

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE JUIZ DE FORA  
FACULDADE ENGENHARIA  
PROGRAMA DE PÓS GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

**Gustavo Britto de Carvalho**

**Análise paramétrica de uma cortina ancorada hipotética por meio dos métodos de elementos finitos e de equilíbrio limite**

Juiz de Fora  
2024

**Gustavo Britto de Carvalho**

**Análise paramétrica de uma cortina ancorada hipotética por meio dos métodos de elementos finitos e de equilíbrio limite**

Dissertação apresentada ao Programa de pós-graduação em engenharia civil da Universidade Federal de Juiz de Fora como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil. Área de concentração: Estruturas e Materiais.

Orientador: Prof. Dsc. Mário Vicente Riccio Filho

Juiz de Fora  
2024

Ficha catalográfica elaborada através do programa de geração automática da Biblioteca Universitária da UFJF, com os dados fornecidos pelo(a) autor(a)

Britto de Carvalho, Gustavo.

Análise paramétrica de uma cortina ancorada hipotética por meio dos métodos de elementos finitos e de equilíbrio limite / Gustavo Britto de Carvalho. -- 2024.

168 p.

Orientador: Mário Vicente Riccio Filho

Dissertação (mestrado acadêmico) - Universidade Federal de Juiz de Fora, Faculdade de Engenharia. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, 2024.

1. Cortinas atirantadas em solo. 2. Método dos Elementos Finitos. 3. Método do Equilíbrio Limite. 4. Geotecnia. 5. Estabilização de solos. I. Riccio Filho, Mário Vicente, orient. II. Título.

# PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL (PEC)

**GUSTAVO BRITTO DE CARVALHO**

**Título:** *"Análise paramétrica de uma cortina ancorada hipotética por meio dos métodos de elementos finitos e de equilíbrio limite"*

Dissertação  
apresentada ao  
Programa de Pós -  
Graduação em  
Engenharia Civil  
da Universidade  
Federal de Juiz de  
Fora como requisito  
parcial à obtenção do  
título de Mestre em  
Engenharia Civil.  
Área de  
concentração:  
Estruturas e  
Materiais.

Aprovada em 14/08/2024.

## BANCA EXAMINADORA

*Prof(a) Dr(a) / Dr(a) . Mario Vicente Riccio Filho - Orientador*  
Universidade Federal de Juiz de Fora

*Prof(a) Dr(a) / Dr(a) . Geraldo Luciano de Oliveira Marques - Membro titular interno*  
Universidade Federal de Juiz de Fora

*Prof(a) Dr(a) / Dr(a) . Marcio Marangon - Membro titular interno*

Universidade Federal de Juiz de Fora

*Prof(a) Dr(a) / Dr(a) .Rafael Cerqueira Silva - Membro titular externo*

Universidade de Brasília - UNB

Juiz de Fora, 05/08/2024.



Documento assinado eletronicamente por **Marcio Marangon, Professor(a)**, em 16/08/2024, às 19:36, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no § 3º do art. 4º do [Decreto nº 10.543, de 13 de novembro de 2020](#).



Documento assinado eletronicamente por **Mario Vicente Riccio Filho, Professor(a)**, em 20/08/2024, às 12:10, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no § 3º do art. 4º do [Decreto nº 10.543, de 13 de novembro de 2020](#).



Documento assinado eletronicamente por **Geraldo Luciano de Oliveira Marques, Professor(a)**, em 20/08/2024, às 14:57, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no § 3º do art. 4º do [Decreto nº 10.543, de 13 de novembro de 2020](#).



Documento assinado eletronicamente por **Rafael Cerqueira Silva, Usuário Externo**, em 24/08/2024, às 14:03, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no § 3º do art. 4º do [Decreto nº 10.543, de 13 de novembro de 2020](#).



A autenticidade deste documento pode ser conferida no Portal do SEI-Ufjf ([www2.ufjf.br/SEI](http://www2.ufjf.br/SEI)) através do ícone Conferência de Documentos, informando o código verificador **1903387** e o código CRC **2EE399A5**.

## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço a Deus, pela minha vida e por me conceder saúde para realização deste trabalho.

Agradeço aos meus pais, Maria Augusta, André Luiz e ao meu padrasto José Nilson, pelo carinho, dedicação, paciência, educação, companheirismo e amor.

Às minhas avós, Maria Augusta e Edinair.

À minha madrinha Maria Emília e ao meu tio Marco, por todo apoio, carinho, amparo e amor.

Às minhas tias, Vera Maria, Regina Lúcia, Raquel Maria e ao meu finado tio Gastão Eduardo por todo carinho, amizade e amor.

Aos meus irmãos, Leonardo e Júlia, pela cumplicidade, amizade e apoio.

Ao meu tio Romeu pelos ensinamentos, amizade e carinho.

À minha namorada Rafaela, pelo companheirismo e afeto.

A instituição de ensino, Universidade Federal de Juiz de Fora, pelo ensino público de excelência

que foi me proporcionado nesses últimos anos.

Ao professor, Mário Vicente Riccio Filho, por aceitar ser meu orientador, pela paciência e ensinamentos para o desenvolvimento desta pesquisa.

A todos funcionários da Universidade Federal de Juiz de Fora, que de alguma maneira me auxiliaram nessa jornada.

Agradeço a Universidade Federal de Juiz de Fora pela bolsa de estudos que me foi concedido.

“Tudo vale a pena quando a alma não é pequena.”

Fernando Pessoa

## RESUMO

A crescente demanda por otimização do espaço urbano, aliada à necessidade de utilização de áreas com desníveis topográficos acentuados, tem intensificado a busca por soluções de engenharia que permitam escavações cada vez mais profundas. Essa realidade impõe desafios significativos aos engenheiros geotécnicos, que precisam equilibrar os esforços horizontais consideráveis com a manutenção de deslocamentos mínimos tanto do solo quanto das estruturas circundantes. Dentre as diversas alternativas técnicas disponíveis, as cortinas atirantadas emergem frequentemente como a solução mais eficaz para enfrentar essa problemática. Esta dissertação tem como objetivo central investigar o comportamento de cortinas atirantadas em solos, por meio de uma análise rigorosa que incorpora uma revisão abrangente dos principais métodos utilizados para avaliar a estabilidade dessas estruturas. A investigação foi conduzida utilizando o método dos elementos finitos, implementado no *software* Plaxis versão 8.2, que permitiu uma comparação detalhada dos valores do fator de segurança obtidos por meio do método de equilíbrio limite. Esse estudo comparativo é essencial para avaliar a precisão e as limitações de cada abordagem na modelagem do comportamento de cortinas atirantadas. Adicionalmente, foram conduzidos estudos paramétricos para explorar a influência de diferentes parâmetros de projeto, como o ângulo de inclinação dos tirantes, os recalques do embutimento com variações no módulo de elasticidade do solo subjacente, a coesão e o ângulo de atrito do solo, as sobrecargas aplicadas, o ângulo de dilatância, e o nível do lençol freático. Esses parâmetros são cruciais na determinação do desempenho das cortinas atirantadas, especialmente em termos dos esforços de tração máxima nos tirantes, que são indicadores chave da estabilidade e segurança da estrutura. O presente estudo também aborda uma comparação entre os resultados obtidos pelo método dos elementos finitos e o método do equilíbrio limite, utilizando o *software* Slide como ferramenta de análise. A comparação dessas simulações numéricas é fundamental para discutir a robustez dos resultados obtidos e identificar as possíveis limitações inerentes ao método do equilíbrio limite, particularmente em cenários complexos onde os parâmetros de solo e as condições de contorno desempenham um papel determinante na resposta estrutural.

Palavras-chaves: cortinas atirantadas em solo; tirantes; modelagem numérica; plaxis; geotecnia.



## **ABSTRACT**

The growing demand for optimization of urban space, combined with the need to use areas with steep topographical differences, has intensified the search for engineering solutions that allow increasingly deeper excavations. This reality imposes significant challenges on geotechnical engineers, who need to balance considerable horizontal efforts with maintaining minimum displacements of both the soil and surrounding structures. Among the various technical alternatives available, chain-link curtains often emerge as the most effective solution to face this problem. This dissertation's central objective is to investigate the behavior of cable-stayed curtains in soils, through a rigorous analysis that incorporates a comprehensive review of the main methods used to evaluate the stability of these structures. The investigation was conducted using the finite element method, implemented in the Plaxis software version 8.2, which allowed a detailed comparison of the safety factor values obtained through the limit equilibrium method. This comparative study is essential to evaluate the accuracy and limitations of each approach in modeling the behavior of cable-stayed curtains. Additionally, parametric studies were conducted to explore the influence of different design parameters, such as the angle of inclination of the ties, the settlements of the embedment with variations in the modulus of elasticity of the underlying soil, the cohesion and the angle of friction of the soil, the overloads applied, the dilatancy angle, and the water table level. These parameters are crucial in determining the performance of cable-stayed curtains, especially in terms of the maximum tensile stresses in the ties, which are key indicators of the stability and safety of the structure. The present study also addresses a comparison between the results obtained by the finite element method and the limit equilibrium method, using the Slide software as an analysis tool. The comparison of these numerical simulations is essential to discuss the robustness of the results obtained and identify the possible limitations inherent to the limit equilibrium method, particularly in complex scenarios where soil parameters and boundary conditions play a determining role in the structural response.

