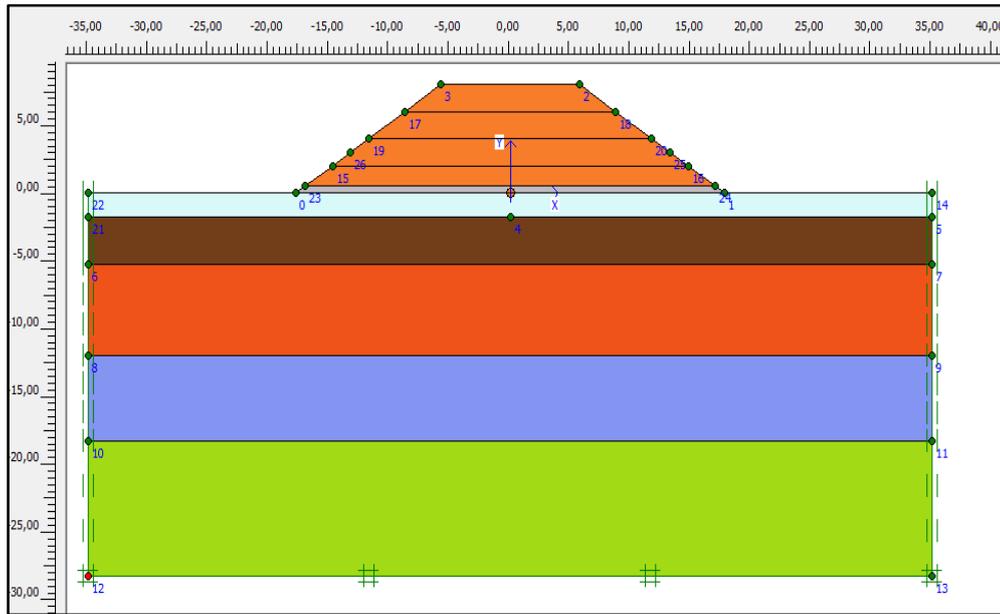


Figura 4- 6 – Geometria e Condições de fronteira (aterro sem reforço)

A Figura 4-6 apresenta o processo inicial para a modelação numérica. Onde apresentam-se diversas camadas de solo na fundação e no aterro, a restrição do movimento vertical e horizontal. O modelo adoptado é o estado plano de deformação (*plane strain*) e elementos de 15 nós. Detalhes sobre procedimentos de cálculo apresentam-se no Anexo 5.

As propriedades do material dos solos e da geogrelha são apresentados no Anexo 3. Para simular o comportamento dos solos usou-se o modelo *Soft soil*, um modelo do tipo Cam-Clay utilizado para solos moles, como argilas normalmente adensadas e turfas, apresentando um melhor desempenho em análises de compressão primária.

Como ilustrado na Figura 4-7, seguiu-se a geração da malha.

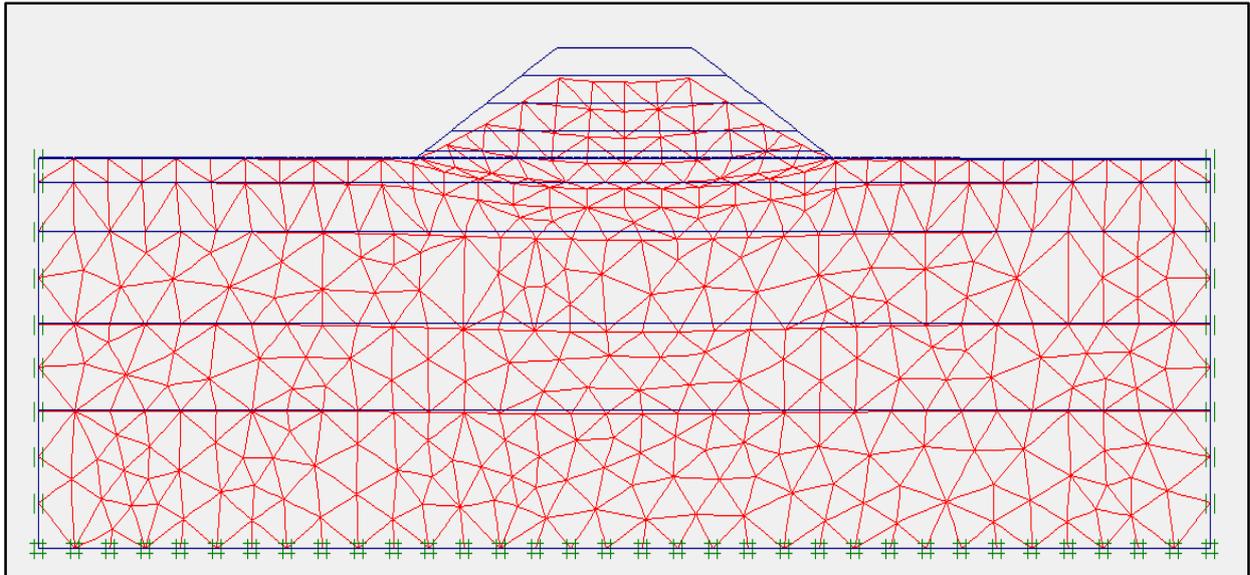


Figura 4- 7 – malha deformada (escala das deformações reais -1:1).

Como pode-se observar na Figura 4-8, os assentamentos são muito elevados. Os maiores assentamentos ocorrem no centro da base do aterro.

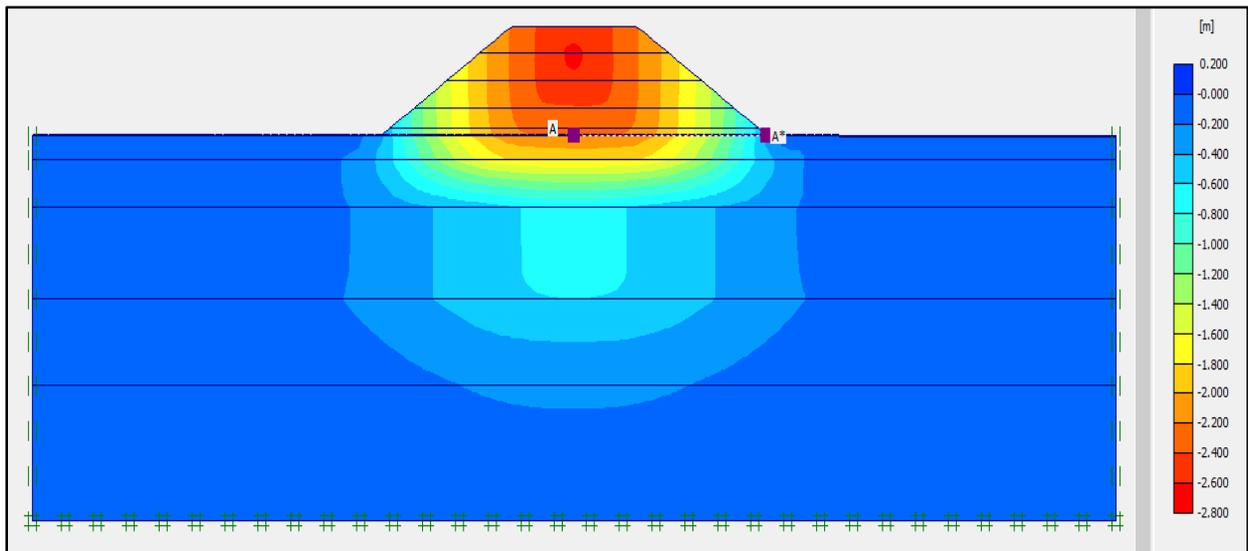
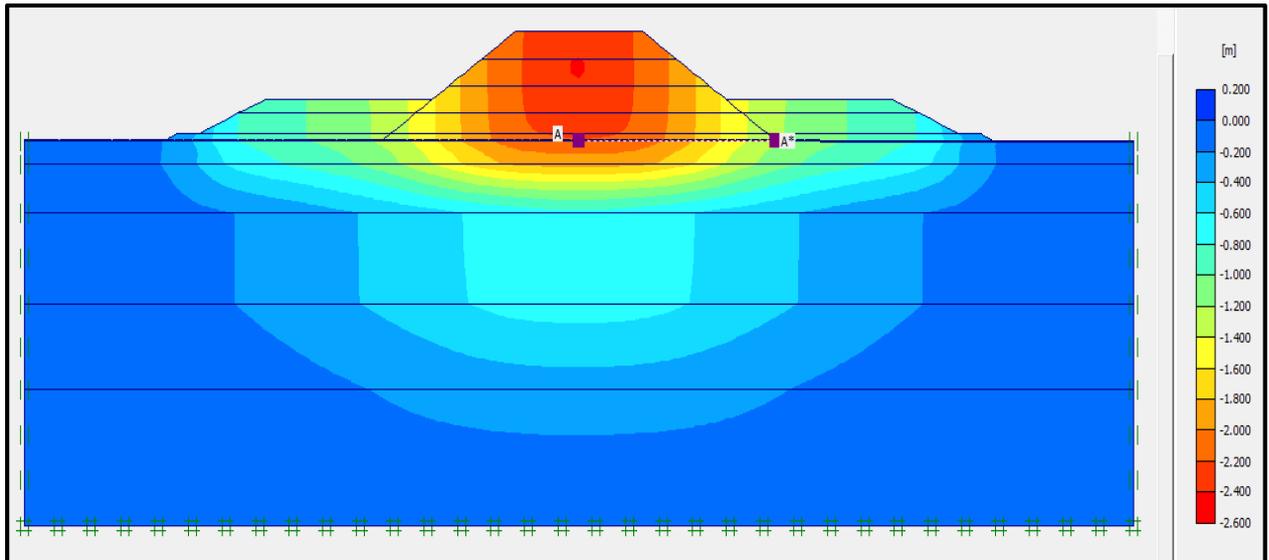


Figura 4- 8- Assentamentos em caso de aterro sem reforço

No centro da base aterro (ponto A) e no pé do talude do aterro (ponto A\*) o assentamento é de 2.22 metros e 0.45 metros, respectivamente.

#### 4.1.2.2. Aterro com Bermas de Equilíbrio

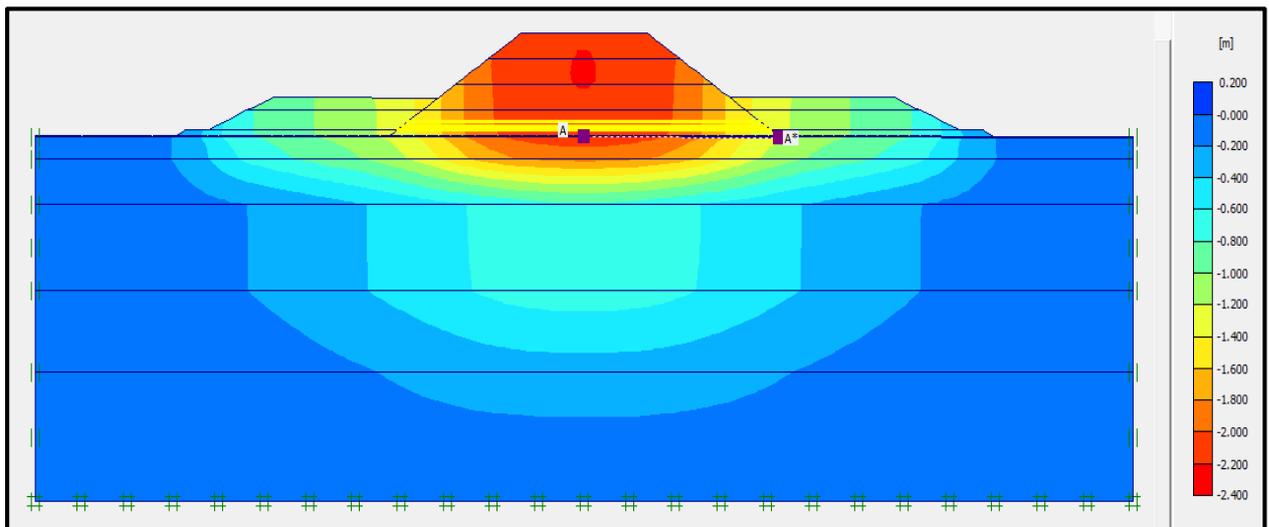
É evidente na Figura 4-9, que a introdução de berma de equilíbrio não produz melhoria quanto à redução dos assentamentos, pelo contrário aumenta os assentamentos no pé do talude do aterro (ponto A\*).



**Figura 4- 9- Assentamentos em caso de aterro com bermas de equilíbrio**

No centro da base do aterro (ponto A) e no pé do talude do aterro (ponto A\*) o assentamento é de 2.20 metros e 1.39 metros, respectivamente

#### 4.1.2.3. Aterro com Bermas e Reforço



**Figura 4- 10- Assentamentos em caso de aterro com bermas de equilíbrio e reforço por 3 camadas de geossintético ( $J=5000\text{kN/m}$ )**

No centro da base do aterro (ponto A) e no pé do talude do aterro (ponto A\*) o assentamento resultante é de 2.14 metros e 1.37 metros, respectivamente.

Dos resultados obtidos nesta análise, fica evidente a sua concordância com a teoria, pois prova-se que embora o reforço por geossintético melhore a estabilidade do aterro, o mesmo não se verifica quanto ao problema dos assentamentos.

#### 4.1.2.4. Estimativa do Assentamento total por consolidação Aterro sem Reforço – Método Analítico

Pela equação de Osterberg:

$$\Delta\sigma_z = \frac{q_0}{\pi} \left[ \left( \frac{B_1+B_2}{B_2} \right) (\alpha_1 + \alpha_2) - \frac{B_1}{B_2} \alpha_2 \right] = q_0 I_3 \quad (24)$$

Onde:

$$q_0 = \gamma H$$

$\gamma$  é o peso específico do solo do aterro

$H$  é a altura do aterro

$$\alpha_1 \text{ (radianos)} = \tan^{-1} \left( \frac{B_1 + B_2}{z} \right) - \tan^{-1} \left( \frac{B_1}{z} \right)$$

$$\alpha_2 \text{ (radianos)} = \tan^{-1} \left( \frac{B_1}{z} \right)$$

$I_3$  é o factor de influência (detalhes manual Braja M. Das 2007)

Tabela 4- 2 - Estimativa do Assentamento total por consolidação Aterro sem Reforço

		<b>B1 (m)</b>							
		5,75							
		<b>B2 (m)</b>							
		12,00							
		<b>H (m)</b>							
		8,00							
		<b>Yd (kN/m3)</b>							
		18,00							
		<b>q<sub>0</sub> (kPa)</b>							
		144,00							
<b>Z (m)</b>	<b>α1 (rad)</b>	<b>α2 (rad)</b>	<b>I3 esq (-)</b>	<b>I3 (-)</b>	<b>Δσ' (kPa)</b>	<b>h (m)</b>	<b>av (Mpa-1)</b>	<b>mv (Mpa-1)</b>	<b>Si (mm)</b>
1,75	0,197	1,275	0,499	0,998	143,71	1,750	1,860	0,79	198,68
3,53	0,354	1,021	0,492	0,984	141,70	1,775	1,860	0,79	198,69
5,3	0,455	0,826	0,480	0,960	138,24	1,775	7,226	2,00	490,75
6,98	0,507	0,689	0,449	0,898	129,31	1,675	7,226	2,00	433,20
8,65	0,531	0,587	0,441	0,882	127,01	1,675	2,707	1,16	246,78
10,3	0,536	0,508	0,412	0,824	118,66	1,675	2,707	1,16	230,55
12	0,529	0,447	0,389	0,778	112,03	1,675	1,154	0,46	86,32
14,1	0,512	0,387	0,367	0,734	105,70	2,100	1,234	0,46	102,10
16,2	0,490	0,341	0,443	0,886	127,58	2,100	1,731	0,52	139,32
18,3	0,466	0,304	0,294	0,588	84,67	2,100	1,518	0,47	83,57
20,8	0,437	0,270	0,291	0,582	83,81	2,500	1,582	0,47	98,47
23,3	0,409	0,242	0,242	0,484	69,70	2,500	1,508	0,43	74,92
25,8	0,383	0,219	0,240	0,480	69,12	2,500	1,367	0,43	74,30
28,3	0,360	0,200	0,221	0,442	63,65	2,500	1,068	0,49	77,97
30,2	0,343	0,188	0,215	0,430	61,92	1,925	0,838	0,49	58,41
32,2	0,327	0,177	0,208	0,416	59,90	1,925	0,327	0,19	21,91
34,1	0,313	0,167	0,202	0,404	58,18	1,925	0,283	0,17	19,04
36	0,300	0,158	0,195	0,390	56,16	1,925	0,224	0,14	15,14
								<b>Soed (mm)</b>	<b>2650</b>

Por meio da Tabela 4-2 tem-se um assentamento por consolidação de 2.65m, valor não muito distante dos resultados extraídos do método de elementos finitos por meio do *software* Plaxis 2D v8.6

É importante realçar que estes assentamentos por consolidação devido às características dos solos moles levam bastante tempo para cessarem, Podendo ser necessários mais de 20 anos.

#### 4.2. ANÁLISE DO ATERRO ESTRUTURADO (COM INCLUSÕES RÍGIDAS)

Um dos objectivos da utilização da tecnologia das inclusões rígidas é reduzir os assentamentos na superfície do aterro, especialmente em aterros sobre solos moles que são caracterizados pela sua alta compressibilidade.

Esta secção dedica-se à análise do aterro com inclusões rígidas, materializadas por estacas, sendo que estas resolvem tanto o problema de estabilidade, como o dos assentamentos elevados que se verificam em aterros sobre solos moles.

##### **Cálculo da altura crítica de aterros construídos sobre inclusões rígidas**

Seja  $S=3.0\text{m}$  (maior espaçamento adoptado no trabalho) e  $b=1.0\text{m}$  (largura do capitel)

Método	Formula	Resultado
Norma Britânica, BS8006 (1995)	$0.7(s-b)$	1.4m
Hewlett & Randolph (1988)	$2.0(s-b)$	4.0m

A altura crítica do aterro para que não ocorram assentamentos diferenciais significativos na base do aterro deve ser maior que 4m, sendo que para o projecto em estudo a altura de aterro igual a 8m, o problema de assentamentos diferenciais é ultrapassado.