**Keywords:** tied-back walls in soil; anchors; numerical modeling; plaxis; geotechnics.

## LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 – Cortina Atirantada.....	25
Figura 2 - Detalhe da cabeça do tirante .....	26
Figura 3- Elementos de uma cortina atirantada .....	27
Figura 4 - Ensaio de Recebimento.....	30
Figura 5 - Ensaio de fluência.....	30
Figura 6 – Envoltórias aparentes de tensões – Terzaghi e Peck -1º Edição.....	31
Figura 7 - Diagrama do empuxo aparente – Tschebotariof (1951) .....	32
Figura 8 - Diagrama do empuxo aparente – Terzaghi e Peck – 2º Edição.....	32
Figura 9 - Mecanismo da evolução do Arqueamento dentro da massa de solo.....	34
Figura 10 - Mecanismo de Arqueamento na região ativa para escavações escoradas .....	34
Figura 11 - Estados de ruptura de uma cortina atirantada .....	36
Figura 12 - Ruptura em cunha e generalizada .....	38
Figura 13 - Modos potenciais de falha em cortinas atirantadas .....	38
Figura 14 - Etapas construtivas para o método descendente .....	41
Figura 15 - Execução de uma cortina atirantada em nichos .....	41
Figura 16 - Protensão de tirantes em cordoalhas .....	42
Figura 17 - Gráfico dos ensaios de qualificação dos tirantes .....	43
Figura 18 - Gráfico de extrapolação Chin Kondner .....	46
Figura 19 - Método de extrapolação proposto por Van der Veen (1953).....	48
Figura 20 - Causas de problemas em 28 obras de contenções.....	54
Figura 21 - Tirante CFRP .....	56
Figura 22 - Principais hipóteses adotados pelo Método do Equilíbrio Limite .....	57
Figura 23 - Divisão de uma superfície pelo Método das Fatias .....	59
Figura 24 - Equações de Equilíbrio Limite .....	59
Figura 25 - Forças atuantes em uma fatia segundo o Método de Fellenius.....	60
Figura 26 - Forças atuantes em uma fatia pelo Método de Bishop .....	61
Figura 27 - Esforços atuantes em uma fatia qualquer n .....	62
Figura 28 - Gráficos de acordo com função de distribuição da inclinação da resultante da força entre fatias.....	63
Figura 29 - Forças atuantes em uma fatia pelo método de Spencer .....	64
Figura 30 - Estrutura mista de contenção .....	68
Figura 31 - Geometria padrão da cortina atirantada no <i>software slide</i> .....	70

Figura 32 – Seção em corte na cortina atirantada hipotética .....	70
Figura 33 - Região de pontos para a superfície de ruptura .....	73
Figura 34 - Cortina atirantada hipotética modelada no Plaxis .....	78
Figura 35 - Configurações gerais .....	79
Figura 36 - Modelos de análises: (I) deformação plana e (II) axssimetria .....	80
Figura 37 - Modelos de elementos: (I) triangular de 6 nós e (II) triangular de 15 nós .....	80
Figura 38 - Aplicações de <i>Plates</i> em estruturas apoiadas, ancoradas e túneis .....	82
Figura 39 - Interação sem elementos de interface .....	84
Figura 40 - Interação com elementos de interface.....	84
Figura 41 – Visualização em cores dos deslocamentos na ruptura de uma estrutura.....	86
Figura 42 - Propriedades e parâmetros do solo inseridos no Plaxis .....	88
Figura 43 - Propriedades inseridas para a Parede da cortina ( <i>plate</i> ) no Plaxis .....	88
Figura 44 - Propriedades inseridas para a Fundação ( <i>Plate</i> ) no Plaxis .....	89
Figura 45 - Propriedades inseridas para o Trecho Livre ( <i>Anchors</i> ) no Plaxis.....	89
Figura 46 - Propriedades inseridas para o Trecho Ancorado ( <i>Geogrid</i> ) no Plaxis .....	89
Figura 47 - Malha de elementos finitos gerado pelo Plaxis .....	90
Figura 48 - Poropressões iniciais da cortina.....	91
Figura 49 – Primeira Escavação .....	93
Figura 50 - Primeira Parede.....	93
Figura 51 – Primeiro Tirante .....	93
Figura 52 - Primeira aplicação de carga .....	94
Figura 53 - Etapas de cálculo elaboradas para a estrutura padrão na plataforma <i>Calculation</i> .....	95
Figura 54 - Deslocamentos totais da estrutura apresentada na interface output.....	95
Figura 55 - Deslocamentos horizontais da estrutura apresentada na interface <i>outuput</i> .....	96
Figura 56 - Deslocamentos verticias da estrutura apresentada na interface <i>output</i> .....	96
Figura 57 - Coesão <i>versus</i> fator de segurança .....	97
Figura 58 - Ângulo de atrito <i>versus</i> fator de segurança.....	98
Figura 59 - Região de alteração do Módulo de Elasticidade do solo .....	99
Figura 60 - Malha de elementos finitos com solo alterado na fundação .....	100
Figura 61 - Módulo de Elasticidade do Solo <i>versus</i> Recalque $\delta v$ .....	101
Figura 62 - Módulo de Elasticidade do solo <i>versus</i> deslocamento horizontal no topo da parede .....	102
Figura 63 - Módulo de Elasticidade do solo <i>versus</i> Fator de Segurança.....	103

Figura 64 - Módulo de Elasticidade do solo versus somatório de tração máxima nos tirantes .....	104
Figura 65 - Ângulo de inclinação dos tirantes versus fator de segurança.....	106
Figura 66 - Ângulo de inclinação dos tirantes <i>versus</i> somatório de tração máxima nos tirantes .....	107
Figura 67 - Ângulo de dilatância <i>versus</i> fator de segurança.....	108
Figura 68 - Ângulo de dilatância <i>versus</i> somatório de tração máxima nos tirantes .....	109
Figura 69 - Sobrecarga <i>versus</i> fator de segurança .....	110
Figura 70 - Nível da água <i>versus</i> fator de segurança.....	111
Figura 71 - Nível da água <i>versus</i> somatório de tração máxima nos tirantes .....	113
Figura 72 - Localização dos pontos analisados .....	116
Figura 73 - Seção transversal com dados da ancoragem 22 .....	117
Figura 74 - Estrutura do artigo no Plaxis.....	118
Figura 75 - Deslocamentos horizontais medidos na parede da cortina .....	119
Figura 76 - Deslocamentos totais .....	120
Figura 77 - Deslocamentos horizontais .....	120
Figura 78 - Deslocamentos verticais .....	121

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Resistência média ao cisalhamento de bulbos injetados.....	28
Tabela 2 - Coeficiente de Ancoragem (kf) .....	35
Tabela 3 - Estágio de cargas para tirantes .....	42
Tabela 4 - Estágios de cargas para ensaios de recebimento para tirantes permanentes e provisórios .....	45
Tabela 5 - Níveis de confiabilidade dos resultados de carga extrapolada pelos métodos de Van der Veen alterado por Aoki (1976).....	49
Tabela 6 - Ensaios de investigação de campo <i>in situ</i> .....	50
Tabela 7 - Correlações para estimativas de parâmetros dos solos.....	52
Tabela 8 - Fator $\alpha_{TG}$ de correlação de Teixeira e Godoy (1996).....	52
Tabela 9 - Fator $K_{TG}$ de correlação de Teixeira e Godoy (1996).....	52
Tabela 10 - Peso específico da areia de acordo com sua consistência, proposto por Godoy (1972) .....	53
Tabela 11 - Peso específico da argila de acordo com sua consistência, proposto por Godoy (1972) .....	53
Tabela 12 - Parâmetros geotécnicos do solo .....	71
Tabela 13 - Propriedades dos Tirantes inseridas no Slide .....	71
Tabela 14 - Parâmetros da cortina atirantada .....	74
Tabela 15 - Comprimento de cada trecho dos tirantes .....	76
Tabela 16 - Propriedades do Embutimento .....	77
Tabela 17 - Fator de segurança obtidos para modelagem com e sem interface na parede da estrutura .....	79
Tabela 18 – Valores obtidos nas análises para tração máxima em cada tirante variando o módulo de elasticidade do solo na base da fundação .....	105
Tabela 19 - Valores obtidos nas análises para tração máxima em cada tirante variando a inclinação.....	108
Tabela 20 - Valores obtidos nas análises para tração máxima em cada tirante variando o ângulo de dilatância .....	110
Tabela 21 - Valores obtidos nas análises para tração máxima em cada tirante variando o nível da água.....	113
Tabela 22 - Nível da água <i>versus</i> deslocamentos horizontais totais.....	114
Tabela 23 - Parâmetros geotécnicos utilizados na estrutura do artigo .....	118

Tabela 24 - Valor obtido na análise de tração máxima .....	120
Tabela 25 - Resumo com os deslocamentos e o fator de segurança.....	121

## LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS
MPa	Megapascal
MEL	Método do Equilíbrio Limite
MEF	Método dos Elementos Finitos
kPa	Kilopascal
kN	Kilonewton
H	Altura da estrutura
M	Parâmetro redutor nas análises de MEF
$e$	Espessura da cortina
Eeq	Módulo de Elasticidade
A	Área
I	Momento de inércia da seção transversal da cortina
EA	Rigidez axial
EI	Rigidez à flexão
DHP	Dreno Sub-horizontal Profundo
GSHP	<i>Ground Source Heat Pump</i>

## LISTA DE SÍMBOLOS

$\Phi$	Ângulo de atrito interno do solo
$\Phi'$	Ângulo de atrito efetivo
$\delta'$	Ângulo de atrito solo – estrutura
$\gamma_{nat}$	Peso específico natural
C	Coesão
C'	Coesão Efetiva
$\nu$	Coefficiente de Poisson
$\theta$	Inclinação do tirante
T	Resistência do tirante à tração [kN];
$\sigma_z'$	Tensão efetiva no ponto médio da ancoragem [kPa]
U	Perímetro médio da seção transversal da ancoragem [m];
Lb	Comprimento do trecho ancorado [m];
kf	Coefficiente de ancoragem
$\alpha$	Coefficiente redutor ao cisalhamento;
Su	Resistência ao cisalhamento não drenado do solo argiloso [kPa].
p	Recalque da fundação;
E	Módulo de elasticidade do solo;
$\nu$	Coefficiente de Poisson;
I	Coefficiente da forma da superfície carregada;
$K_0$	Coefficiente de empuxo
$\sigma_o$	Pressão uniformemente distribuída;
B	Largura ou diâmetro da área carregada.
$\delta_v$	Recalque vertical
$\delta_h$	Deslocamento horizontal
$\tau$	Tensão de cisalhamento
$C_i$	Coesão de interface
$\delta_i$	Ângulo de atrito da interface
$\psi_{solo}$	Ângulo de dilatância do solo
$\psi_i$	Ângulo de dilatância das interfaces
qs	Resistência ao arrancamento
Farr	Força de arrancamento



$\sigma_n$	Pressão normal atuante ao longo da superfície de ruptura
$\mu$	Pressão neutra
$f(x)$	Função arbitrária
$\lambda$	Parâmetro escalar

## SUMÁRIO

<b>1 INTRODUÇÃO .....</b>	<b>21</b>
1.1 OBJETIVOS .....	22
1.2 OBJETIVOS SECUNDÁRIOS .....	22
1.3 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO .....	23
<b>2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....</b>	<b>24</b>
2.1 CORTINAS ATIRANTADAS .....	24
<b>2.1.1 Cabeça de ancoragem.....</b>	<b>25</b>
<b>2.1.2 Trecho Livre.....</b>	<b>26</b>
<b>2.1.3 Trecho Ancorado .....</b>	<b>27</b>
2.2 PROTENSÃO DE ANCORAGEM .....	29
2.3 ENVOLTÓRIAS APARENTE DE TENSÕES .....	30
2.4 ARQUEAMENTO .....	32
2.5 DIMENSIONAMENTO DA CAPACIDADE DE CARGA DOS TIRANTES .....	34
<b>2.5.1 Ensaio de protensão.....</b>	<b>36</b>
2.6 MODOS DE RUPTURA.....	36
2.7 PROCESSO EXECUTIVO .....	39
<b>2.7.1 Métodos Executivos .....</b>	<b>40</b>
<b>2.7.1.1 Método descendente .....</b>	<b>40</b>
<b>2.7.1.2 Método ascendente .....</b>	<b>41</b>
<b>2.7.4 Ensaio de protensão.....</b>	<b>41</b>
<b>2.7.5 Ensaio de qualificação .....</b>	<b>42</b>
<b>2.7.6 Ensaio de recebimento.....</b>	<b>44</b>
<b>2.7.7 Extrapolação da curva carga-deslocamento .....</b>	<b>45</b>
<b>2.7.8 Investigações geotécnicas para obras de contenções .....</b>	<b>49</b>
<b>2.7.9 Parâmetros de projeto derivados por meio de correlações com o ensaio SPT .....</b>	<b>51</b>
<b>2.7.10 Avanços Tecnológicos nas Aplicações de Tirantes e Ancoragens .....</b>	<b>54</b>
2. 8 MÉTODOS DE CÁLCULO.....	56
<b>2.8.1 Método Clássico .....</b>	<b>57</b>
<b>2.8.2 Método das Fatias.....</b>	<b>58</b>

<b>2.8.3 Método de Fellenius (1936)</b> .....	<b>59</b>
<b>2.8.4 Método de Bishop (1955)</b> .....	<b>60</b>
<b>2.8.5 Método de Morgenstern – Price (1965)</b> .....	<b>61</b>
<b>2.8.6 Método Spencer (1967)</b> .....	<b>63</b>
<b>2.8.7 Análise de cortinas atirantadas pelo Método dos Elementos Finitos – MEF</b> .....	<b>64</b>
2.9 PERSPECTIVAS DA MODELAGEM DE CORTINAS ATIRANTADAS .....	65
2.9.1 Modelagem com o <i>Software</i> Plaxis 2d .....	65
2.10 EXEMPLOS DE OUTRAS TÉCNICAS DE ESTABILIZAÇÃO DE TALUDES .....	67
<b>2.10.1 Cortina ancorada versus Solo grampeado</b> .....	<b>67</b>
<b>3 MATERIAIS E MÉTODOS</b> .....	<b>69</b>
3.1 MODELAGEM PELO MÉTODO DO EQUILÍBRIO LIMITE – MEL .....	69
3.1.1 Geometria .....	69
3.1.2 Parâmetros geotécnicos do solo.....	71
3.1.3 Parâmetros considerados para os tirantes .....	71
3.1.4 Configuração da pesquisa das superfícies de ruptura.....	72
3.2 PARÂMETROS DA CORTINA ATIRANTADA PARA A MODELAGEM PELO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS .....	73
3.2.1 Dimensionamento do tirante.....	74
3.2.2 Dimensionamento da fundação dos painéis da cortina atirantada.....	76
<b>3.3 UTILIZAÇÃO DE MODELAGEM NUMÉRICA POR MEIO DO SOFTWARE PLAXIS 2D, INCORPORANDO O ELEMENTO "GEOGRID"</b> .....	<b>77</b>
3.3.1 <i>Input</i> .....	79
3.3.2 Geometria, propriedades dos materiais e condições de contorno.....	80
3.3.2 Configuração inicial do problema e geração da rede de elementos finitos .....	84
3.3.3 Cálculo ( <i>calculation</i> ) .....	85
3.3.4 Modo de saída de dados ( <i>Output</i> ).....	87
3.3.5 Curvas ( <i>Curves</i> ).....	87
3.4 ANÁLISE DA CORTINA ATIRANTADA PELO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS UTILIZANDO O SOFTWARE PLAXIS 2D .....	87
3.4.1 Propriedades inseridas no Plaxis para a elaboração da estrutura.....	88
3.4.2 Geração da malha de elementos finitos no Plaxis .....	90
3.5 CONDIÇÕES INICIAIS .....	90
3.6 INTERFACE <i>CALCULATION</i> .....	92