##### 4.2.1. Estudo Paramétrico – Método Abusharar et al (2009)

Dentre os métodos de cálculo apresentados neste trabalho decidiu-se avaliar os resultados com o método analítico de Abusharar et al. (2009), A selecção deste método proposto recentemente deve-se a sua simplicidade, consideração de todos os parâmetros importantes do problema e cálculo de parâmetros como eficiência, tensão actuante no geossintético, deformação do geossintético, assentamentos na base do aterro, entre outros.

### 4.2.1.1. Eficiência

A Figura 4-11 apresenta a comparação da eficiência de cinco espaçamentos entre as inclusões rígidas para diversas alturas de aterro. Sendo a eficiência a porção do peso aterro suportado apenas pelas inclusões rígidas, no caso sem geossintético (Figura 4-11a) e suportado pela combinação das inclusões com o geossintético (Figura 4-11b).

As Figuras 4-11a e 4-11b resultam das equações (13) e (14) respectivamente.

É possível perceber que a eficiência é maior com o aumento da altura do aterro, isto é, ocorre uma melhor transferência de cargas. É possível verificar-se também a influência dos espaçamentos entre as inclusões (s-b), pois menores valores levam a maiores eficiências.

Em caso de aterro não reforçado (sem geossintético) vê-se que a eficiência aumenta com altura do aterro, mas aproximando-se de um valor limite a uma altura muito grande.

A eficiência no caso reforçado é maior que no caso não reforçado pois a introdução do geossintético permite uma melhor transferência das cargas aplicadas no solo para os capitéis.

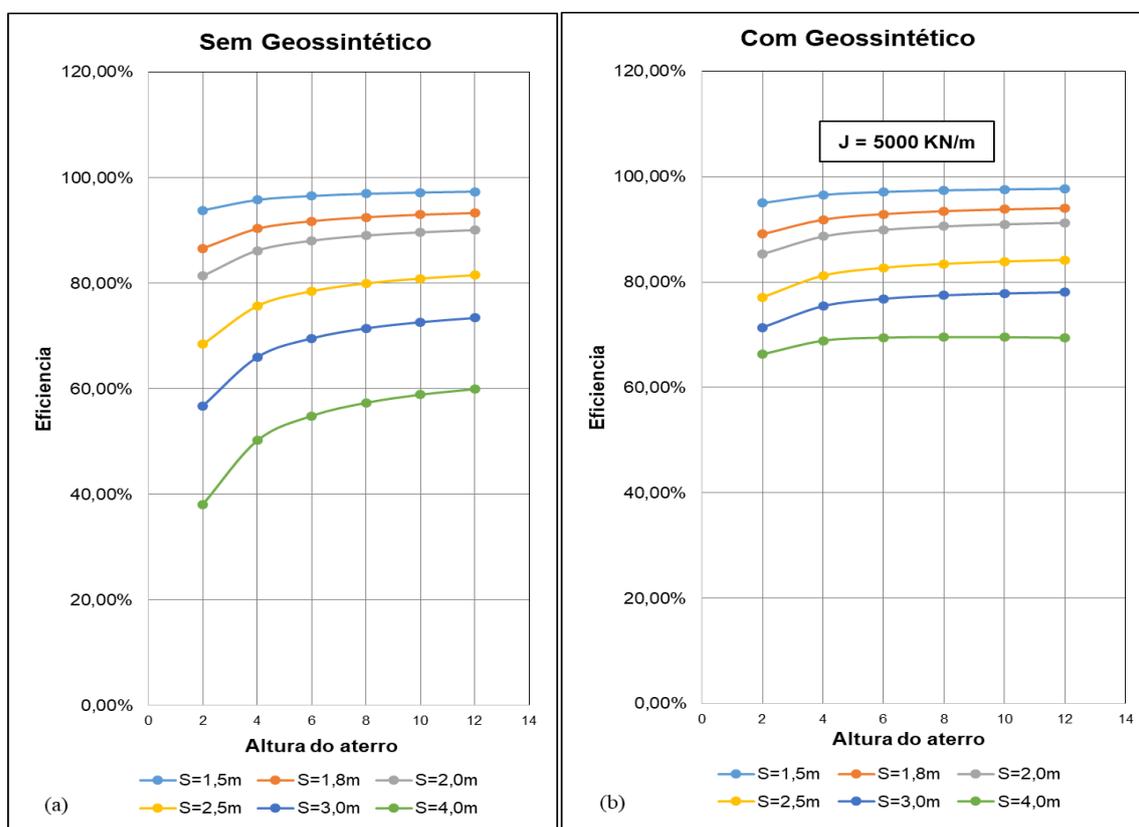


Figura 4- 11- Efeito da altura do aterro na eficiência: a) Aterro sem Geossintético; b) Aterro com Geossintético

#### 4.2.1.2. Tensões actuantes no geossintético

As figuras apresentadas nesta secção mostram a influência da altura do aterro na tracção do geossintético para diferentes vãos livres e módulos de geossintético. Na Figura 4-12 são traçadas curvas para diferentes vãos livres, sendo o módulo do geossintético constante (5000 KN/m) e na Figura 4-13 diferentes módulos do geossintético (2000, 3000, 4000, 5000 e 6000 KN/m) com vão livre constante (2.5m)

É evidente que a tracção do geossintético cresce em função do aumento da altura do aterro e também em função do aumento do vão livre entre as inclusões rígidas.

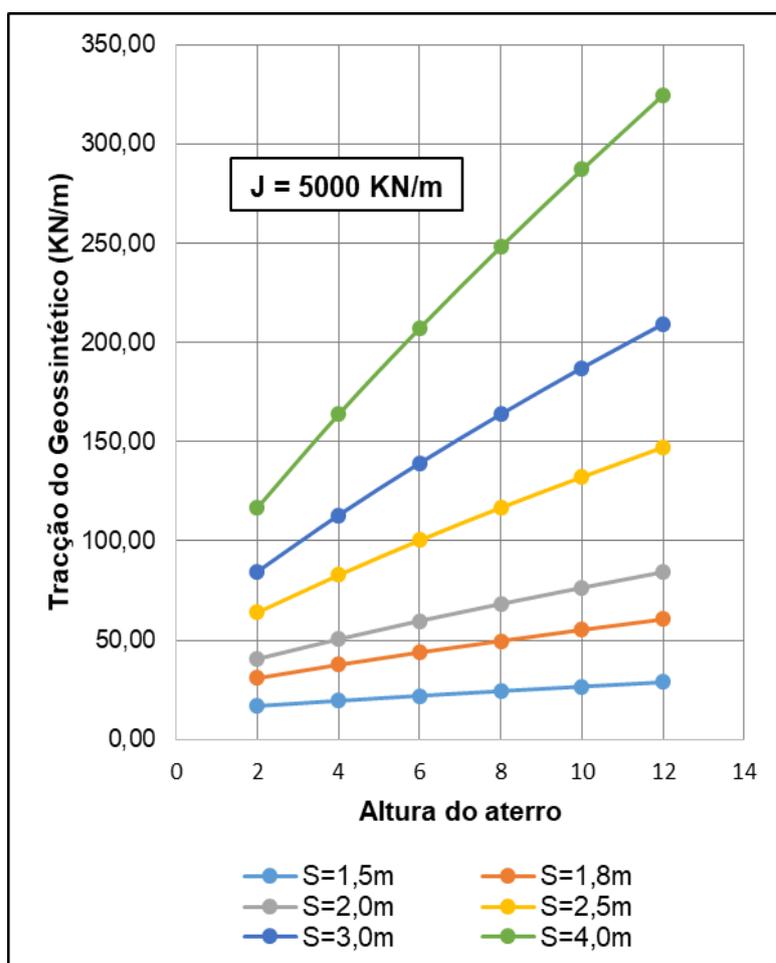


Figura 4- 12- Efeito da altura do aterro na tracção do geossintético

Por outra é possível perceber que para a geogrelha do projecto (*geogrid150-150*), a altura máxima possível sem que haja rotura é 7.0m, isto para um vão livre entre as inclusões de 3.0m. Sendo que é possível adoptar este espaçamento na transição secundária (apresentada no Anexo 4) que tem uma altura média de 6.7m.

Para o espaçamento igual a 2.5m seria possível adoptar uma altura de até 12 m.

Na Figura 4-13 pode se verificar que os geossintéticos de maior módulo de rigidez experimentam maiores tensões de tracção normalizada.

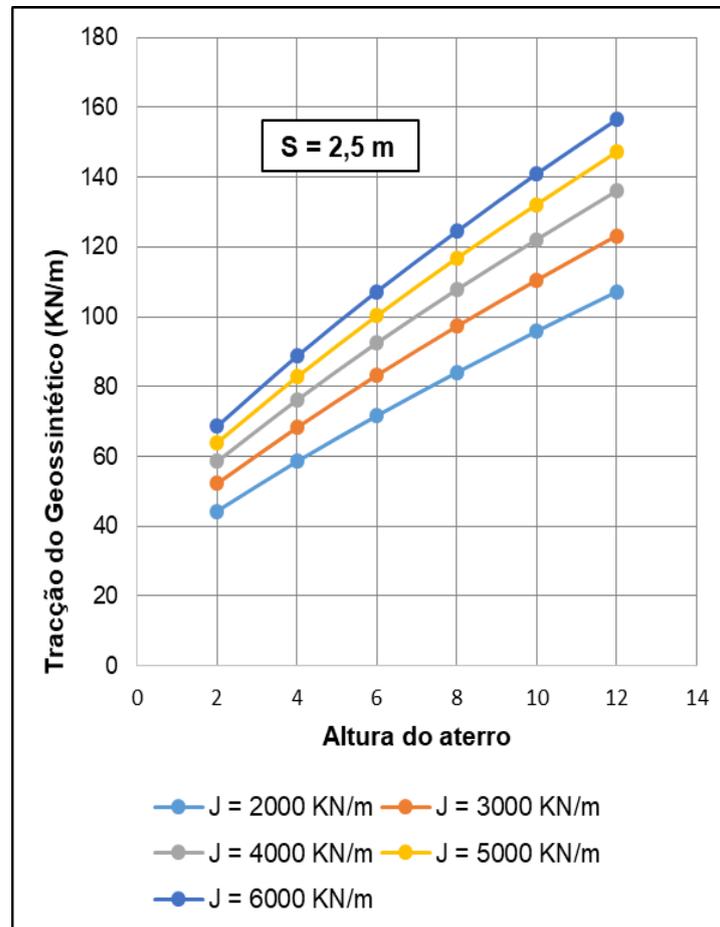


Figura 4- 13- Efeito da rigidez do geossintético na tracção do geossintético

#### 4.2.1.3. Taxa de redução de tensão<sup>2</sup>

As figuras apresentadas a seguir mostram a influência da altura do aterro na “taxa de redução da tensão” sobre o geossintético para diferentes vãos livres e módulos de geossintético. Na Figura 4-14 são traçadas curvas para diferentes vãos livres, sendo o módulo do geossintético constante (5000 KN/m) e na Figura 4-15 diferentes módulos do geossintético (2000, 3000, 4000, 5000 e 6000 KN/m) com vão livre constante (2.5m). A produção dos gráficos foi feita à partir da equação 20.

Observa-se nos dois gráficos a diminuição da taxa de redução da tensão tanto com o aumento da altura do aterro (Figura 4-14), assim como na redução da rigidez do geossintético (Figura 4-15).

<sup>2</sup> Tradução livre de *stress reduction ratio*

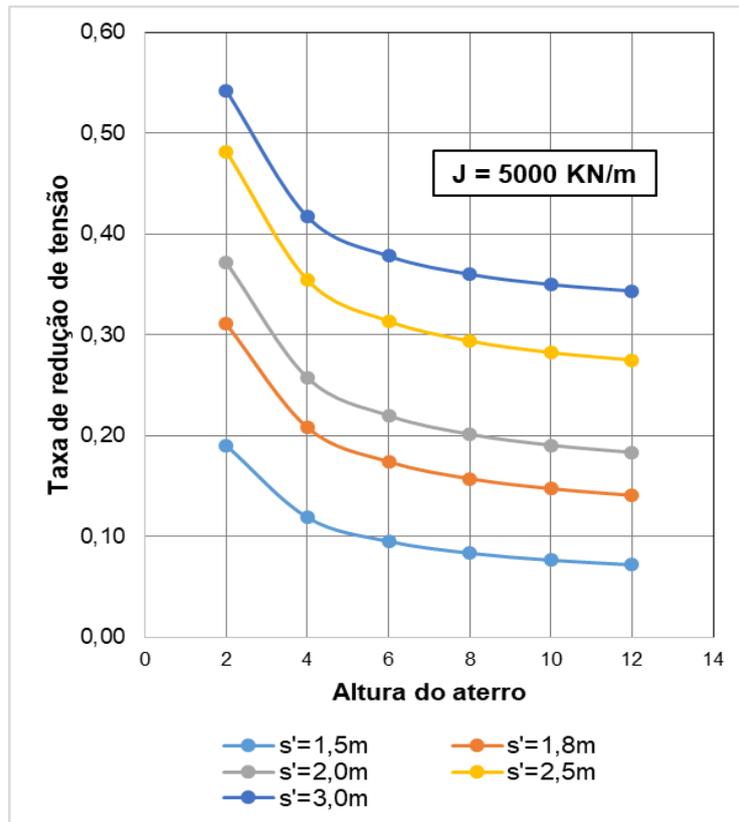


Figura 4- 14- Efeito altura do aterro na taxa de redução da tensão

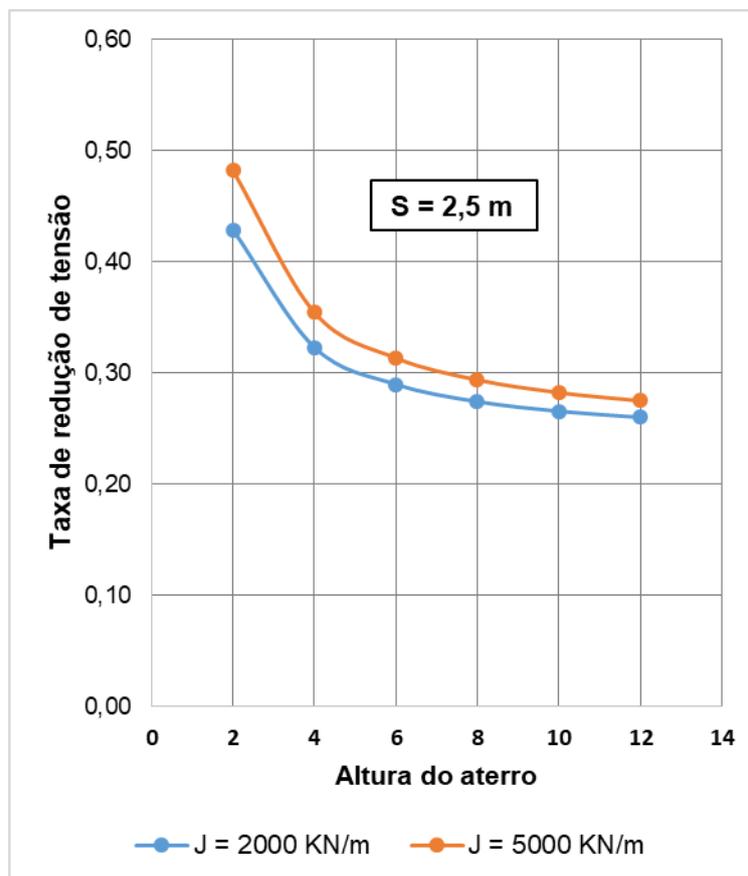


Figura 4- 15- Efeito altura do aterro na taxa de redução da tensão

#### 4.2.1.4. Assentamento na base do aterro

As figuras abaixo apresentam a influência da altura do aterro no assentamento para diferentes vãos livres e módulos de geossintético. Na Figura 4-16 são traçadas curvas para diferentes vãos livres, sendo o módulo do geossintético constante (5000 KN/m) e na Figura 4-17 diferentes módulos do geossintético (2000, 3000, 4000, 5000 e 6000 KN/m) com vão livre constante (2.5m)

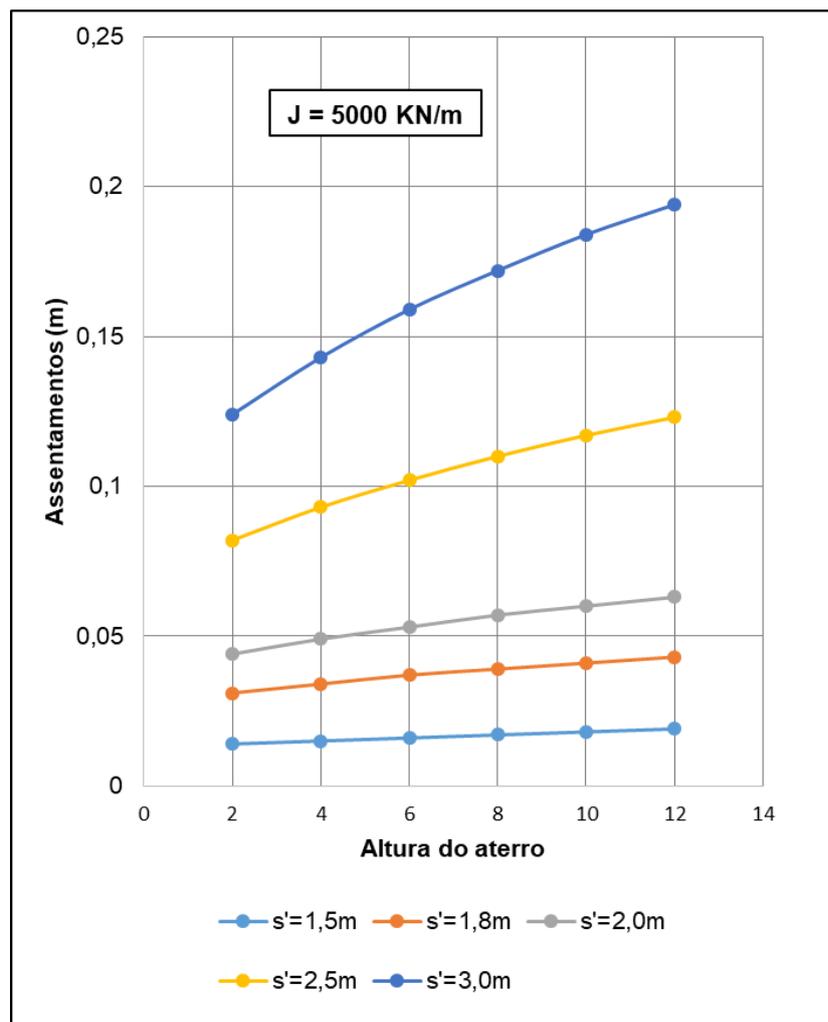


Figura 4- 16- Efeito da altura do aterro no assentamento.