3.7 INTERFACE <i>OUTPUT</i> E <i>CURVES</i> .....	95
<b>4. RESULTADOS E ANÁLISES .....</b>	<b>97</b>
4.1 ANÁLISE DA VARIAÇÃO DA COESÃO .....	97
4.2 ANÁLISE DA VARIAÇÃO DO ÂNGULO DE ATRITO .....	98
4.3 ANÁLISE DA VARIAÇÃO DO MÓDULO DE ELASTICIDADE DO SOLO NA BASE DA PAREDE.....	99
4.3.1 Módulo de Elasticidade do Solo <i>versus</i> Recalque vertical na fundação .....	100
4.3.2 Módulo de Elasticidade do solo <i>versus</i> Deslocamento horizontal no topo da parede da estrutura .....	101
4.3.3 Módulo de Elasticidade do solo <i>versus</i> Fator de segurança .....	102
4.3.4 Módulo de Elasticidade do solo <i>versus</i> somatório de tração máxima nos tirantes.....	103
4.4 ÂNGULO DE INCLINAÇÃO DOS TIRANTES.....	105
4.4.1 Ângulo de inclinação dos tirantes <i>versus</i> fator de segurança .....	105
4.4.2 Ângulo de inclinação dos tirantes <i>versus</i> somatório de tração máxima nos tirantes.....	106
4.5 ÂNGULO DE DILATÂNCIA .....	108
4.6 SOBRECARGA .....	110
4.7 NÍVEL DA ÁGUA.....	111
4. 8 CONSIDERAÇÕES FINAIS DAS ANÁLISES.....	114
<b>5. VALIDAÇÃO DO MODELO .....</b>	<b>116</b>
5.1 COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS OBTIDOS COM OS RESULTADOS DA INSTRUMENTAÇÃO .....	118
5.2 CONSIDERAÇÕES FINAIS SOBRE A VALIDAÇÃO DO MODELO.....	122
<b>6 CONCLUSÕES.....</b>	<b>123</b>
6.1 QUANTO À COESÃO .....	123
6.2 QUANTO AO ÂNGULO DE ATRITO.....	123
6.3 QUANTO AO MÓDULO DE ELASTICIDADE DO SOLO NA FUNDAÇÃO .....	124
6.4 QUANTO AO ÂNGULO DE INCLINAÇÃO DOS TIRANTES .....	124
6.5 QUANTO AO ÂNGULO DE DILATÂNCIA.....	124
6.6 QUANTO À SOBRECARGA .....	125

6.7 QUANTO AO NÍVEL DA ÁGUA .....	125
6.8 AVALIAÇÃO DOS PROGRAMAS NAS ANÁLISES .....	126
6.9 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS .....	126
<b>REFERÊNCIAS.....</b>	<b>127</b>
<b>APÊNDICE A – Deslocamentos Totais, Verticais e Horizontais no Plaxis .....</b>	<b>134</b>
<b>APÊNDICE B – Estrutura deformada aumentada em 40 vezes variando o módulo de elasticidade do solo na fundação – Plaxis .....</b>	<b>153</b>
<b>APÊNDICE C – Estrutura deformada aumentada em 40 vezes variando a dilatância do solo - Plaxis .....</b>	<b>156</b>
<b>APÊNDICE D – Estrutura deformada aumentada em 40 vezes variando a inclinação dos tirantes – Plaxis.....</b>	<b>158</b>
<b>APÊNDICE E – Estrutura deformada aumentada em 40 vezes variando a sobrecarga – Plaxis .....</b>	<b>160</b>
<b>APÊNDICE F – Estrutura deformada aumentada em 20 vezes variando o nível da água – Plaxis.....</b>	<b>162</b>
<b>APÊNDICE G – Análises no <i>software</i> Slide .....</b>	<b>164</b>

## 1 INTRODUÇÃO

Na engenharia geotécnica, existe um desafio particularmente complexo devido à grande variabilidade dos solos. Muitas vezes, esses solos são considerados problemáticos devido à sua baixa capacidade de suporte, propensão a colapsos, tendência à expansão, entre outros problemas. Em busca constante de otimizar o uso do solo para o desenvolvimento urbano e a utilização de terrenos onde há presença de desníveis topográficos, torna-se necessário a implementação de estruturas de contenção, com o objetivo de conter diferentes tipos de massas de solo, e assim, viabilizar projetos de engenharia.

Conforme Costa Nunes (1978), as pioneiras obras de contenção com emprego de ancoragem em solo tiveram lugar no Brasil em 1957, especificamente no Rio de Janeiro, nas estradas que ligam Rio a Teresópolis e Grajaú à Jacarepaguá. De acordo com o estudo de More (2003), as pioneiras obras que empregaram técnicas de ancoragem em solos foram amplamente implementados no cenário europeu no final dos anos 1950, especificamente na Alemanha, Itália e França. Essa prática representou uma evolução direta da ancoragem em maciços de solos. Naquela época, as ancoragens consistiam em uma única barra de aço inserida em um orifício preenchido com calda de cimento, alcançando, em geral, uma capacidade de carga entre 100 a 200 kN (More, 2003).

O processo de estabilização por meio de ancoragem se fundamenta na introdução de tirantes no solo, seja por cravação ou injeção, os quais são integrados aos paramentos da superfície mediante a aplicação de protensão. O processo de ancoragem é tipicamente conduzido durante a escavação, utilizando ancoragens inseridas no solo, em furos que contêm um componente estrutural capaz de suportar forças de tração (o tirante) e um tubo equipado com válvulas para a injeção controlada de calda de cimento. Isso permite a formação, em uma ou mais fases consecutivas, do bulbo de ancoragem (More, 2003). As cortinas, devido à sua habilidade de assegurar deslocamentos mínimos, podem ser tanto ancoradas quanto apoiadas em outras estruturas (Yassuda e Dias, 1996).

Nesta abordagem, a face da estrutura não possui um papel secundário na contenção. Ela atua em conjunto com o tirante para equilibrar as forças horizontais e os deslocamentos. O projeto da cortina é determinado com base nas propriedades dos tirantes, nas cargas aplicadas e, principalmente, nas considerações construtivas. A escolha da estrutura a ser implementada em um projeto de contenção é influenciada por diversos fatores, como as dimensões e

características do maciço a ser contido, as condições da obra, a susceptibilidade a rupturas ou instabilidades já presentes, e a natureza temporária ou permanente da obra (Silva, 2016).

Diante desse cenário, ao longo do tempo, os métodos de estabilização e retenção de solos têm evoluído, sendo substituídos por abordagens inovadoras e avanços tecnológicos que aprimoram as condições de projeto e execução de obras. Na era da tecnologia, as estruturas podem ser analisadas de forma mais fiel à realidade. A metodologia aplicada com o auxílio do computador elimina a necessidade de simplificações, possibilitando a avaliação de todas as etapas da obra e suas potenciais concepções.

Neste estudo, será apresentada uma análise numérica para examinar como determinados fatores - como a coesão, o ângulo de atrito do solo, o módulo de elasticidade, a inclinação dos tirantes, o ângulo de dilatância, a sobrecarga e o nível da água - impactam o comportamento de tensão e deformação de uma cortina atirantada. Será também utilizado o método do equilíbrio limite para avaliar a estabilidade de modelos de cortina ancorada. O modelo numérico foi validado a partir da modelagem de uma cortina ancorada real e instrumentada.

## 1.1 OBJETIVOS

O objetivo geral desta dissertação é conduzir uma análise paramétrica através da modelagem numérica de uma cortina atirantada hipotética, considerando a influência de variáveis específicas, como a alteração da inclinação, coesão dos solos e o módulo de elasticidade do solo na base da fundação no fator de segurança da estrutura. Busca-se também estudar a influência do recalque, na base da parede de contenção, no valor do fator de segurança e cargas nos tirantes, utilizando os *softwares* Plaxis e Slide.

## 1.2 OBJETIVOS SECUNDÁRIOS

O presente trabalho de mestrado tem como objetivos secundários:

- Conduzir uma análise paramétrica de uma cortina atirantada hipotética por meio de modelagens numéricas bidimensionais utilizando o *Software Plaxis* 2D e também o *software* Slide. Nas análises paramétricas serão verificados os efeitos de variações de parâmetros no fator de segurança da cortina e cargas nos tirantes.

### 1.3 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

A estrutura deste estudo compreende em seis capítulos distintos: Introdução; Revisão bibliográfica sobre Cortinas Atirantadas; Materiais e métodos para a elaboração do trabalho; Análise de Resultados e Discussão; Validação do modelo e Conclusões finais com sugestões para pesquisas futuras. As referências bibliográficas pertinentes estão disponíveis após a conclusão do capítulo seis. Além dos apêndices após as referências.

O primeiro capítulo do trabalho concentra-se em definir o escopo do tema, situando-o no contexto e destacando a relevância da pesquisa. Ela delinea os propósitos do estudo e oferece uma visão geral da organização do trabalho.

No segundo capítulo, é oferecida uma visão abrangente das pesquisas relacionadas a cortinas atirantadas em solos. São abordados os principais elementos da estrutura de contenção, características relevantes para a elaboração do trabalho e o dimensionamento da capacidade de carga dos tirantes.

Na terceira parte, é delineada a metodologia empregada, juntamente com os detalhes e ponderações relativos à criação do modelo digital. Além disso, serão expostos os dados o talude hipotético e suas características, que será utilizado para a análise paramétrica. Demonstrando os métodos para execução das análises.

No quarto capítulo, intitulado "Resultados e análises", é apresentada as análises separadamente de acordo com a variação de cada parâmetro e alguns considerações sobre cada, identificando alguns fatores importantes que cada parâmetro apresenta.

O quinto capítulo apresenta a validação do modelo utilizando o *software* Plaxis para reproduzir uma cortina atirantada real e instrumentada.

A seção seguinte, o sexto capítulo, expõe as conclusões dos resultados adquiridos juntamente com a análise correspondente e são oferecidas sugestões para investigações posteriores.

Para acessar as referências bibliográficas utilizadas na elaboração da pesquisa, é possível consultar o tópico dedicado às referências.

Após as referências, há apêndices com imagens das análises geradas na presente dissertação de mestrado.



## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo, são exploradas os conhecimentos relacionadas à prática de cortinas atirantadas, abordando suas características, levantamento em campo, perspectivas experimentais e modelagem numérica. Além disso, será analisado o desempenho mecânico do solo reforçado por tirantes.

### 2.1 CORTINAS ATIRANTADAS

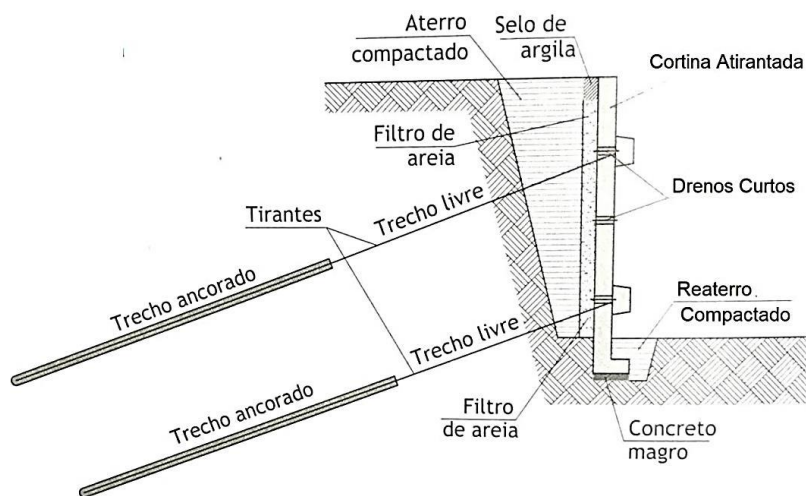
As cortinas atirantadas, também conhecidas como paredes ancoradas, são composições estruturais compreendidas por dois elementos principais. O primeiro é o paramento, que constitui a própria cortina e pode ser composto por placas pré-moldadas, estacas ou até mesmo grelhas de concreto armado (Silva, 2016). Sua finalidade é restringir o maciço de solo ou rocha, absorvendo as cargas a ela aplicadas. O segundo componente é o tirante, composto por barras ou fios, cujo propósito é transmitir os esforços de compressão para o maciço (Silva, 2016).

Diante disso, para conceber um projeto de uma estrutura de contenção em cortina atirantada, é imperativo realizar uma avaliação abrangente da estabilidade, abarcando desde a análise do dimensionamento estrutural do paramento e do tirante, até a verificação da integridade da conexão entre o paramento e o tirante, culminando na avaliação da capacidade de carga do solo.

Conforme More (2003 *apud* SILVA, 2016), a ancoragem consiste essencialmente em um ou mais elementos de aço, devidamente protegidos contra a corrosão (barras, fios ou cordoalhas, comumente referidos como tirantes), os quais são projetados para suportar e transmitir esforços de compressão ao solo. Essa transmissão ocorre por meio da interação com o bulbo, formado pela injeção de calda de cimento sob pressão e ancorado na região estável do maciço.

O bulbo deve ser projetado de modo a evitar rupturas por arrancamento e a prevenir deformações excessivas quando submetido a cargas de longa duração, considerando uma margem de segurança apropriada, conforme ressalta a referência de More (2003). O fator de segurança contra o desprendimento deve atender, no mínimo, a 1,75 para tirantes de caráter permanente e 1,50 para aqueles de natureza temporária, bem como um valor não inferior a 1,50 contra fenômenos de fluência (Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT NBR -5629: 2018), como ilustra a Figura 1.

Figura 1 – Cortina Atirantada



Fonte: Gerscovich *et al.*, (2016).

### 2.1.1 Cabeça de ancoragem

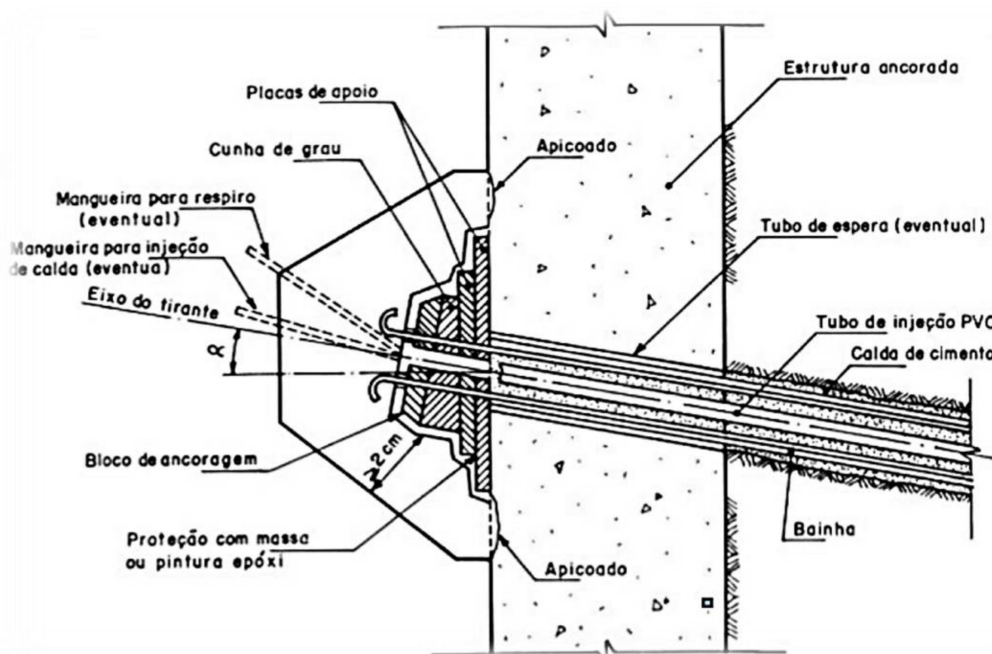
A cabeça do tirante representa um mecanismo de transferência de cargas, sendo composta pelos seguintes elementos: placa de apoio, cunha de inclinação e bloco de ancoragem (Figura 2). A placa de apoio tem por finalidade a distribuição da carga proveniente do tirante e, geralmente, é constituída por chapas metálicas dimensionadas de maneira apropriada para transmitir tensões de compressão aceitáveis sobre a estrutura de contenção (More, 2003).

A cunha de inclinação, conforme More (2003), é um componente utilizado para assegurar o correto alinhamento do tirante em relação à cabeça, sendo usualmente composta por um cilindro ou por chapas de aço paralelas. Em situações em que a carga de trabalho do tirante não é substancial, é comum que a chapa de apoio e a cunha de inclinação constituam uma única peça integrada (More, 2003).

Conforme estabelecido pela norma NBR 5629 (2018), o termo "bloco de ancoragem" refere-se, de forma genérica, às peças responsáveis por fixar o tirante na proximidade da cabeça. As peças podem ser classificadas em três categorias distintas: I) Porcas, empregadas em tirantes com roscas; II) Cunhas, utilizadas em tirantes com múltiplos fios ou cordoalhas; III) Botões, nos quais a extremidade de cada fio é comprimida por um dispositivo hidráulico, a fim de criar um bulbo com um diâmetro maior (ABNT, 2018). Posteriormente, esta porção é fixada a uma peça de aço, a qual possui diversos orifícios de diâmetro praticamente

equivalente ao dos fios. (MORE, 2003). A Figura 2 apresenta uma exposição minuciosa dos componentes que compõem a cabeça do tirante.