Sendo o assentamento máximo admissível igual a 0.20m na secção adjacente ao encontro da ponte, de acordo com a norma chinesa JTG/T D31-02-2013 (*Engineering instructions for Design and Construction of Highway Soft Soil Subgrade and Embankments*), para altura do aterro igual a 8 m à partir da Figura 4-16, é notável que independentemente do assentamento total ocorrer depois da construção, o valor satisfaz o valor máximo admissível. Para  $s=3m$  e altura do aterro 8m o assentamento é igual 0.17m.

A Figura 4-16 mostra a influência da altura do aterro no assentamento para diferentes espaçamentos entre as inclusões rígidas e é evidente que o assentamento aumenta com a altura do aterro e o aumento do vão livre entre as inclusões rígidas.

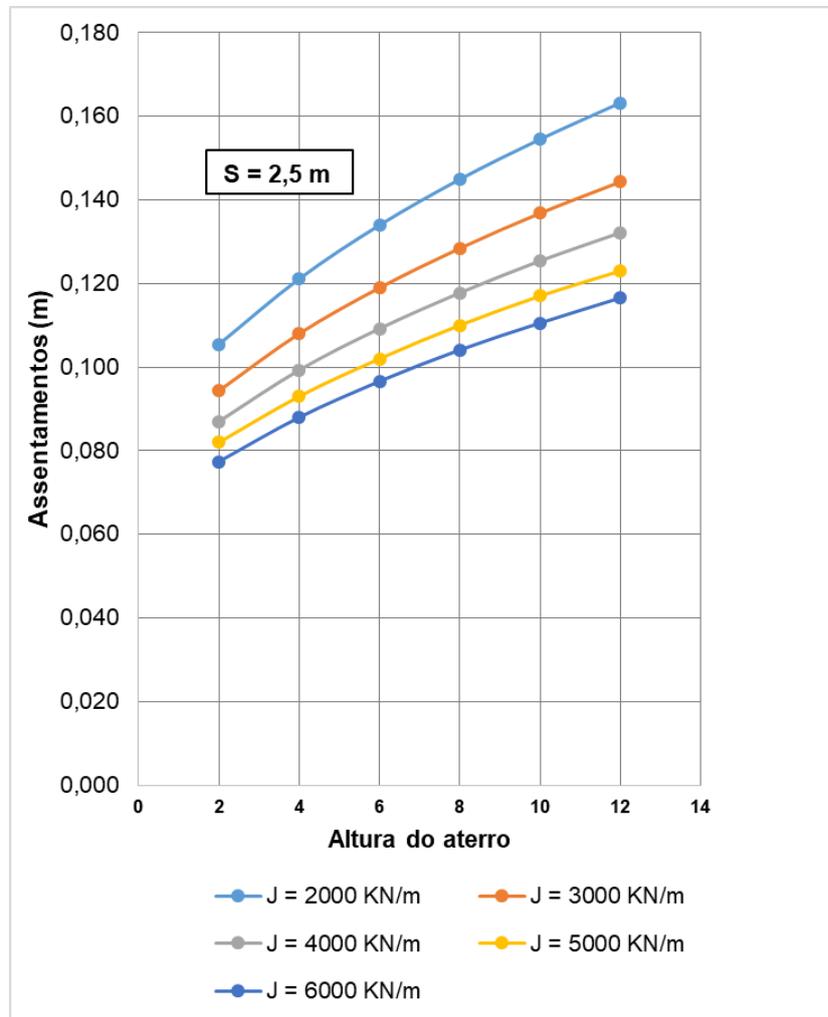


Figura 4- 17- Efeito da rigidez do geossintético no assentamento

Na Figura 4-17 verifica-se que maiores módulos do geossintético originam menores assentamentos na base do aterro. Vê-se também, nas duas figuras, que o aumento da altura do aterro produz maiores assentamentos na base do aterro.

#### 4.2.1.5. Taxa de assentamento

A figura 4-18 mostra a influência da altura do aterro na taxa do assentamento (razão do assentamento no solo de fundação com sem geossintético e com geossintético,  $t/t_0$  onde  $t_0 = \sigma_s D/E_c$ ) para diversos vãos livres. É evidente que a taxa de assentamento decresce com a redução do vão livre e também a redução da altura do aterro.

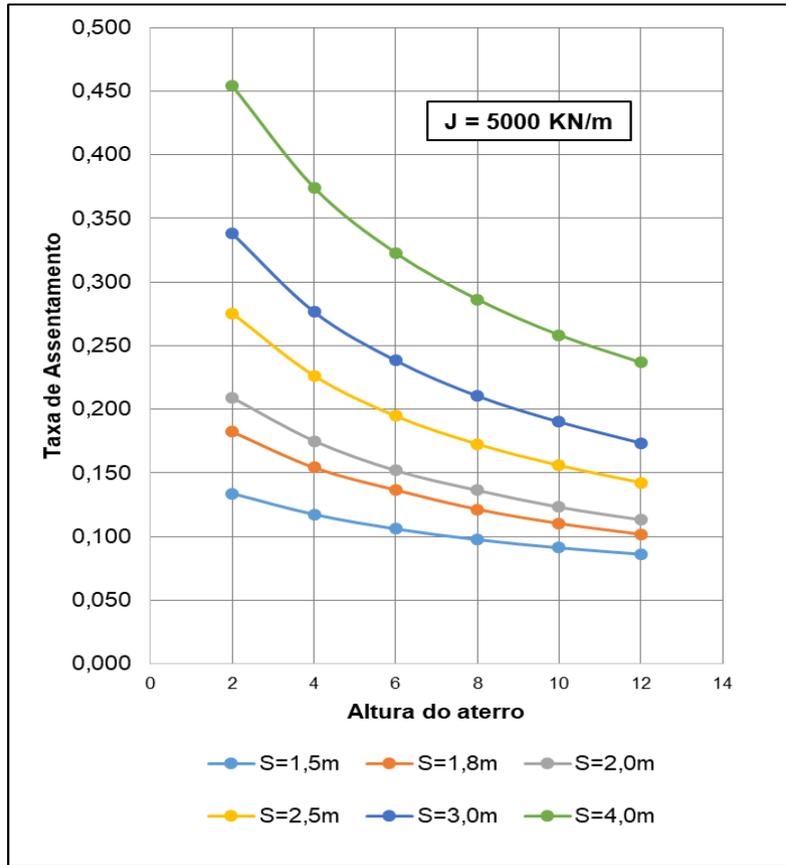


Figura 4- 18- Efeito da altura do aterro na taxa de assentamento.

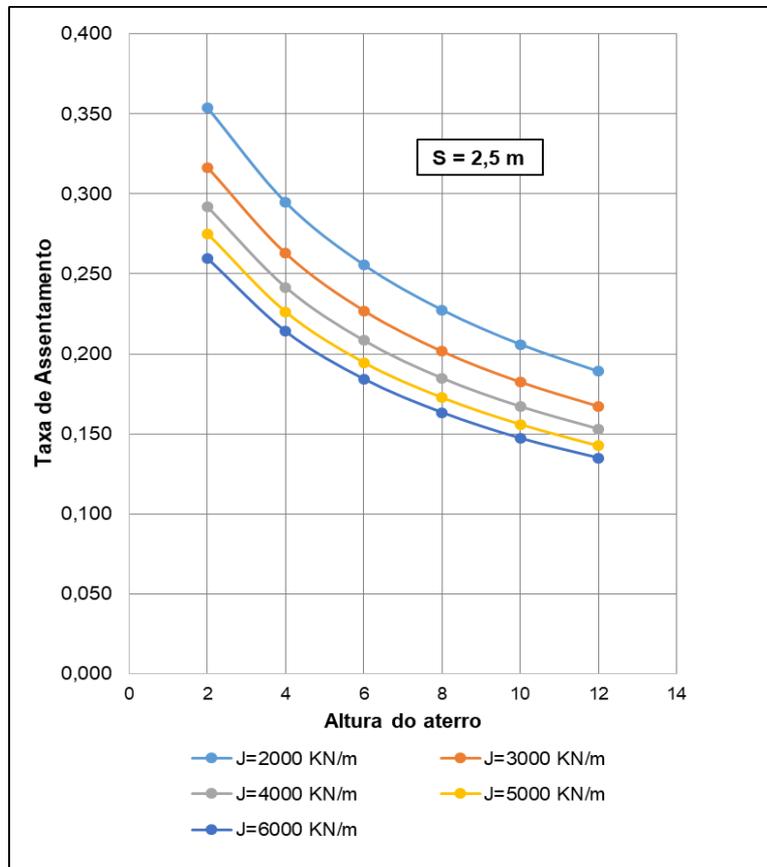


Figura 4- 19- Efeito da rigidez do geossintético no assentamento

Na Figura 4-19 verifica-se que maiores módulos do geossintético originam menores taxas de assentamentos na base do aterro. Vê-se também, nas duas figuras, que o aumento da altura do aterro produz menores taxas de assentamentos na base do aterro.

#### 4.2.1.6. Deformação do geossintético

A Figura 4-20 apresenta a influencia da altura do aterro na deformação axial para diversos vãos livres entre as inclusões. É evidente que a deformação do geossintético diminui em vãos menores. Por sua vez é também evidente que a deformação aumenta com a altura do aterro, o que é coerente com facto de verificarem-se maiores tensões de tracção no geossintético, como apresentado na Figura 4-12.

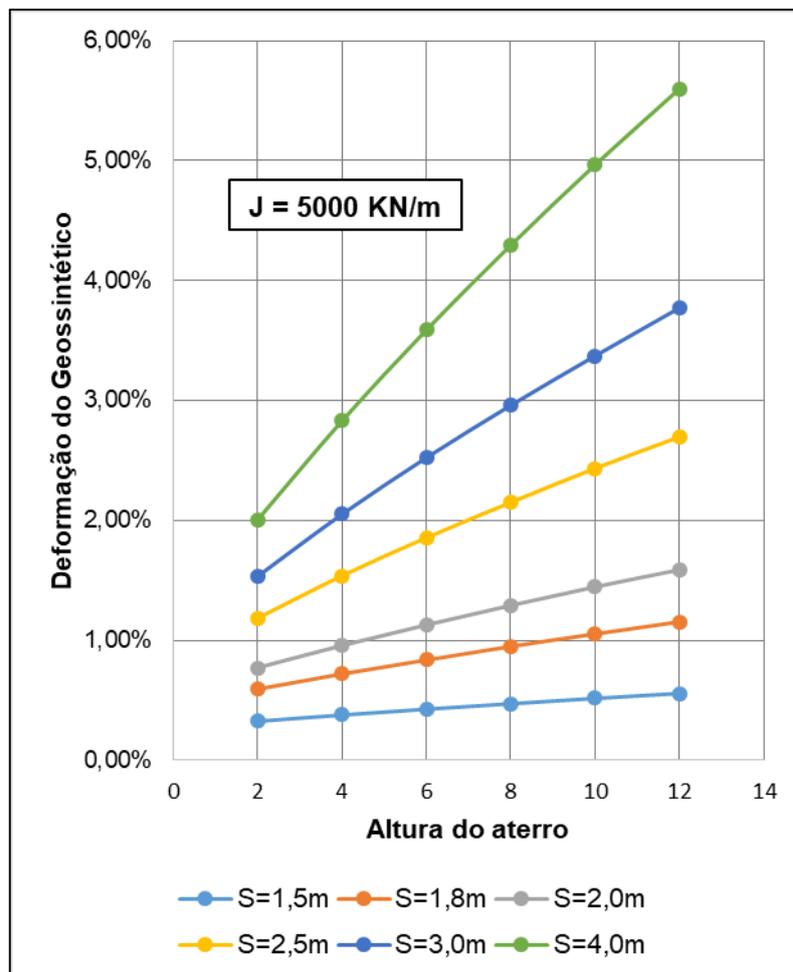


Figura 4- 20- Efeito da altura do aterro na deformação do geossintético

Na Figura 4-21 são traçadas curvas para diferentes módulos do geossintético (2000, 3000, 4000, 5000 e 6000 KN/m) com vão livre constante (2.5m). Nota-se que geogrelhas de menor rigidez apresentam maiores deformações. Tendo a geogrelha para o presente caso de estudo uma deformação admissível menor que 3%, só seria possível a utilização da geogrelha com rigidez axial igual a 2000 KN/m em aterros com altura menor que 5.7m.

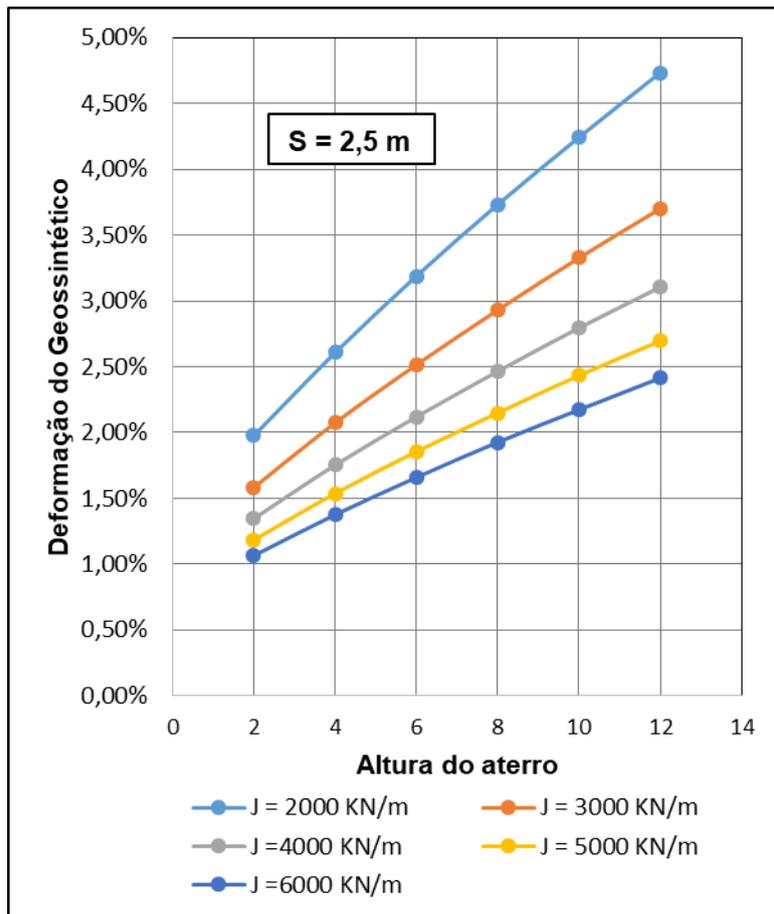


Figura 4- 21- Efeito da altura do aterro na deformação do geossintético

#### 4.2.2. Método de Elementos Finitos - Plaxis 2D V8.6

Esta secção de dedica-se análise aterro com inclusões rígidas pelo método de elementos finitos PLAXIS 2D v8.6.

As propriedades dos elementos estruturas assim como os dados do perfil geotécnico adoptado são apresentados no Anexo 3, Tabela A.3-2 e A.3-3 respectivamente.

A introdução de inclusões rígidas associadas a geogrelhas como solução em aterros sobre solos moles resulta em menores os assentamentos. Por esta solução resultar em menores os assentamentos e o processo de consolidação não ser considerada, nesta análise adoptou-se o modelo Mohr-Coulomb, este que considera o comportamento linear do solo ao ser aplicado uma carga. Detalhes sobre o modelo constitutivo são apresentados no Anexo 5.

A Figura 4-22 apresenta a geometria do caso de estudo e as condições de fronteira, as condições de fronteira são introduzidas nos limites do modelo, sendo completamente livres ou fixos em uma ou duas direcções.

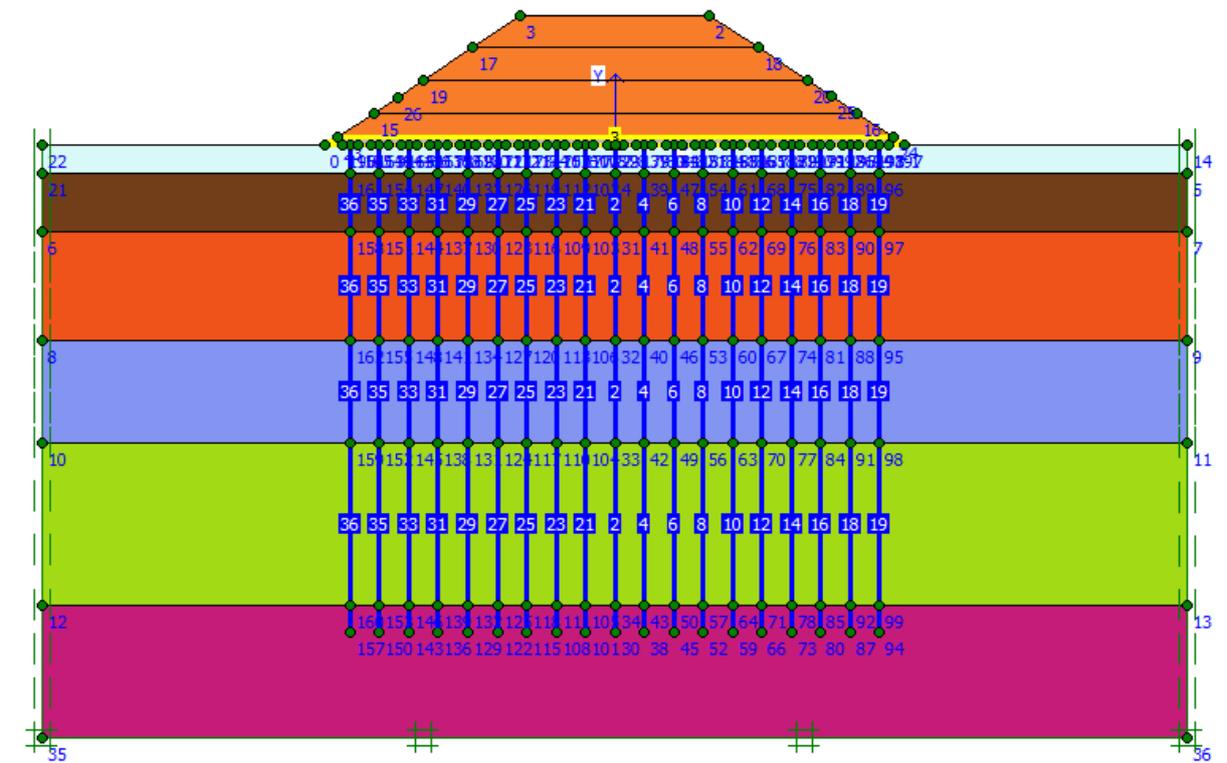


Figura 4- 22 – Geometria e Condições de fronteira do aterro com Inclusões Rígidas.