Figura 2 - Detalhe da cabeça do tirante



Fonte: ABNT (2018).

É de extrema importância conduzir uma análise do desempenho das cabeças a fim de garantir a compatibilidade estrutural, incluindo a capacidade de carga, o nível de carga aplicado, o método de aplicação de pré-esforço, bem como outros aspectos pertinentes a cada caso específico. De acordo com as considerações mencionadas, a cabeça da ancoragem deve ser capaz de distribuir a tensão proveniente da carga da armadura de acordo com as especificações do projeto da obra de suporte, por meio de componentes definidos no projeto e/ou em ensaios. Um mau funcionamento desse elemento da ancoragem pode comprometer o comportamento de toda a estrutura de suporte (CARVALHO, 2009).

De acordo com Pinelo (1980), as ancoragens podem ser categorizadas em dois grupos distintos, com base na análise geológica, a saber: ancoragens em solos e ancoragens em rochas. A determinação da natureza do maciço é um fator crucial para efetuar a seleção apropriada das ancoragens e garantir a eficácia da selagem.

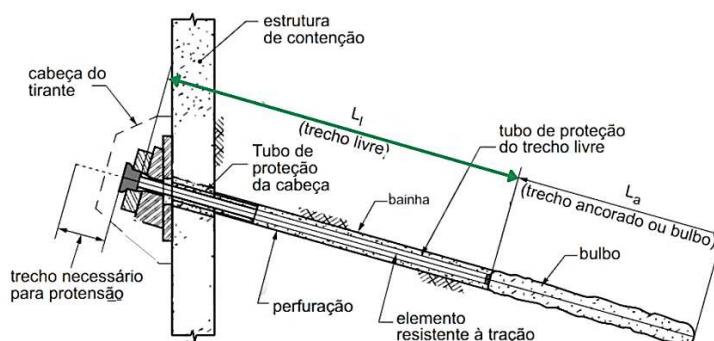
### 2.1.2 Trecho Livre

O comprimento do trecho livre, também referido como comprimento livre, é definido como a extensão que se estende desde a extremidade do tirante, fora do solo, até o bulbo. Esse

comprimento não deve ser inferior a 3 metros (ABNT, 2018). Podendo ser identificado como o trecho em verde na Figura 3.

O segmento designado como "trecho livre" constitui a porção da armadura que permanece não restrita para se deformar de forma elástica, assumindo a responsabilidade de transmitir ao paramento as cargas oriundas do bulbo de ancoragem (ABNT, 2018). A função preponderante do trecho livre é a capacidade de deformação sem impedimentos ao longo da aplicação da protensão. Portanto, nessa região correspondente ao comprimento livre, não deve ocorrer a transmissão de carga do terreno. Essa porção é deliberadamente isolada do solo circundante para permitir movimentação inibida durante a interação entre o solo e a ancoragem (SILVA, 2016).

Figura 3- Elementos de uma cortina atirantada



Fonte: Adaptado NBR 5926 (ABNT, 2018).

Nessa seção, a estrutura do tirante é resguardada do contato direto com o terreno por meio de uma camada plástica. Tal medida tem o propósito de prevenir a corrosão e impedir o contato entre o elemento de tração e a bainha de calda de cimento (SILVA, 2016). Adicionalmente, é através dabilizada a inserção de um tubo plástico entre o terreno e a bainha que envolve o trecho livre, proporcionando uma camada adicional de proteção. No caso de tirantes constituídos por fios ou cordoalhas, o trecho livre é comumente protegido com graxa, individualmente envolto por tubos plásticos. Em circunstâncias especiais, esse conjunto pode ainda ser protegido adicionalmente por meio de um tubo suplementar (SILVA, 2016).

### 2.1.3 Trecho Ancorado

Conforme More (2013), trecho ancorado é a extensão fixa, conhecida como bulbo de ancoragem, refere-se ao comprimento da armadura do tirante que está envolto pela injeção de calda de cimento. Sua principal função é transmitir ao solo as cargas resistidas pelo trecho

livre. Adicionalmente, a calda de cimento presente no bulbo pode desempenhar o papel de agente protetor contra a corrosão da armadura de aço na porção ancorada.

Durante o processo de transferência de carga entre o solo e o bulbo, a resistência frontal do bulbo, para fins de projeto, é comumente negligenciada. A capacidade de carga da ancoragem é então determinada exclusivamente pela sua resistência lateral, cuja ativação está condicionada ao deslocamento relativo entre o bulbo e o solo (More, 2003).

De acordo com Bustamante e Doix (1985), a descontinuidade no deslocamento do bulbo resulta na manutenção do valor máximo da tensão cisalhante. Isso culmina em uma distribuição uniforme das tensões cisalhantes ao longo do bulbo no término do carregamento. No entanto, Hanna (1982) e Barley (1997) argumentam que, devido aos relativamente elevados valores de deslocamento do bulbo, a tensão cisalhante decresce gradualmente para um patamar residual. Barley (1997) nomeia este decréscimo como "ruptura progressiva", observando que, quando a tensão cisalhante atinge o valor limite na porção final do bulbo, seu valor já se reduziu para o residual na porção inicial.

De acordo com Novais (2001), a experiência no contexto brasileiro sugere que em ancoragens reinjetáveis operando sob alta pressão, a tensão cisalhante ao longo do bulbo mantém-se essencialmente constante após atingir seu valor máximo, independentemente da natureza do solo. Por outro lado, em ancoragens não reinjetáveis, nas quais a injeção é realizada sob baixa pressão, tem sido observado um comportamento notavelmente pronunciado em termos de pico para deslocamentos relativamente substanciais do bulbo (da ordem de 100mm).

Conforme indicado por More (2003), a capacidade de carga da ancoragem é considerada ser diretamente proporcional ao comprimento da ancoragem, inclusive para aquelas executadas sob pressões de injeção reduzidas. Isso é geralmente determinado utilizando os valores médios de resistência ao cisalhamento na interface solo-bulbo, conforme estabelecido por Salas (1980) na Tabela 1.

Tabela 1 – Resistência média ao cisalhamento de bulbos injetados

Tipo de terreno	Resistência média ao cisalhamento (MPa)
Rochas duras	1,00 a 2,50
Rochas soltas	0,30 a 1,00
Areias e pedregulhos	0,70 a 1,00
Areia média a fina	0,30 a 0,60
Argila com resistência à compressão simples	Resistência média ao cisalhamento (MPa)
I) >0,4 MPa	>0,80
II) 0,10 a 0,40 MPa	0,40 a 0,80
III) 0,05 a 0,10 MPa	0,25 a 0,40

Fonte: Adaptado de Salas (1980).

## 2.2 PROTENSÃO DE ANCORAGEM

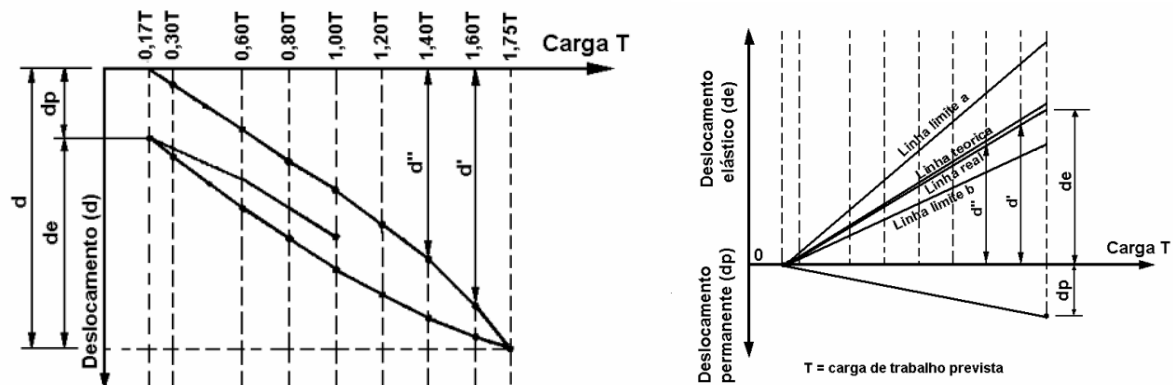
A finalidade da protensão é submeter a ancoragem a uma condição de tração, sujeitando-a a uma carga antes da aplicação dos esforços originados do maciço de solo. Isso é feito com o intuito de reduzir os deslocamentos da estrutura de contenção (More, 2003).

Em conformidade com o estipulado pela norma NBR 5629 (2018) , a etapa de protensão da ancoragem deve ser conduzida após o período de 7 dias decorridos desde a cura da calda contendo cimento Portland comum, ou após 3 dias quando empregada uma calda com cimento de elevada resistência inicial. A norma NBR 5629 (2018) requer a realização do ensaio de recebimento, cujo propósito é avaliar a capacidade de carga das ancoragens com base nas curvas de carga versus deslocamento obtidas nos testes de campo. Essa avaliação contempla a verificação da estabilização do deslocamento total para a máxima carga de ensaio, bem como a análise das componentes elástica e permanente dos deslocamentos da ancoragem (ABNT, 2018). A componente elástica é considerada como resultado do alongamento do trecho livre, enquanto que a parcela permanente é atribuída ao deslocamento do bulbo, o qual, por sua vez, é tido como indeformável (ABNT, 2018).

Para cada empreendimento, a norma NBR 5629 (2018) estipula a realização de dois ensaios de recebimento e dois ensaios de fluência, geralmente conduzidos de forma simultânea. No primeiro ensaio, após cada estágio de carregamento, a ancoragem é descarregada até atingir a carga inicial de protensão, que equivale a aproximadamente 10% da carga prevista (ABNT, 2018). Conforme preconizado pela norma NBR 5629 (2018) , esse ensaio permite a avaliação da perda de carga devido ao atrito ao longo do trecho livre, a qual se manifesta pela elevada rigidez observada na ancoragem no início do carregamento. Esta perda de carga deve ser restrita a 15% da carga máxima de ensaio, a partir da carga inicial de protensão.

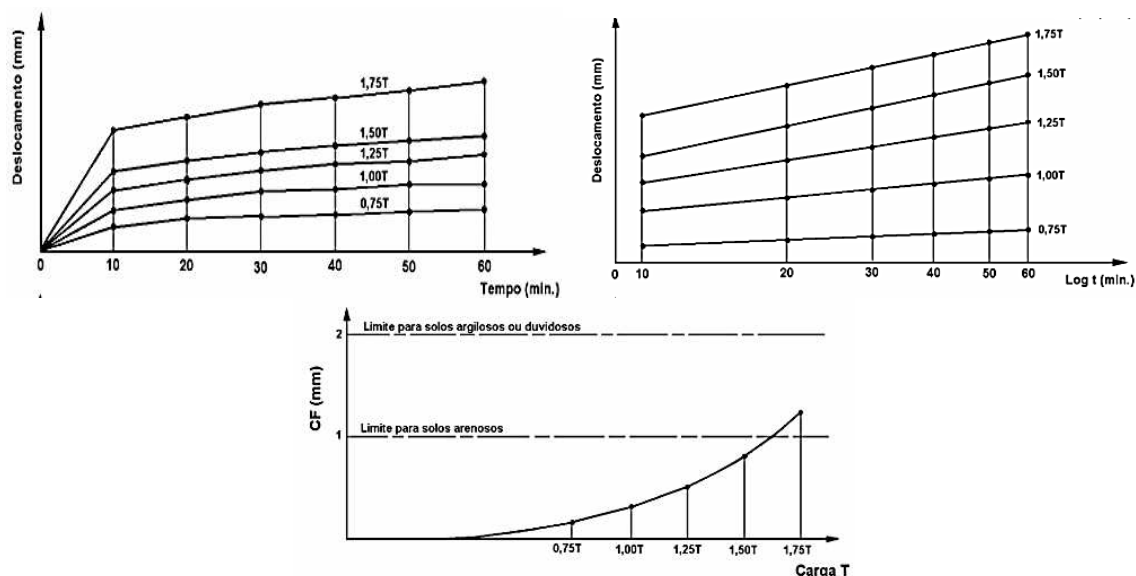
O método empregado no ensaio de fluência assemelha-se ao procedimento adotado no ensaio de recebimento. Em cada fase de carregamento da parte superior da ancoragem, mantida sob carga constante, em intervalos de tempo predefinidos, é calculado o coeficiente de fluência. Este coeficiente guarda relação com o comportamento temporal da ancoragem no que concerne à manutenção da carga incorporada (More, 2003). A Figura 4 apresenta os gráficos para o ensaio de recebimento e a Figura 5 expõe o ensaio de fluência, de acordo com a NBR 5629 (2018).

Figura 4 - Ensaio de Recebimento



Fonte: NBR 5629 (2018)

Figura 5 - Ensaio de fluência



Fonte: NBR 5629 (2018)

### 2.3 ENVOLTÓRIAS APARENTE DE TENSÕES

Na bibliografia especializada, há escassez de estudos que abordam a distribuição do empuxo em relação a cortinas atirantadas quando comparadas a estruturas escoradas. Na prática da engenharia geotécnica, são comumente adotados os conceitos de empuxo para o dimensionamento de cortinas atirantadas. As discrepâncias observadas se devem à diferença de rigidez entre o sistema de escoramento e o tirante, visto que o estado de deformação da escora ou tirante transmitido à cortina modifica a distribuição de pressão do solo. Outros fatores que influenciam na distribuição do diagrama de pressões sobre a cortina são a sequência construtiva e os parâmetros geotécnicos do solo (Mendes, 2010).

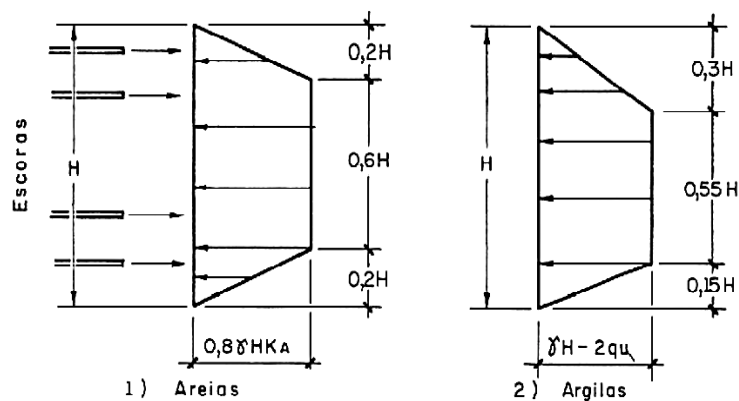
As teorias de Rankine e Coulomb não são diretamente aplicáveis a cortinas atirantadas, uma vez que o processo de deformação de uma cortina atirantada se diferencia do processo de deformação de um muro de arrimo. Na primeira situação, a rotação pode ocorrer tanto em torno do topo quanto da base, enquanto na segunda situação, a rotação se dá exclusivamente pela base.

De acordo com Mendes (2010), autores renomados como Terzaghi e Peck (1967) e Tschebotarioff (1951) empregaram os princípios fundamentais da teoria geral da cunha para determinar o empuxo ativo em sistemas de escoramento, sem, no entanto, oferecer uma explicação detalhada sobre a variação da pressão em função da profundidade. Terzaghi e Peck (1967), com base em observações experimentais, propõem o uso de diagramas de tensões do solo denominados "Envoltórias Aparentes de Tensões" para o pré-dimensionamento de estruturas de contenção do tipo cortinas escoradas.

Esta abordagem se fundamenta no Método da Envoltória Aparente de Tensões. A literatura também menciona adaptações destes diagramas realizadas por diversos autores, como Sabatini et al. (1999) e Strom e Ebeling (2002).

As Figuras 6, 7 e 8 exibem os diagramas aparentes de tensões propostos por Terzaghi e Peck (1967) e Tschebotarioff (1951), que são comumente empregados no dimensionamento de cortinas escoradas e atirantadas. Esses diagramas aparentes foram derivados empiricamente a partir de medições das forças axiais máximas nas escoras da cortina escorada, geralmente durante a fase construtiva subsequente à sua instalação (Mendes, 2010).