As estacas foram modeladas como elemento de viga embutida (*plate*) e a geogrelha foi modelada como material elastoplástico (*geogrid*).

Após a introdução dos dados (*Input*), gera-se a malha de elementos finitos automaticamente, com elementos triangulares de 15 nós.

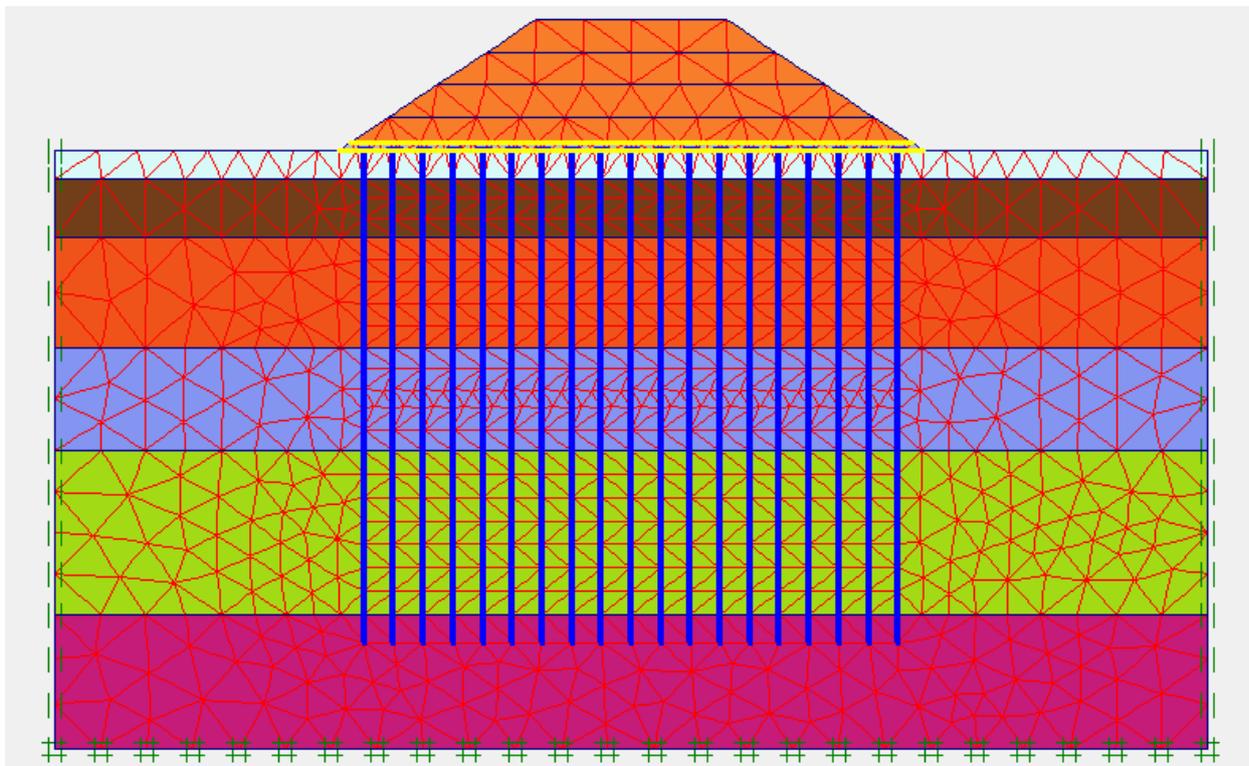


Figura 4- 23 – Malha de elementos finitos.

Depois da geração da malha o modelo de elementos finitos está completado. Antes do cálculo as condições iniciais devem ser geradas.

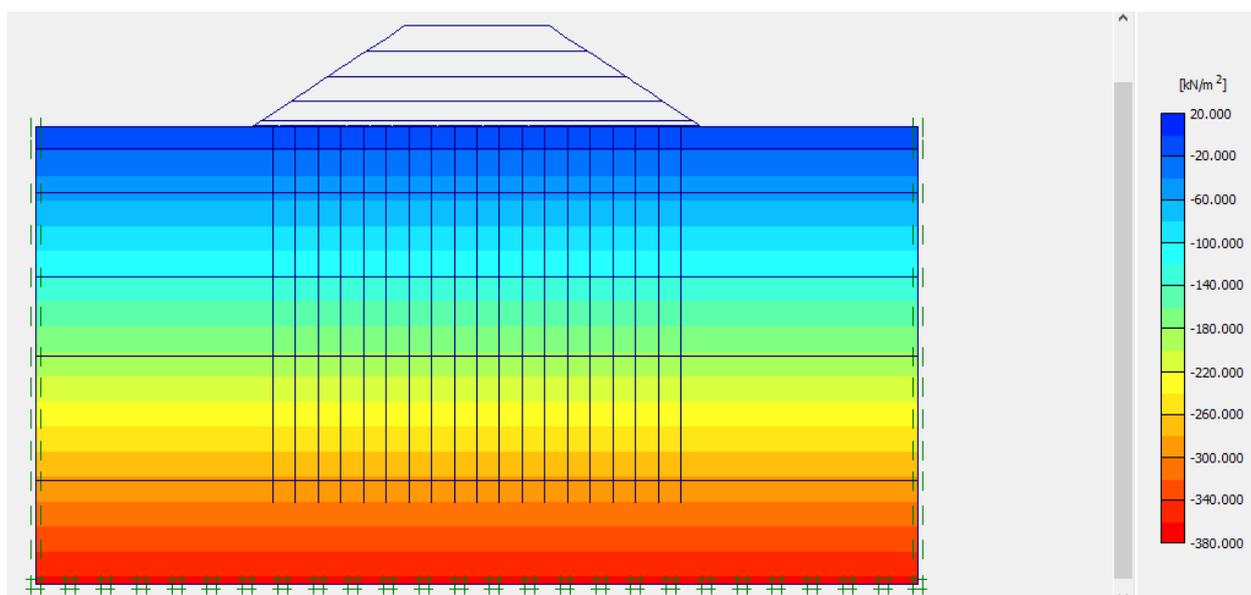
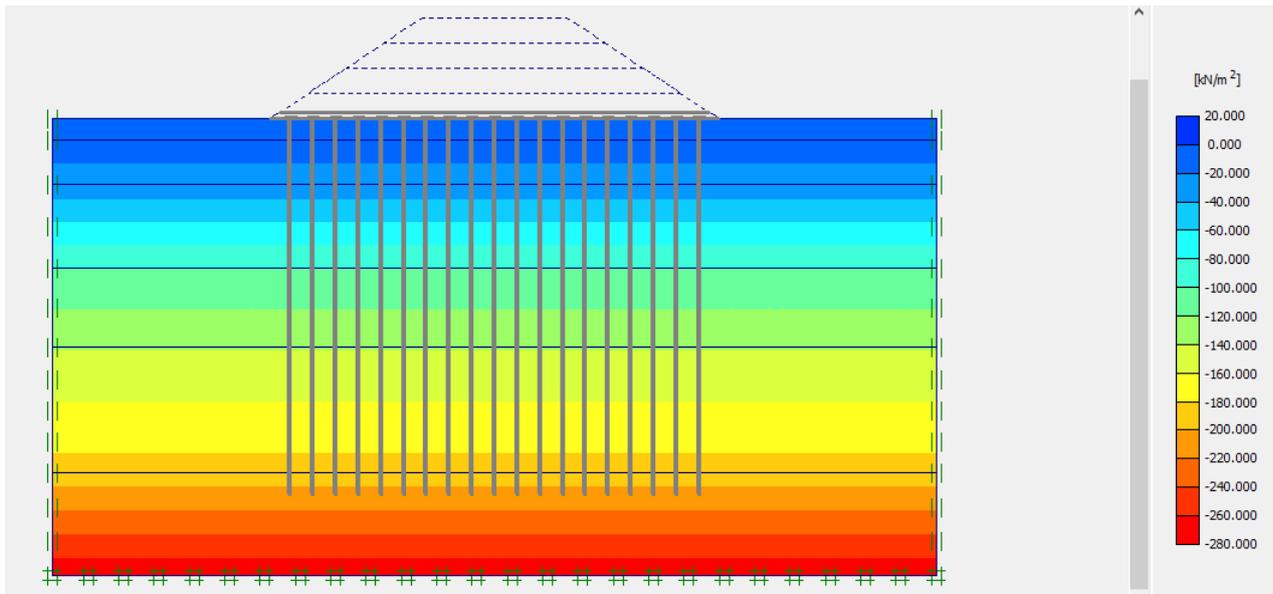


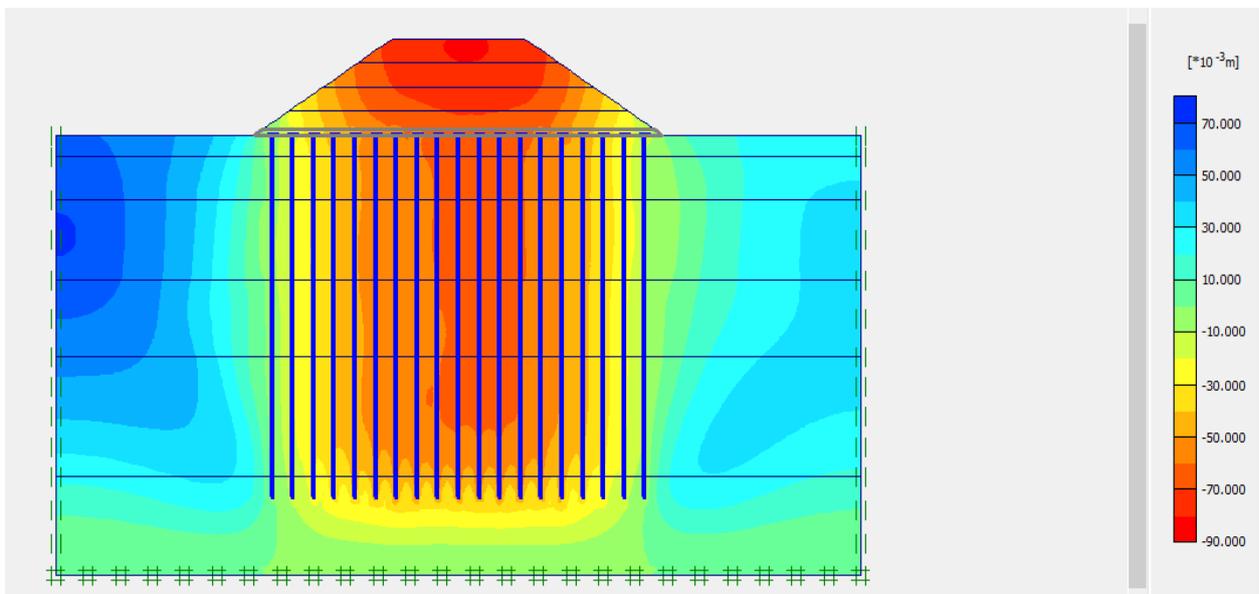
Figura 4- 24 – Estado inicial de tensões neutras antes da construção do aterro



**Figura 4- 25 – Estado inicial de tensões efectivas antes da construção do aterro**

Na fase de cálculo as análises são feitas por *plastic* (detalhado no Anexo 5), pois despreza-se a consolidação neste método de aterro estruturado, interessando o assentamento apenas. As Figuras 4-26 e 4-27 apresentam o resultado do cálculo (*output*) para uma solução de inclusões rígidas distanciadas a 1.8m.

No presente trabalho fez-se a análise para vãos de 1.5, 1.8, 2.0, 2.5 e 3.0m. O seu resumo apresenta-se na Figura 4-28.



**Figura 4- 26- Assentamentos totais para aterro de 8m, sem reforço do geossintético.**

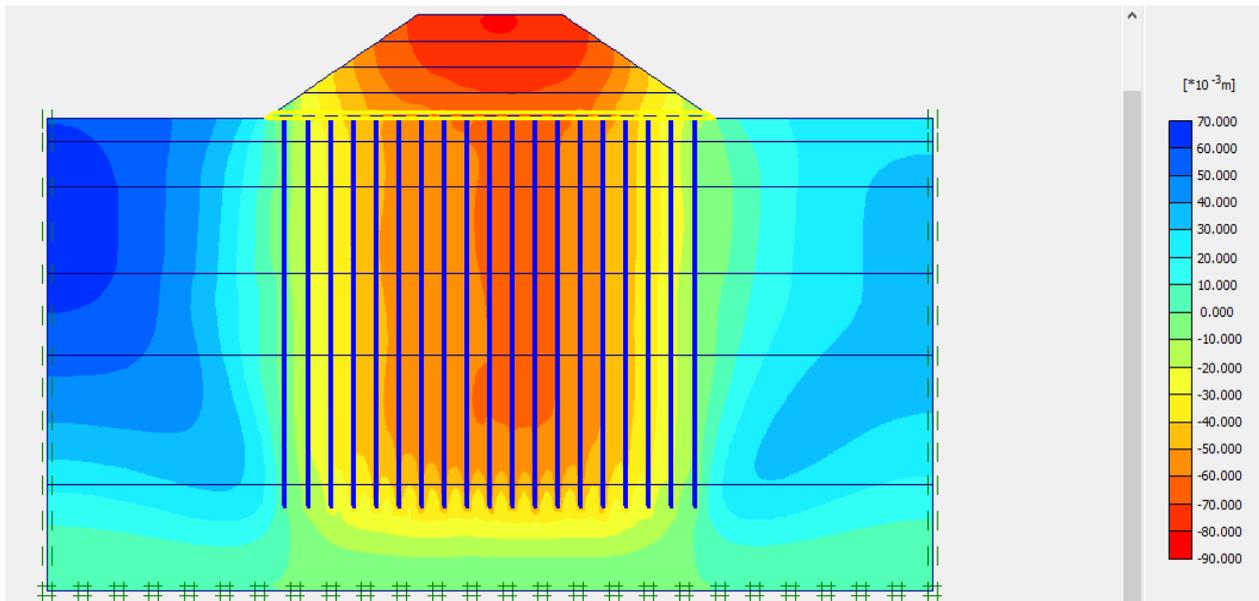


Figura 4- 27- Assentamentos totais para aterro de 8m, com reforço do geossintético.

No centro da base do aterro o assentamento é 0.065 metros e no pé do talude 0.00 metros. Portanto sendo que no caso sem inclusões rígidas o valor verificados no centro da base aterro é 2.22 metros e no pé do talude do aterro é 0.45 metros, é notavel a contribuição das inclusões na resolução do problema de assentamentos excessivos e diferidos.

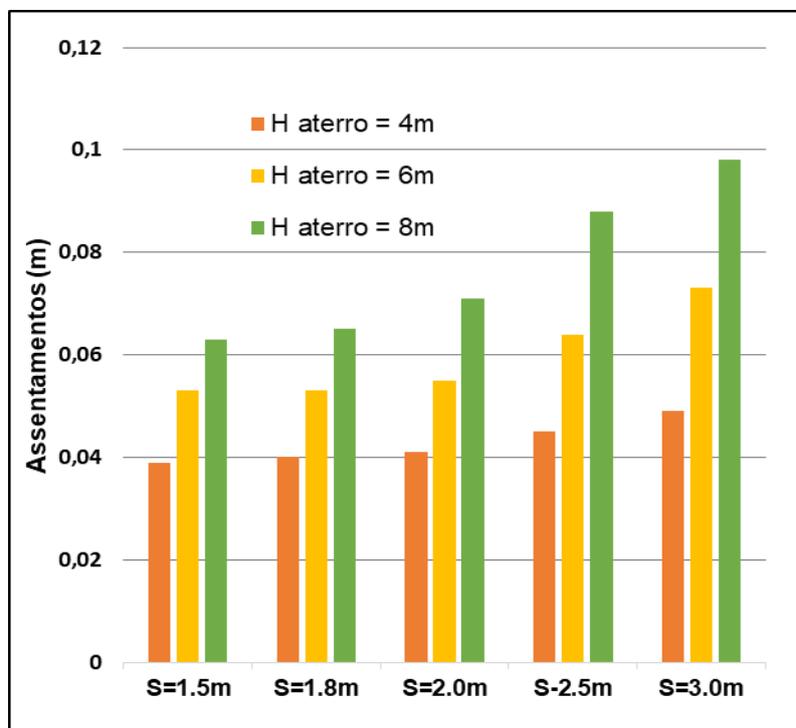


Figura 4- 28 – Resumo dos Assentamentos totais resultantes de diversos vãos livres entre inclusões rígidas.

A diferença de rigidez entre a estaca e o solo mole, produz um efeito de arqueamento, sendo que maior parte da carga do aterro é directamente transferida para o topo dos capitéis através do arqueamento do solo.

Na Figura 4-29 (extraída do PLAXIS 2D) é possível observar o efeito de arqueamento do solo. Nota-se que o efeito de arqueamento é maior no distanciamento entre estacas com maior da altura de aterro, isto é, no centro do aterro o efeito é mais visível quando comparado as regiões próximas ao pé do talude.

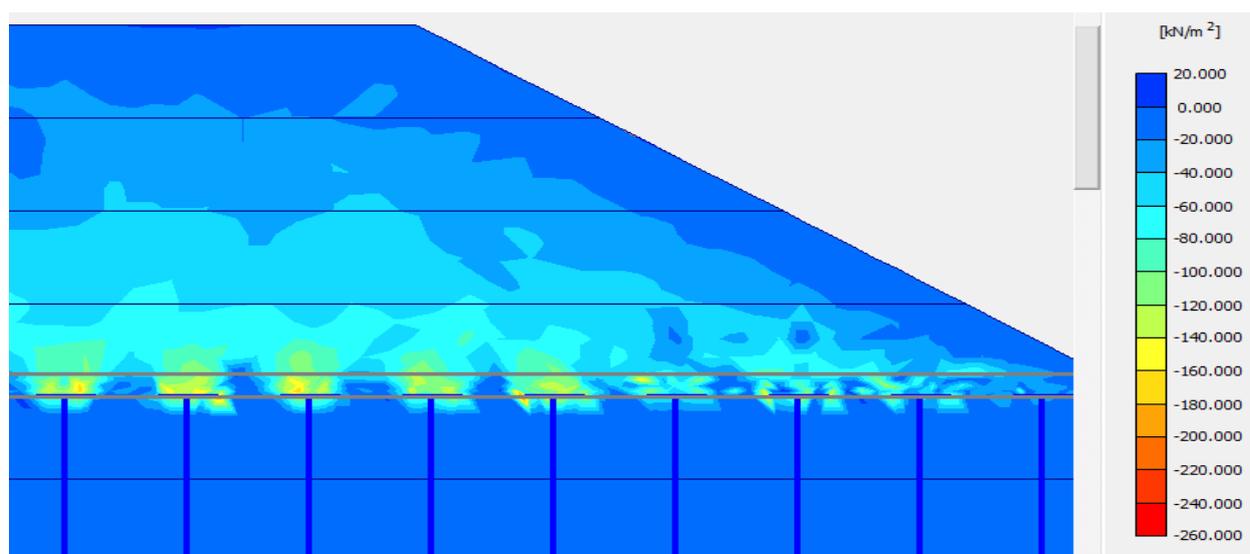


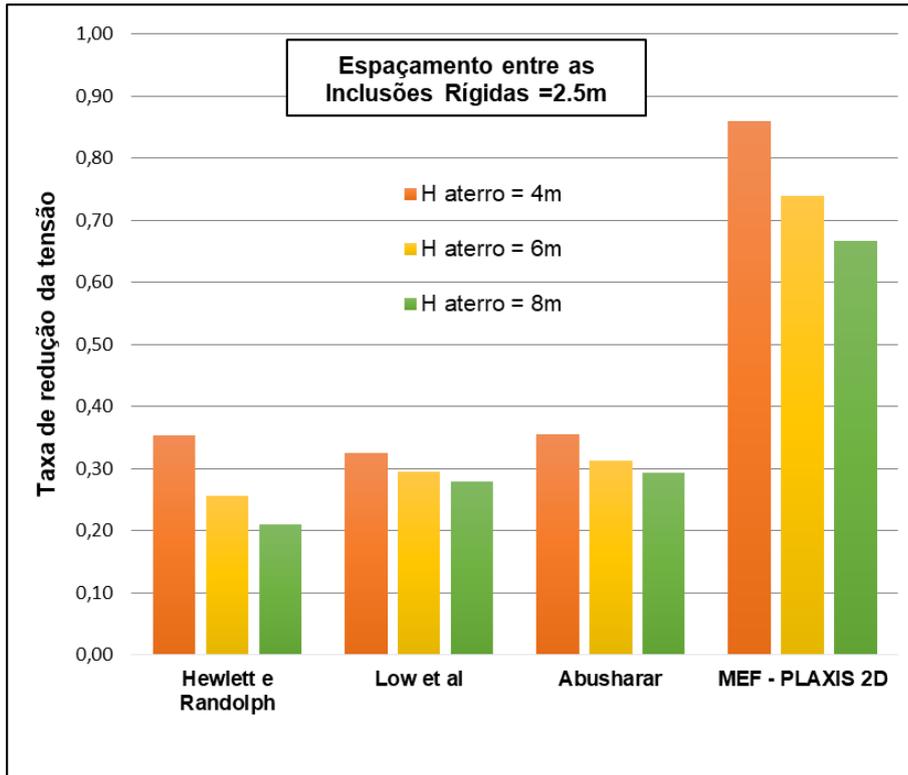
Figura 4- 29 – Efeito de arqueamento na base do aterro

#### 4.2.3. Comparação dos Métodos Analíticos e o Método de Elementos finitos

Nesta fase faz-se comparação dos métodos analíticos seleccionados (*Hewlett e Randolph -1988; Low et al -1994 e Abusharar et al -2009*) e o método de elementos finitos (PLAXIS 2D v8.6) quanto aos parâmetros da taxa de redução da tensão (*stress reduction ratio*) suportada pelo geossintético e a assentamentos em função da altura do aterro.

- **Taxa de redução da tensão no geossintético**

Na Figura 4-30 faz se análise para três diferentes alturas de aterro, comparando a taxa de redução da tensão no geossintético. Observa-se uma uniformidade entre os métodos analíticos, sendo que os valores obtidos através do MEF são maiores que os resultados analíticos. Entretanto nos dois métodos o parâmetro de comparação reduz com o aumento da altura do aterro.



**Figura 4- 30 – Taxa de redução da tensão no geossintético em função da altura do aterro.**

Na Figura 4-31 faz-se a análise para três diferentes espaçamentos entre as inclusões rígidas, comparando a taxa de redução da tensão no geossintético. A mesma disparidade dos valores entre os métodos analíticos e MEF verificada na Figura 4-30 mantém-se, porém nesta análise a taxa de redução da tensão aumenta com o espaçamento entre as inclusões.

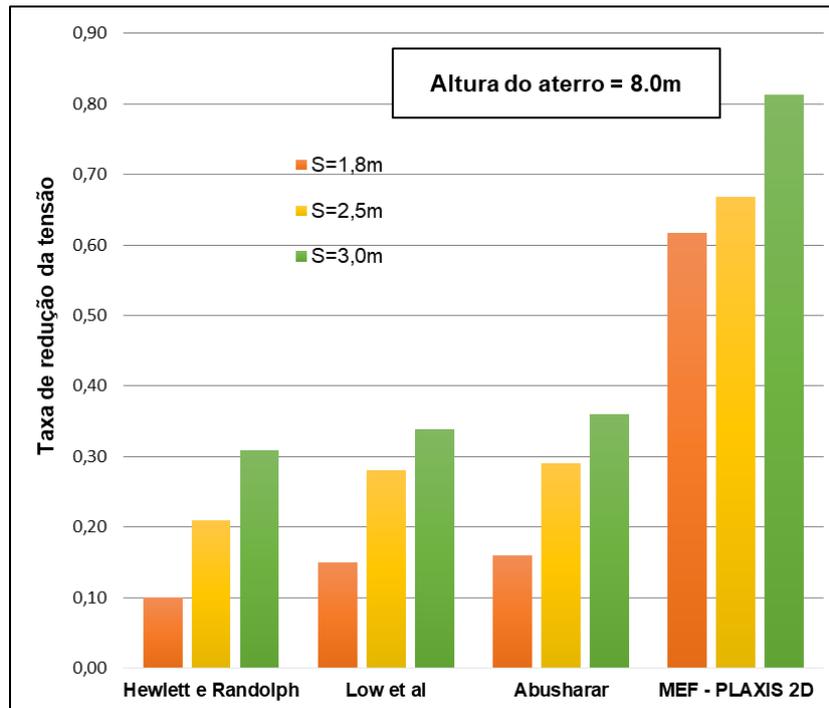


Figura 4- 31 – Taxa de redução da tensão no geossintético em função da altura do aterro

- **Comparação de assentamentos**

Na Figura 4-32 faz-se análise para três diferentes alturas de aterro, comparando o assentamento entre o método *abusharar et al 2009* e MEF-Plaxis 2D v.8.6. O método analítico apresenta valores de assentamentos maiores.

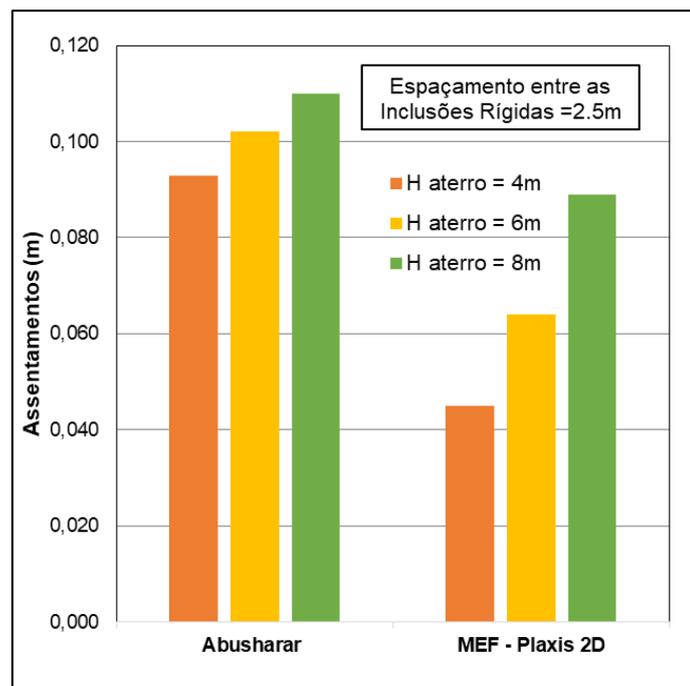


Figura 4- 32 – Comparação de assentamentos em função da altura do aterro

Na Figura 4-33 faz-se uma análise para três diferentes espaçamentos entre as inclusões rígidas, comparando o assentamento. Para o espaçamento igual a 1.8m o método de elementos finitos fornece um valor maior, entretanto à medida que aumenta o espaçamento, o método analítico apresenta valores cada vez maiores.

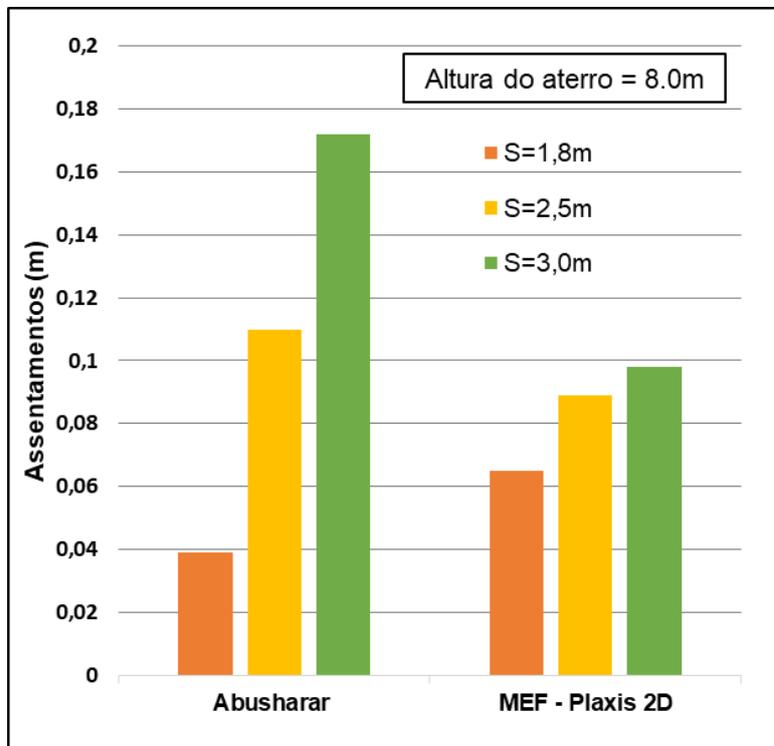


Figura 4- 33 – Comparação de assentamentos em função da altura do aterro.

#### 4.2.4. Estabilidade do Aterro com Inclusões Rígidas

Por fim nesta abordagem, efectuou-se uma análise de estabilidade assumindo superfície de rotura circular e o aterro como uma sobrecarga. Para a análise recorreu-se ao *software* Slide 2 v6 Rocscience, os parâmetros de entrada (propriedades dos materiais) são os mesmos introduzidos no Plaxis 2D para caso de aterro estruturado. (Anexo 3, Tabela A.3-2 e A.3-3).

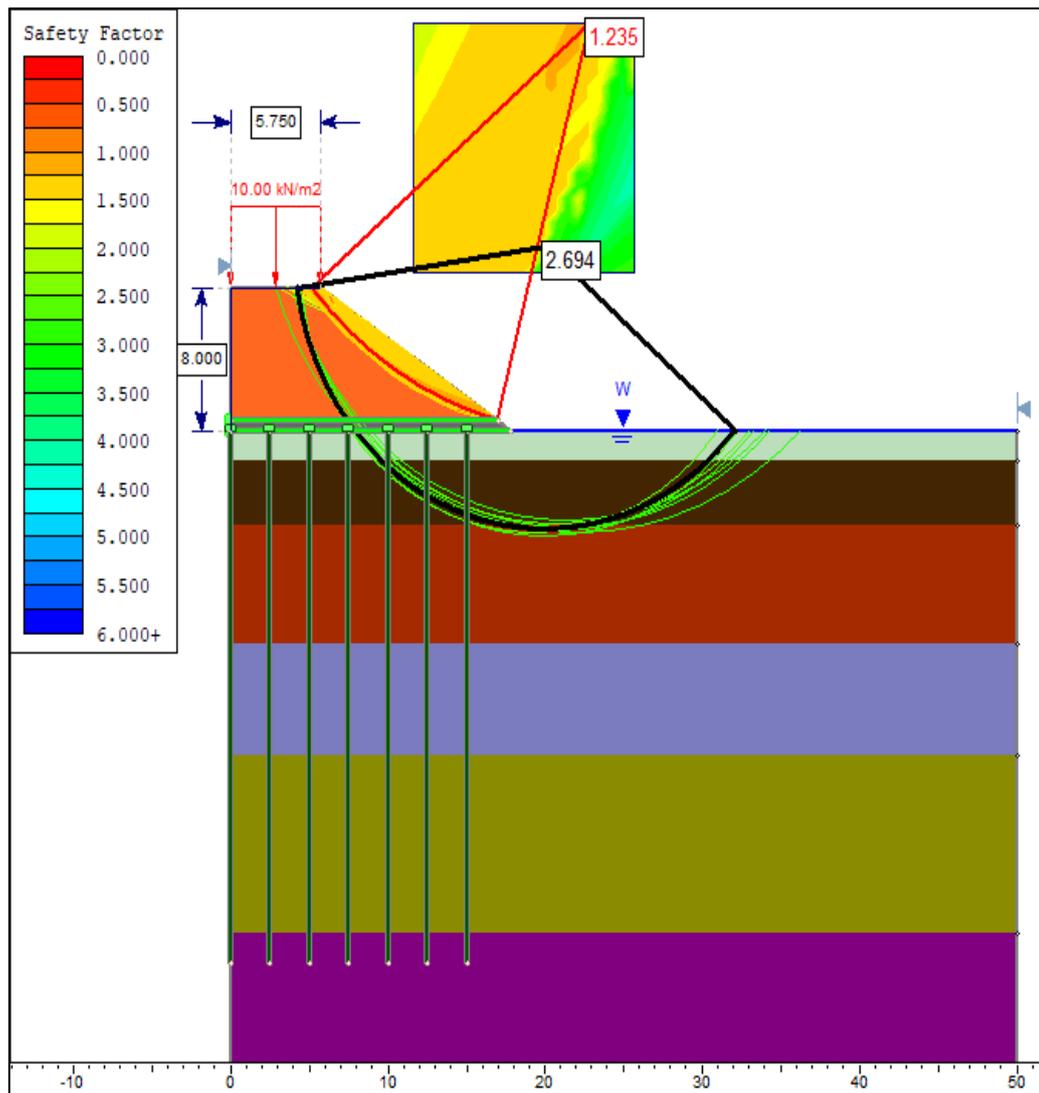


Figura 4- 34 – Análise de estabilidade do aterro com inclusões rígidas.

Na Figura 4-34 o factor de segurança no talude não alterou assim como nos outros casos (sendo inclinação 1:1.5), porém é visível que a introdução das inclusões rígidas para além resolver problemas de assentamentos excessivos anteriormente analisados, também resolve os problemas de estabilidade. Pelo método de Bishop Simplificado, o menor factor de segurança é 2.694.

#### 4.2.5. Impactos Ambientais

Do ponto de vista ambiental o método de aterro com estacas apresenta-se adequado, pois necessita de menos material para a execução do aterro, o que causa menos impacto no meio ambiente, sendo que no final da cravação das estacas temos uma obra limpa, sem resíduos de escavação e nem sobras excessivas de betão e aço.

#### 4.2.6. Custo de execução

As Tabelas 4-3 e 4-4 apresentam o custo da construção de um aterro estruturado sem e com geogrelha, respectivamente. Esta análise considera apenas o troço de comprimento longitudinal igual á 15m, para uma altura do aterro igual á 8m. Sabendo que a introdução da geogrelha permite a optimização do espaçamento entre as estacas, esta secção dedica-se à avaliação da sua influência na redução do custo da obra.

**Tabela 4- 3 – Custo de construção de um aterro estruturado sem geogrelha e distância entre estacas igual a 2.5m (Preços unitários assumidos).**

Descrição	Quantidade	Unidade	Custo unitário	Custo total
Aquisição e Cravação das estacas pré-tensionadas	900	m	\$ 290.00	\$ 261,000.00
Construção dos capitéis	4.50	m <sup>3</sup>	\$ 110.00	\$ 495.00
Aquisição da brita e Construção do colchão drenante	131.58	m <sup>3</sup>	\$ 40.00	\$ 5,263.20
Aquisição da areia e Construção do aterro	1,755.00	m <sup>3</sup>	\$ 16.00	\$ 28,080.00
<b>Total</b>				<b>\$ 294,839.20</b>

**Tabela 4- 4 - Custo de construção de um aterro estruturado com geogrelha e distância entre estacas igual a 3.0m (Preços unitários assumidos).**

Descrição	Quantidade	Unidade	Custo unitário	Custo total
Aquisição e Cravação das estacas pré-tensionadas	660	m	\$ 290.00	\$ 191,400.00
Construção dos capitéis	3.30	m <sup>3</sup>	\$ 110.00	\$ 363.00
Aquisição e montagem das geogrelhas	266.25	m <sup>2</sup>	\$ 3.00	\$ 798.75
Aquisição da brita e Construção do colchão drenante	131.58	m <sup>3</sup>	\$ 40.00	\$ 5,263.20
Aquisição da areia e Construção do aterro	1,755.00	m <sup>3</sup>	\$ 16.00	\$ 28,080.00
<b>Total</b>				<b>\$ 225,905.00</b>

Das Tabelas 4-3 e 4-4, verifica-se por consequência da introdução da geogrelha, obra de aterro com estacas menos onerosa. Tendo como explicação, o baixo custo de aquisição das geogrelhas relativamente custo de aquisição das estacas.

## 5. CONCLUSÕES

Este trabalho dedicou-se ao estudo do comportamento da base de aterro sobre solos moles com inclusões rígidas, no caso de estudo realizado no Distrito de Matutuíne, localidade de Salamanga. Dentre várias análises realizadas, as principais conclusões são:

- A introdução de estacas é muito eficaz na redução dos assentamentos, igualmente possui uma execução rápida, no entanto os preços das estacas e os custos de cravação são elevados;
- O aumento da altura do aterro, assim como a redução do espaçamento entre estacas evidentemente melhora a eficiência do sistema, e reduz os assentamentos, à semelhança do que é encontrado na literatura;
- A introdução da geogrelha aumenta a eficiência do sistema em termos de transferência de cargas, possibilitando o melhor espaçamento possível entre as estacas e redução do custo da obra;
- Por meio do efeito de arqueamento, resultante da diferença de rigidez entre a estaca e o solo de função de alta compressibilidade, boa parte da carga do aterro é transferida directamente para o topo dos capitéis;
- A adição de mais camadas de geogrelhas não apresenta uma grande influência na estabilidade do aterro quando comparado ao ganho que a primeira camada produz. Geogrelhas de maior rigidez produzem menores assentamentos;
- O método de Abusharar et al (2009) é aplicável para a previsão de assentamentos na base do aterro do presente caso de estudo.

Quando se requer uma construção rápida, eficiente e com menor impacto ambiental, o método do aterro com inclusões rígidas é o mais adequado para um aterro sobre solo mole.

## 6. BIBLIOGRAFIA

### 6.1. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. Abusharar, S. W., Zheng, J., Chen, B., Yin, J. 2009 - A simplified method for analysis of a piled embankment reinforced with geosynthetics – em "*Geotextiles and Geomembranes*. Elsevier". Vol.27, p. 39-52
2. Almeida, M. S. S., Marques, M. E. S. 2011 - Construction methods in Brazilian extremely soft soils.
3. Almeida, M. S. S., Marques, M. E. S. 2010 - Aterros Sobre Solos Moles: Projeto e Desempenho, Oficina de Textos, São Paulo.
4. Alsirawan, R. 2020 - Review of geosynthetic-reinforced pile supported (GRPS) embankments - parametric study and design methods - em "*Acta Technica Jaurinensis*".
5. Ariyaratne, P., Liyanapathirana D.S. 2015 - Review of existing design methods for geosynthetic-reinforced pile-supported embankments - em "*Soils and Foundations*. Elsevier".
6. Barnes, G. 2016 - Mecânica Dos Solos Princípios e práticas, 3ª edição., Rio de Janeiro:Elsevier
7. Caputo, H. P. 1996 - Mecânica Dos Solos E Suas Aplicações, 6ª Edição Revista, Vol. 1, LTC - Livros Técnicos e Científicos Editora S.A. Rio de Janeiro
8. Das, B. M. 2007a – Fundamentos de Engenharia Geotécnica. 6ª Edição, São Paulo
9. Fiori, A. P. 2015 - Fundamentos de mecânica dos solos e das rochas: aplicações na estabilidade de taludes, São Paulo: Oficina de Textos.
10. Gerscovich, D. M. S. 2009 – Estabilidade de taludes. Faculdade de Engenharia da Universidade do Rio de Janeiro –FEURJ, p.56
11. Griffiths, D. V., Lane, P. A. 1999 - Slope stability analysis by finite elements, *Géotechnique* 49, No 3, p. 387-403
12. Hartmann, D. A. 2012 - Modelagem centrífuga de aterros estruturados com reforço de geossintético. UFRJ/COPPE.
13. Hewlett, W. J., Randolph, M. F. 1988 – Analysis of piled embankments, *Ground Engineering* , p.12-16
14. Lopes, M., Barroso, M., Neves, J., Pinto, A., Vieira, C. S., Oliveira, F., Vale, J. L. M., Carneiro, J. R., Neves, L., Barroso, M., Lopes, M. P., Lopes, M. L. 2020 - Geossintéticos em Engenharia Civil: dimensionamento, instalação e casos de obra, Comissão Portuguesa de Geossintéticos, 1ª edição. Lisboa
15. Pinto, C. S. 2006 - Curso Básico de Mecânica dos solos em 16 aulas, 3ª edição, Oficina de Textos, São Paulo.

16. Rowe, R. K., Li, A. L. 2005 - Geosynthetic-reinforced embankments over soft foundations, *Geosynthetics International*, Volume 2, No. 12, p. 50-63
17. Satibi, S., Meij, R. V., Leoni, M. 2007 - Piled Embankments: Literature Review And Required Further Research Using Numerical Analysis, Institute for Geotechnical Engineering, Institute for Geotechnical Engineering, University of Stuttgart.
18. Silva, B. V., Sá, G. R., Amarante, M. S. 2021 - Análise Do Uso De Geossintéticos Para Reforço De Aterros, *Pesquisa e acção*, Volume 7, No 1.
19. Sloan A. J. 2011 – Column Supported Embankments: Full-Scale Tests And Design Recommendations, Dissertation submitted to the faculty of the Virginia Polytechnic Institute and State University in partial fulfilment of the requirements for the degree of Doctor of Philosophy In Civil Engineering
20. Sieira, A. C. C. F. 2003 - Estudo experimental do Mecanismo de interacção Solo-Geogrelha, tese (Doutorado). Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.
21. Zhu, D.Y. 2008 - "Investigations on the accuracy of the simplified Bishop method" School of Civil and Water Resources Engineering, Hefei University of Technology, Hefei, China.

## 6.2. OUTRA BIBLIOGRAFIA CONSULTADA

1. CRBC. 2015 - *Maputo Bridge and Link Roads Project - Detail Design Section1 IK62+000~IK65+600 (Special Subgrade Treatment)*
2. CRBC.2015 - *Maputo Bridge and Link Roads Project - 09-4 Engineering Geological Survey Data*
3. Ministério Para A Coordenação Da Acção Ambiental. 2012 - Perfil Ambiental E Mapeamento Do Uso Actual Da Terra Nos Distritos Da Zona Costeira De Moçambique, - Distrito de Matutuíne.
4. Plaxis 2D. 2002 – Plaxis version 8. *Material model manual*.
5. Rocscience. Slide2 User Guide.
6. <https://www.geosolucoes.com/copia-reforco-de-solos-moles-1>, 06 de Maio de 2022
7. <https://portalclubedeengenharia.org.br/2019/12/02/aterros-estruturados-solucao-geotecnica-para-solos-moles/>, 11 de Maio de 2022
8. <https://bemvin.org/republica-de-mocambique.html?page=2>, 14 de Maio de 2022
9. <http://www.alianyigeosynthetics.com/sale-double-welded-steel-plastic-composite-geogrid-54186162.html>, 13 de Junho de 2022
10. <https://www.scrib.com/document/385911891/denise-gerscovich-estabilidade-de-taludes-pdf>, 15 de Julho de 2022
11. <https://serki.com.br/servicos/estacas-cravadas>, 22 de Agosto de 2022

## **7. ANEXOS**

**Anexo 1 – Processo Construtivo**

**Anexo 2 – Perfil Geológico-Geotécnico da Área de Estudo.**

**Anexo 3 – Propriedades dos materiais**

**Anexo 4 – Perfil de execução do aterro de aterros com estacas pré-moldadas**

**Anexo 5 – Método de Elementos finito – Plaxis 2D v.8.6.**

## ANEXO 1 – PROCESSOS CONSTRUTIVO

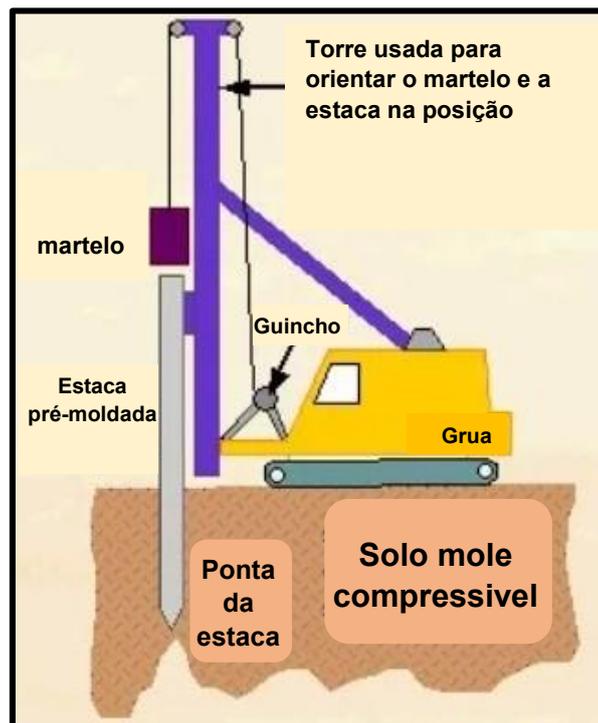


Figura A1-1 – Equipamento de cravação de estacas

Fonte: Adaptado de *theconstructor*

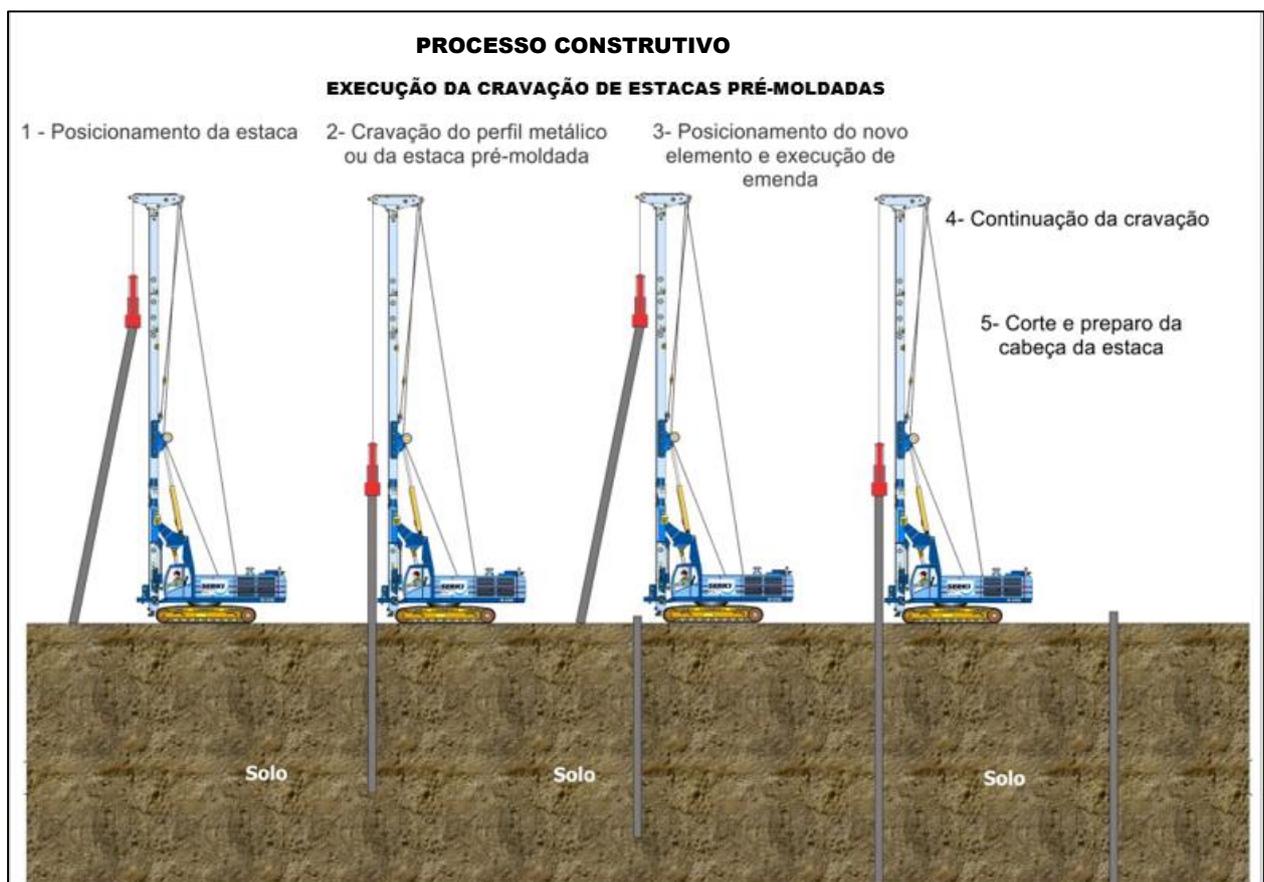


Figura A1-2 – Processo de cravação de estacas pré-moldadas

Fonte: Adaptado de SERKI



**Figura A1-3 – Estacas pre moldadas de betão**

Fonte: Shuanglong Machinery



**Figura A1-4 – Soldagem de emenda entre estacas pre moldadas de betão**

Fonte: Tecnogeo



**Figura A1-5 – Instalação de capitéis**

Fonte: Huesker



**Figura A1-6 – Instalação do geossintético**

Fonte: Huesker



**Figura A1-6 – execução do colchão de pedra**

Fonte: Geo Diprotec

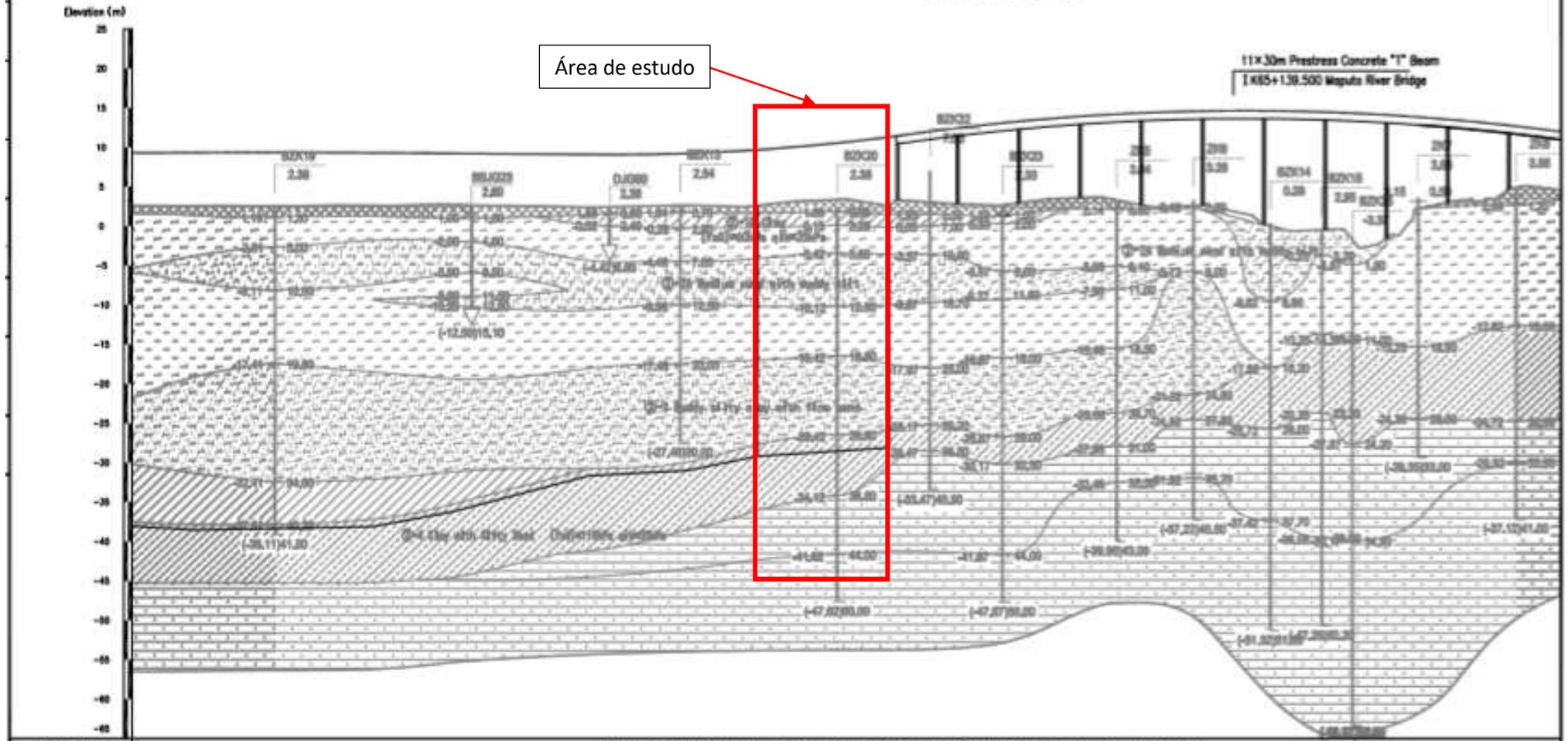
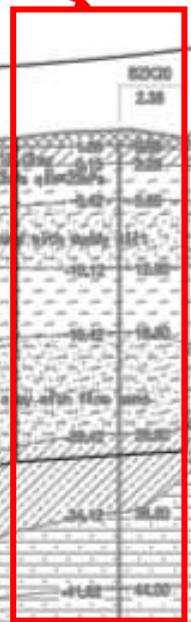
**ANEXO 2**  
**PERFIL GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO DA ÁREA DE ESTUDO.**

# ENGINEERING GEOLOGICAL PROFILE

Vertical Scale 1:500  
Horizontal Scale 1:2000

11x30m Prestress Concrete "T" Beam  
K85+139.500 Maputo River Bridge

Área de estudo



Description	Alluvial river valley: Surface-Maputo river quaternary alluvial strata, mainly silt with sand. Lower strata-muddy sandstone.		
Section Length (m)	306(379)	65	
Treatment Measure	Geogrid+Wick Drain+Counter Weight+Prebedding	Prestress Concrete Pile	
Prestress Concrete Pile Layout/Length/Spacing(m)		Square/30m/1.8 (2.5, 3.0) m	
Wick Drain Layout/Length/Spacing(m)	Triangle/30m/1.2m		
Prebedding Duration(month)	Equal prebedding/12 month		
STA.	138+00	139+00	140+00

## ANEXO 3 - PROPRIEDADES DOS MATERIAIS

Tabela A.3-1 Propriedades dos materiais adoptadas no Slide 2 v6.

Tipo – Não drenado		Argila com areia siltosa	Lama I	Lama II	Lama com areia fina
$\gamma_d$	[kN/m <sup>3</sup> ]	16.5	13.6	15.3	12.4
$\gamma_{sat}$	[kN/m <sup>3</sup> ]	17	14	16.1	14.9
Coesão	[kN/m <sup>2</sup> ]	30	30	20	20
$\varphi$	[-]	12.6	12.5	12.5	13

Tipo - Mohr Coulomb		Aterro	Colchão de Pedra	Argila siltosa com areia siltosa	Areia média com Lama
$\gamma_d$	[kN/m <sup>3</sup> ]	17.7	19.5	20	18
$\gamma_{sat}$	[kN/m <sup>3</sup> ]	18	20	20.6	21
Coesão	[kN/m <sup>2</sup> ]	1	1	25	15
$\varphi$	[-]	35	42	15.1	20

**Geogrelhas**  
T=150 KN/m

**Tabela A.3-2 Propriedade dos elementos estruturas adoptadas no Plaxis 2D v.8.6**

**Capitéis**

Parâmetros	Símbolo	Unidade	Valor
Módulo de Elasticidade	E	KN/m <sup>2</sup>	2,80E+07
Altura do Capitel	h	m	0,3
Largura do Capitel	L	m	1
Área	A	m <sup>2</sup>	1,00
Momento de Inercia	I	m <sup>4</sup>	0,0833
Rigidez Normal	EA	KN	2,80E+07
Rigidez a Flexão	EI	KN/m <sup>2</sup>	2,33E+06
deq (Plaxis)	deq	m	1,000
Coefficiente de Poisson	$\nu$	-	0,15
Peso Unitário	W	KN/m	25,00

**Estacas**

Parâmetros	Símbolo	Unidade	Valor
Módulo de Elasticidade	E	KN/m <sup>2</sup>	2,80E+07
Diâmetro da Estaca	$\varnothing$	m	0,4
Área	A	m <sup>2</sup>	0,13
Momento de Inercia	I	m <sup>4</sup>	0,0013
Rigidez Normal	EA	KN	3,52E+06
Rigidez a Flexão	EI	KN/m <sup>2</sup>	3,52E+04
deq (Plaxis)	deq	m	0,346
Peso Unitário	W	KN/m	2,27

**Geogrelhas**

Geogrelha biaxial (geogridGSZ150-150), a deformação na rotura é menor que 3% verticalmente e horizontalmente.

Geogrelhas de rigidez axial (EA) igual a 5000 KN/m

**Tabela A.3-3 Dados do perfil geotecnico adoptado no Plaxis 2D v.8.6 – Caso sem Inclusões Rígidas**

Soft Soil		Argila com areia siltosa	Lama	Areia média com Lama	Lama	Lama com areia fina	Mohr Coulomb		Aterro	Colchão de Pedra	Argila siltosa com areia siltosa
Tipo		Não Drenado	Não Drenado	Não Drenado	Não Drenado	Não Drenado	Tipo		Drenado	Drenado	Não drenado
γd	[kN/m³]	16.5	13.6	18	15.3	12.4	γd	[kN/m³]	17.7	19.5	20
γsat	[kN/m³]	17	14	21	16.1	14.9	γsat	[kN/m³]	18	20	20.6
kx	[m/dia]	5.45E-05	5.45E-05	5.45E-01	5.45E-05	5.45E-05	kx	[m/dia]	5.45E-01	5.45E+00	5.45E-05
ky	[m/dia]	5.45E-05	5.45E-05	5.45E-01	5.45E-05	5.45E-05	ky	[m/dia]	5.45E-02	5.45E+00	5.45E-05
e0	[-]	1,36	1,98	2,49	3,12	2,06	e0	[-]	-	-	0,601
λ*	[-]	0.047	0.174	0.007	0.090	0.101	Eref	[kN/m²]	24000	96040	3361.764
k*	[-]	0.014	0.052	0.002	0.027	0.030	v	[-]	0.25	0.25	0.15
Cref	[kN/m²]	30	30	30	20	20	Eoed	[kN/m²]	28800	115248	3550
φ	[-]	12.6	12.5	13.4	12.5	13	Cref	[kN/m²]	1	1	25
							φ	[-]	35	42	15.1

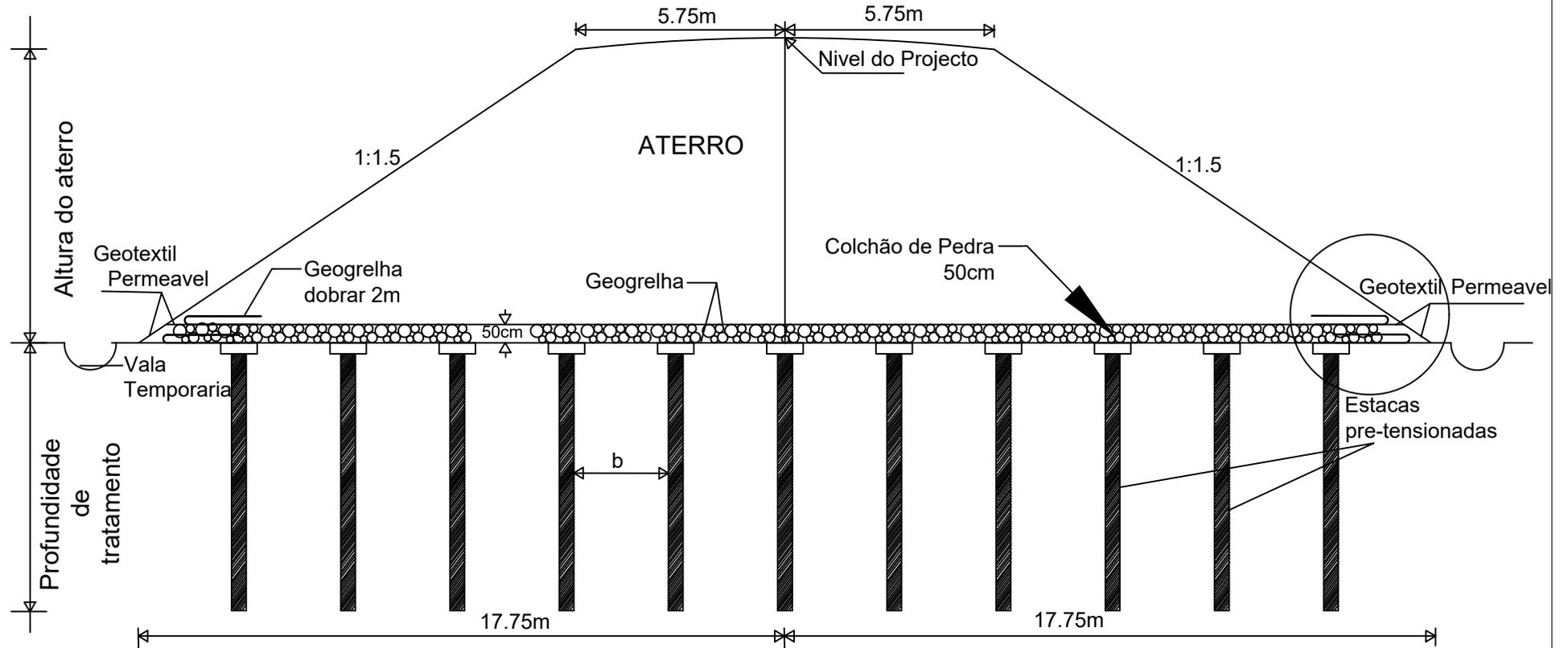
$$\lambda^* = \frac{C_c}{2.3(1+e)} \qquad k^* = \frac{2C_r}{2.3(1+e)}$$

**Tabela A.3-4 Dados do perfil geotecnico adoptado no Plaxis 2D v.8.6 - Caso com Inclusões Rígidas**

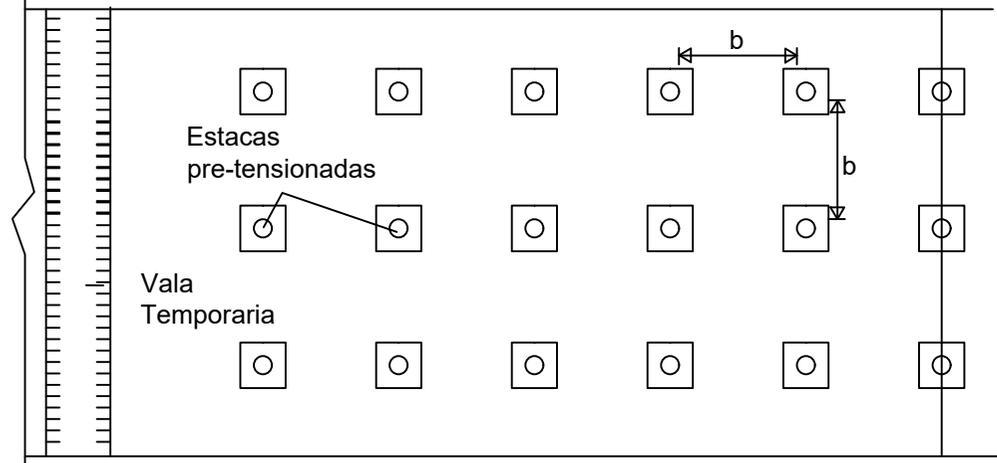
Camada (Solo)	Classificação Sistema Unificado	Cu Inicial (kpa)	Es (Kpa)
2-1B (Argila com areia siltosa)	CH	9	1530
2-2 (Lama)	CH	9	1850
2-2A (Areia média com Lama)	MH	10	25965
2-2 (Lama)	CH	10	4050
2-3 (Lama com areia fina)	CH	11	2530
2-4 (Argila siltosa com areia siltosa)	CL	15	3550

**ANEXO 4**  
**PERFIL DE EXECUÇÃO DE ATERRO COM INCLUSÕES RÍGIDAS**  
**(ESTACAS PRÉ-MOLDADAS)**

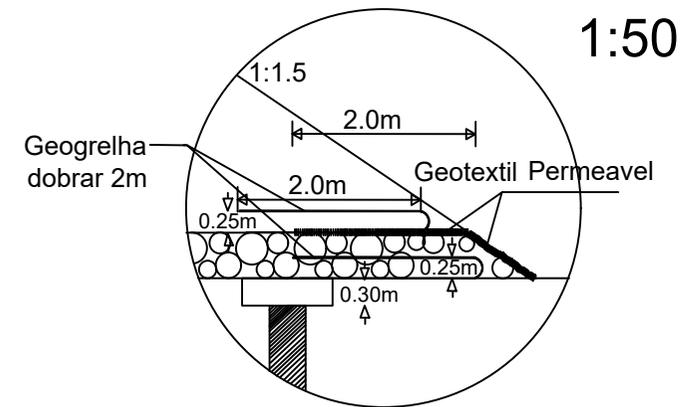
# PERFIL TRANSVERSAL 1:100



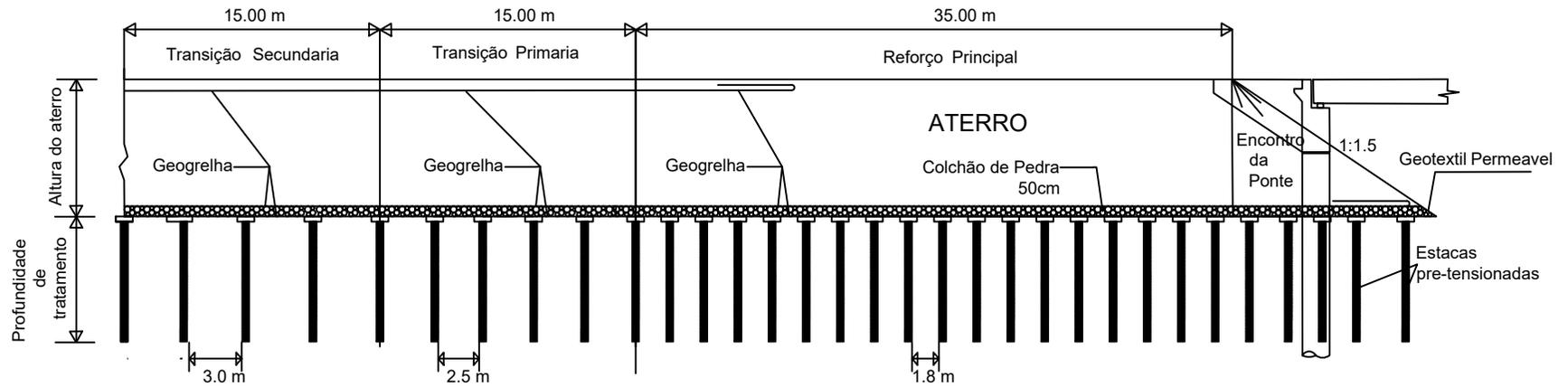
# PLANTA 1:100



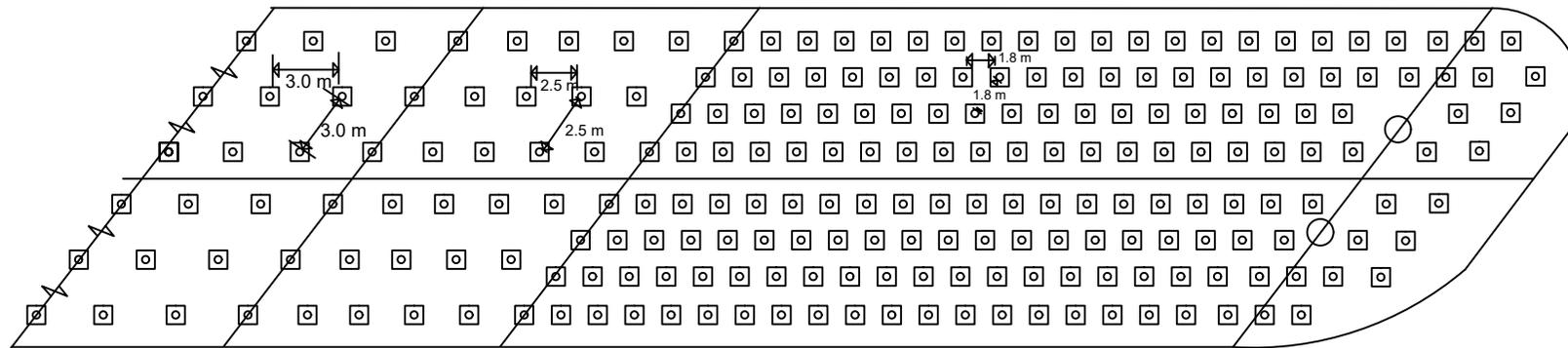
# DETALHE DO PE DO TALUDE 1:50



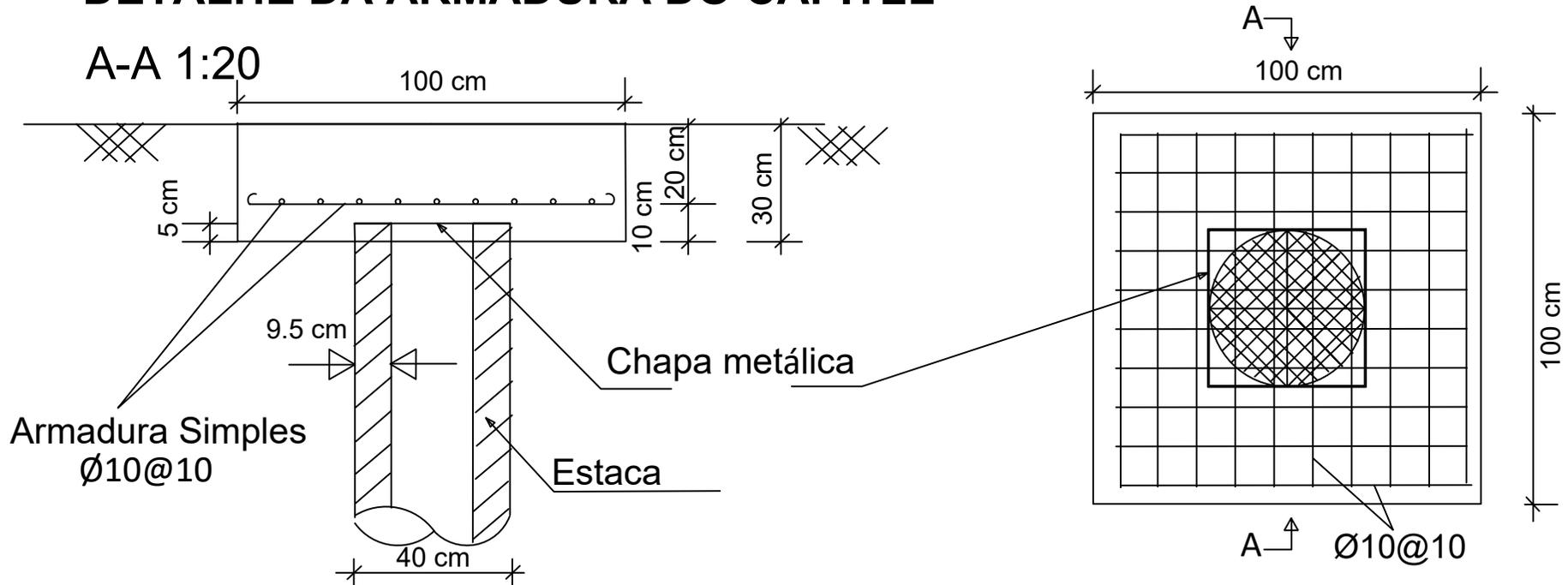
# PERFIL LONGITUDINAL



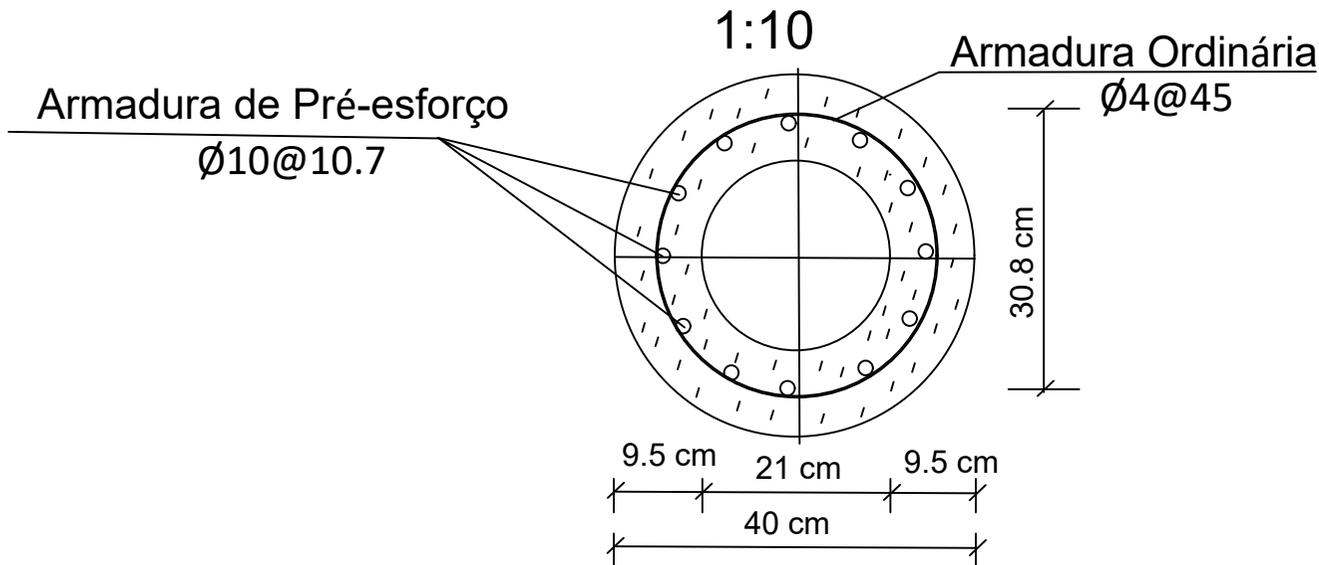
# PLANTA



# DETALHE DA ARMADURA DO CAPITÉL



# DETALHE DA ARMADURA DA ESTACA



## Quantidade por Capitél

Item	Unidade	Quantidade
Chapa metálica 4mm	Kg	5.00
Armadura $\text{Ø}10$	Kg	11.11
Betão	m <sup>3</sup>	0.29
Volume de escavação	m <sup>3</sup>	0.30

**A4 .3**

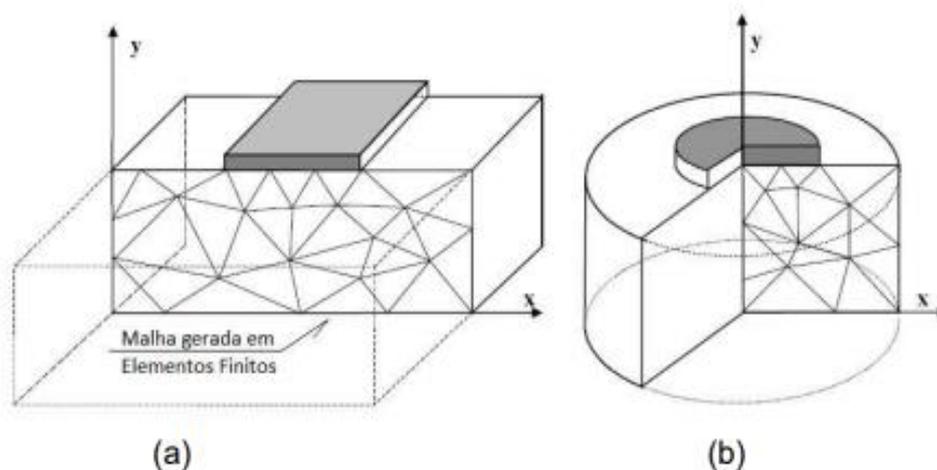
**ANEXO 5**  
**PROGRAMA NÚMÉRICO ADOPTADO (MEF)**  
**PLAXIS 2D V.8.6.**

## PLAXIS 2D v8.6.

A seguir serão descritos elementos chaves do programa PLAXIS que o autor do presente trabalho julga necessário comentar.

O software PLAXIS 2D (Versão 8.6), ferramenta de análise deste trabalho, utiliza o Método dos Elementos Finitos e dedica-se à análise bidimensional de deformações e estabilidade de obras geotécnicas. A análise pode considerar se no estado plano de deformações e estado axissimétrico.

O estado plano de deformações é empregada-se em geometrias de secção transversal razoavelmente uniforme e o estado axissimétrico em estruturas circulares de secção transversal radial uniforme.



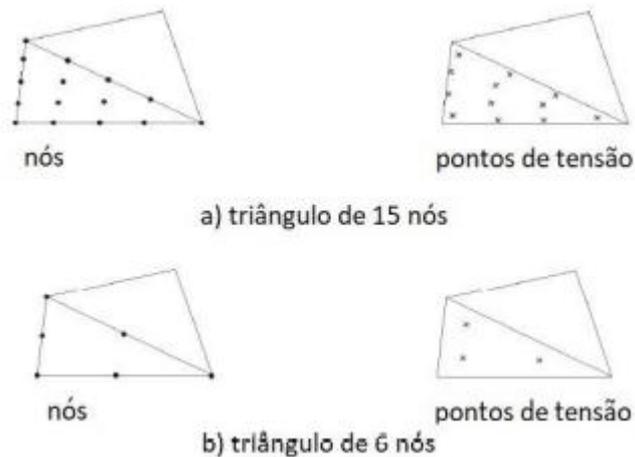
**Figura A5-1 – Exemplo de um problema de plano de deformações (a) e Axissimétrica (b)**

Fonte: Adaptado do Manual Plaxis 8.6

O programa divide-se em 4 procedimentos de cálculo, “*Input*”, “*Calculation*”, “*Output*” e “*Curves*”:

1- **Na entrada de dados (input)**, introduz-se os dados do problema, sendo em geral: Geometria, disposição dos elementos, propriedades dos materiais, modelo de comportamento do solo e as condições de fronteira.

A malha de elementos finitos é gerada automaticamente, com elementos triangulares isoparamétricos de seis ou quinze nós (O elemento triangular de quinze nós apresenta resultados mais refinados na análise). A malha pode ser refinada globalmente ou em locais específicos a serem definidos.



**Figura A5-2 – Posição dos nós e pontos de tensão nos elementos do solo**

Fonte: Adaptado do Manual Plaxis 8.6

Além dos elementos do solo o presente trabalho emprega os elementos *plate* para simular o comportamento das estacas e elementos *geogrid* para simular o comportamento das geogrelhas.

Os elementos *plates* são objectos estruturais utilizados para modelar estruturas esbeltas no solo com uma importante rigidez a flexão (EI) e rigidez axial (EA).

Os elementos *Geogrids* são estruturas esbeltas com rigidez axial (EA) mas sem nenhuma rigidez a flexão. Estes suportam apenas tensões de tracção.

2- **Na fase de cálculo (calculation)** define-se e inicia-se o cálculo. As análises podem ser: cálculo Plástico (*Plastic*), análise de consolidação (*Consolidation*), análise do factor de segurança através da redução c-phi (*Phi-c Reduction*) ou análise dinâmica (*Dynamic Analysis*).

Nesta fase habilita a ativação de uma dada carga num determinado tempo, a simulação de um estágio de carregamento ou descarregamento (construção de aterros ou escavações), a inserção de um período de consolidação, o cálculo de um factor de segurança e a ativação de uma carga dinâmica em qualquer etapa do processo.

3- **Na fase de saída de dados (output)**, Apresenta-se os seguintes resultados: deslocamentos nos nós, tensões nos pontos de tensões e esforços nos elementos estruturais (momentos flectores, esforços axiais e de cisalhamento).

4- **O subprograma curves** é a fase de saída dos resultados em forma gráfica ou em tabelas, de pontos pré-definidos na malha de elementos finitos. As saídas gráficas podem ser do tipo: curvas de carga em função do deslocamento, tensões função das deformações, poropressões ao longo do tempo, entre outros tipos.

#### **4.2.1. Condições de fronteira**

No caso de uma análise de deformação estática, as condições de fronteira são introduzidas nos limites do modelo, esses limites podem ser completamente livres ou fixos em uma ou duas direcções. Particularmente, os limites verticais de uma malha são frequentemente limites não físicos (sintéticos), escolhidos de modo a não influenciar o comportamento de deformação do problema, em outras palavras, os limites estão distantes (BRINKGREVE et al., 2018e).

#### **Restrições Padrão (Standard Fixities)**

É a forma mais rápida e simples de se aplicar as condições de fronteira no PLAXIS. Ao escolher essa opção, o usuário automaticamente impõe algumas condições às fronteiras da modelagem, são elas:

- i) Linhas verticais que delimitam as camadas de solo, à direita e à esquerda, recebem uma restrição horizontal ( $u_x = 0$ );
- ii) Linhas horizontais que delimitam a superfície inferior da camada de solo mais profunda, recebem restrição completa ( $u_x = u_y = 0$ );
- iii) Plates que se estendem até ao bordo do modelo geométrico (fronteiras da modelagem) tem a rotação restringida ( $\phi_z = 0$ ) no ponto onde tocam o bordo se houver ao menos uma das direcções restringidas neste ponto.

#### **4.2.2. Modelos Constitutivos**

A qualidade de uma simulação numérica está directamente relacionada à escolha do modelo constitutivo adoptado para a representação dos materiais envolvidos. Por isso é importante adopção correcta do modelo constitutivo que melhor represente as condições

reais dos solos a serem modelados no PLAXIS. Porém a adoção de um modelo constitutivo para a realização das simulações no PLAXIS conduz a adoção de diferentes parâmetros geotécnicos.

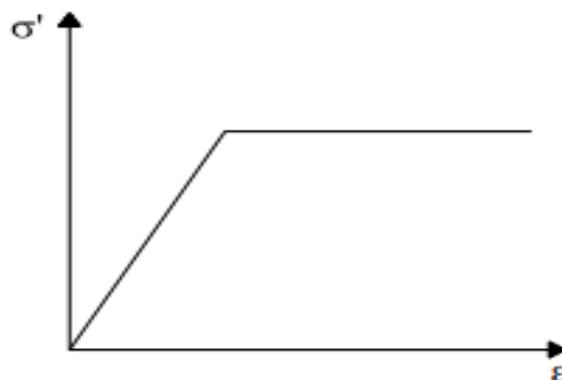
O software PLAXIS 2D dispõe de seis modelos constitutivos para o solo na versão utilizada (8.6), sendo eles: Linear Elástico (*Linear Elastic*), Elasto-perfeitamente plástico (*Mohr Coulomb*), Elasto-plástico hiperbólico (*Hardening Soil*), Consolidação (*Soft Soil e Soft Soil Creep*) e Anisotrópico elasto-plástico (*Jointed Rock*).

A seguir é apresentado um comentário sobre os modelos aplicados no presente trabalho: "Mohr-Coulomb" e "Soft Soil".

#### 4.2.2.1. Modelo Mohr Coulomb (Perfect Plasticity)

O modelo Mohr-Coulomb é assim designado pois assume que o material comporta-se como linear elástico até atingir a rotura, não havendo a ocorrência de endurecimento devido ao fluxo plástico, ou seja, a superfície de plastificação é fixa. Este modelo é usado como a primeira aproximação do comportamento do solo em geral. O modelo envolve cinco parâmetros, nomeadamente o módulo de Young ( $E$ ) e coeficiente de Poisson ( $\nu$ ), a coesão ( $c$ ), O ângulo de atrito ( $\varphi$ ), e a dilatancia ( $\psi$ ).

É um modelo elástico perfeitamente plástico, utilizado para representar rotura por cisalhamento de solos. A figura representa a relação tensão-deformação para o modelo Mohr-Coulomb, onde o material apresenta comportamento linear elástico até atingir uma determinada tensão do escoamento, que mantém constante para acréscimo de deformações plásticas.



**Figura A5-3 – Relação tensão – deformação para o modelo Mohr-Coulomb**

Fonte: Manual Plaxis 8.6

Os dois parâmetros plásticos que aparecem nas funções são o ângulo de atrito  $\phi$  e a coesão  $c$ .

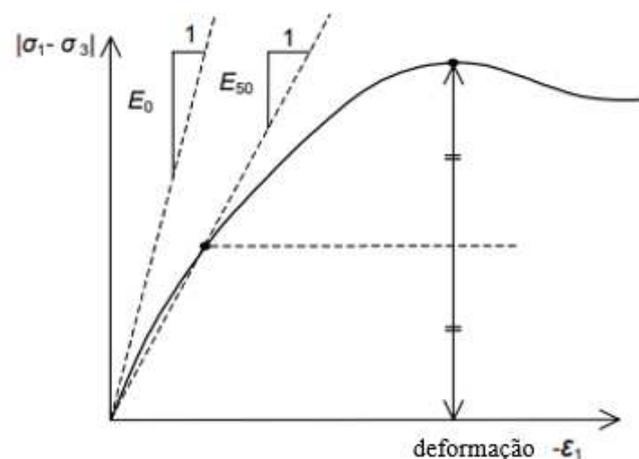
## Parâmetros Básicos do modelo de Mohr-Coulomb

- **Módulo de Young (E)**

Em mecânica dos solos a inclinação inicial é geralmente indicada como  $E_0$  e módulo secante á 50% da resistência é indicado por  $E_{50}$ , figura A5-4. Para Argilas altamente sobre-consolidadas e algumas rochas com uma grande extensão elástica linear, é realístico usar  $E_0$ . Embora para areia e argilas normalmente consolidadas sujeitas a carregamento é mais apropriado usar  $E_{50}$ .

Para solos, o  $E_0$  e  $E_{50}$  tendem a aumentar com a pressão de confinamento. Portanto camadas de solo profundas tendem a ter uma grande rigidez em comparação as camadas superficiais.

Em solos a rigidez depende significativamente do nível de tensão, o que significa que a rigidez geralmente aumenta com a profundidade.



**Figura A5-4- Definição do  $E_0$  e  $E_{50}$  para resultados de ensaio triaxial drenado padrão.**

Fonte: Adaptado do Manual Plaxis 8.6

- **Coesão**

Para areia ( $c=0$ ) de modo a evitar complicações, para usuários do plaxis não experientes é recomendado a introduzir pelo menos valor menor (usar  $c > 0.2\text{Kpa}$ ), pois algumas opções não iram actuar conforme.

- **Ângulo de atrito**

Introduzido em graus. Maiores ângulos de atrito, as vezes obtidos em areias densas, irá aumentar substancialmente o esforço plástico computacional. O tempo de cálculo aumenta mais ou menos exponencialmente com a ângulo de atrito. Portanto, valores maiores devem ser evitados quando realiza-se cálculos preliminares, de um projecto particular.

- **Ângulo de dilâncancia**

Introduzido em graus, para solos argilosos ( $\Psi \approx 0$ ).

Para areias  $\Psi \approx \phi - 30^\circ$  (A5-1)

#### **4.2.2.2. Modelo *Soft Soil model***

O modelo *Soft Soil* é um modelo do tipo *Cam-Clay* utilizado para solos moles, como argilas normalmente adensadas e turfas e apresenta um melhor desempenho em análises de compressão primária.

No modelo *Soft Soil* assume uma relação logarítmica entre a deformação volumétrica,  $\varepsilon_v$ , e a tensão média efetiva,  $p'$ , formulada pela Eq. (A5-2) para um carregamento primário.

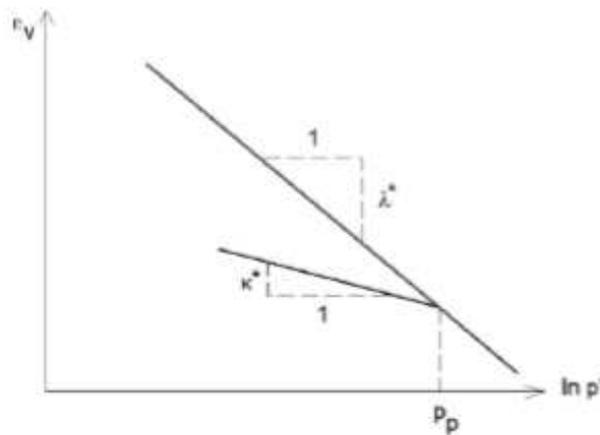
$$\varepsilon_v - \varepsilon_v^o = -\lambda^* \ln\left(\frac{p'}{p^o}\right) \quad (\text{Compressão virgem}) \quad (\text{A5-2})$$

Para manter a validade da expressão anterior é necessário estipular o valor unitário como valor mínimo permitido para o parâmetro corresponde ao índice de compressão modificado ( $\lambda^*$ ) que estabelece a compressibilidade do material durante o carregamento primário.

Durante o descarregamento do solo após o primeiro carregamento e posteriormente recarregamento, o solo caracteriza-se por uma menor deformabilidade, uma vez que não ocorre o desarranjo das partículas durante a descarga. Com isto, o corpo tem uma rigidez diferente e a linha de descarga-recarga pode ser formulada pela Equação (A5-2) em termos do índice de expansão modificado.

$$\varepsilon_v - \varepsilon_v^o = -k * \ln\left(\frac{p'}{p^o}\right) \quad (\text{A5-2})$$

As expressões introduzidas podem ser apresentadas graficamente através do Gráfico 7.



**Gráfico A5-5 – Relação logarítmica entre a tensão média normal e a deformação volumétrica**

Fonte: Adaptado do Manual Plaxis 8.6

O parâmetro  $\kappa^*$  determina a compressibilidade do material durante a descarga e posterior recarga. A resposta do solo durante um ciclo de descarga-recarga é assumida como elástica, isto é, é interior à superfície limite dos estados referida, tal como mostra-se pelo expoente  $e$ , utilizado na Equação (A5-2). O comportamento elástico é descrito pela lei de Hooke.

Os parâmetros utilizados no modelo *Soft Soil* são:

- o índice de compressão modificado,  $\lambda^*$  ;
- o índice de expansão modificado,  $\kappa^*$ ;

e os parâmetros de rotura do modelo Mohr-Coloumb:

- Ângulo de atrito interno,  $\phi$ ;
- Dilatância,  $\psi$ ;
- Coesão,  $c$ .

- **Ângulo de atrito**

Representa o aumento da resistência ao cisalhamento em função do o nível de tensões efectivas. Especificado em graus.

- **Ângulo de dilatação**

Para materiais que podem ser descritos como modelo *soft soil*, a dilatação normalmente é ignorada. Por definição padronizada o ângulo de dilatação é considerado igual a zero.