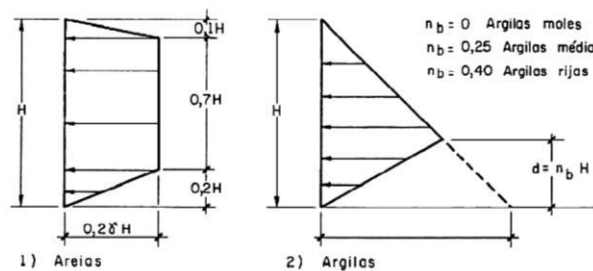
Figura 6 – Envoltórias aparentes de tensões – Terzaghi e Peck -1º Edição



Fonte: Arends (1970, *apud* Martins et al., 2004)

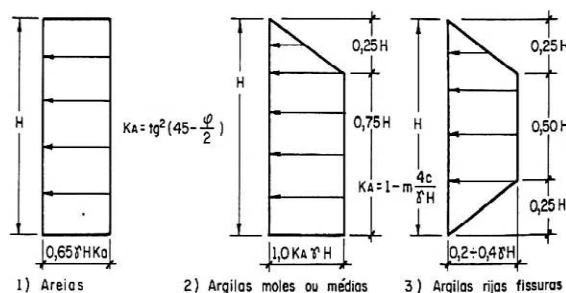


Figura 7 - Diagrama do empuxo aparente – Tschebotariof (1951)



Fonte: Arends (1970, *apud* Martins et al., 2004)

Figura 8 - Diagrama do empuxo aparente – Terzaghi e Peck – 2ª Edição



Fonte: Arends (1970, *apud* Martins et al., 2004)

## 2.4 ARQUEAMENTO

A rotação da estrutura, em particular, induz o solo ao fenômeno do arqueamento, resultando na redistribuição das tensões na região circundante, quando os parâmetros de resistência estão completamente ativos (Mendes, 2010). Segundo Terzaghi (1943), o fenômeno de arqueamento ocorre somente quando a deformação na base do solo contido é igual ou maior que a do topo, indicando movimento de translação ou rotação pelo topo, respectivamente. Essa condição leva a uma concentração de tensões na região superior, apresentando um comportamento distinto da teoria de Coulomb. Esse tipo de movimento é típico de estruturas que possuem apoio superior, como tirantes, grampos ou escoras.

Conforme o relato de More (2003), em escavações estroncadas, o fenômeno de arqueamento é primariamente atribuído à distribuição localizada de tensões no solo, entre o último nível de estronca instalado e o fundo da escavação. Frang e Ishibashi (1986) *apud* Das (2007), observaram nos deslocamentos rotacionais da estrutura pelo topo que o comportamento da tensão ativa na região situada entre  $H/2$  e  $H/4$  acima da base se assemelha, em grande parte, ao que foi proposto por Coulomb. Neste contexto,  $H$  representa a altura da estrutura em consideração.

Os experimentos conduzidos demonstram que na ausência de deslocamentos da estrutura e deformações internas no solo, o empuxo aumenta de forma linear com a profundidade, e sua magnitude é influenciada pela compactidade do solo. No entanto, os movimentos de rotação pelo topo e de translação provocam alterações substanciais na variação da tensão lateral do solo sobre a estrutura, o que, por sua vez, afeta tanto a magnitude quanto o ponto de aplicação desta força (SHERIF *et al.*, 1984 *apud* DAS, 2007).

De acordo com Silva *et al.*, 2002 *apud* Mendes (2010), o método de cálculo que se baseia na distribuição linear do empuxo, utilizado no dimensionamento de estruturas de contenção, pode resultar em um subdimensionamento. Isso ocorre devido à dependência entre a magnitude das tensões e as deformações. Em outras palavras, as resultantes das tensões e seus pontos de aplicação devem ser distintas para a verificação do deslizamento e do tombamento.

A quantificação do efeito de arqueamento é uma tarefa desafiadora. A resultante das pressões e a configuração da superfície de ruptura dependem da compactação do solo e do ângulo de atrito solo-estrutura. Em abordagens analíticas ou numéricas de cálculo, é viável considerar, de maneira hipotética, qualquer valor para o atrito solo-estrutura dentro do intervalo de zero ao ângulo de atrito interno do solo (Mendes, 2010).

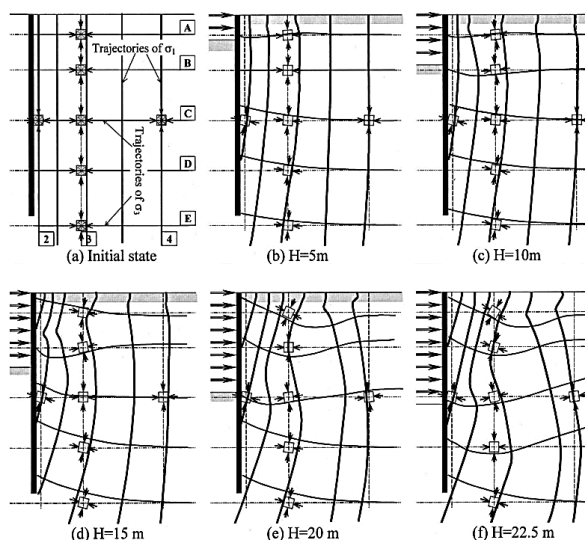
De acordo com Mendes (2010), a partir de observações em obras reais e experimentos laboratoriais, assim como em modelos reduzidos, verifica-se que o valor desse coeficiente é não nulo. A determinação precisa deste valor é uma tarefa desafiadora, o que resulta em deformações diferentes quando comparadas com os cálculos e simulações.

Diversos estudiosos sugerem que o coeficiente de atrito solo-estrutura se aproxima do ângulo de atrito do solo no estado crítico. Conforme Das (2007) *apud* Mendes (2010), em aterros granulares fofos, o ângulo de atrito solo-estrutura ( $\delta'$ ) é considerado igual ao ângulo de atrito interno do solo ( $\phi$ ). Para aterros granulares compactos, a relação entre  $\delta'$  e  $\phi'$  é definida por  $\phi'/2 \leq \delta' \leq (2/3)\phi'$ .

A Figura 9 apresenta a evolução das trajetórias das tensões principais durante a execução da cortina, incluindo a escavação e implantação dos elementos estruturais. Inicialmente, as tensões principais ( $\sigma_1$  e  $\sigma_3$ ) coincidem com as direções horizontal e vertical, respectivamente. Contudo, à medida que a escavação tem início, ocorre uma rotação nas direções das tensões principais, gerando componentes cisalhantes que se propagam ao longo

da execução. A deformação da malha permite esboçar as superfícies potenciais de ruptura. Os pontos monitorados exibem comportamentos distintos, resultando na redistribuição das tensões, fenômeno conhecido como arqueamento (Mendes, 2010).

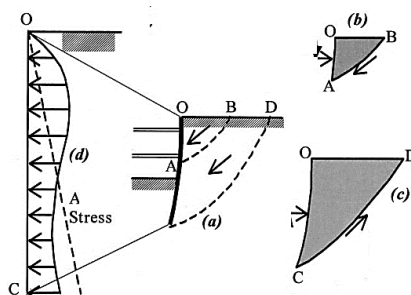
Figura 9 - Mecanismo da evolução do Arqueamento dentro da massa de solo



Fonte: Hashash e Whittle (2002)

Lambe e Withman (1969), deduzem que o efeito de arqueamento contribui para a formação do diagrama de pressões no solo, conforme representado na Figura 10 em que (a) apresenta a superfície de ruptura; (b) resistência ao cisalhamento, caso passivo; (c) resistência ao cisalhamento, caso ativo; (d) diagrama aparente de empuxo, originando os chamados diagramas aparentes propostos por Terzaghi e Peck (1967).

Figura 10 - Mecanismo de Arqueamento na região ativa para escavações escoradas



Fonte: Lambe e Withman (1969)

## 2.5 DIMENSIONAMENTO DA CAPACIDADE DE CARGA DOS TIRANTES

A presente seção se dedica a apresentar o dimensionamento da capacidade de carga de ancoragens, tomando como base apenas a resistência ao cisalhamento na interface solo-bulbo,

em razão das tensões transmitidas ao solo na região do bulbo de ancoragem. Ademais, serão inseridas a metodologia de injeção nos métodos de cálculo de capacidade de carga.

A NBR 5629 (2018) sugere as seguintes equações para estimativas prévias da capacidade de carga limite, sem considerar os efeitos provenientes da pressão de injeção, e determina que deve ser atribuída de maneira experimental a definição do comprimento e seção transversal da ancoragem (Equação 1 e Equação 2).

Equação para solos arenosos:

$$T = \sigma z' * U * Lb * kf \quad (1)$$

Onde:

T- Resistência do tirante à tração [kN];

$\sigma z'$ -Tensão efetiva no ponto médio da ancoragem [kPa];

U-Perímetro médio da seção transversal da ancoragem [m];

Lb-Comprimento do trecho ancorado [m];

kf-Coefficiente de ancoragem-Conforme a Tabela 2;

Equação para solos argilosos:

$$T = \alpha * U * Lb * Su \quad (2)$$

Onde:

T-Resistência do tirante à tração [kN];

$\alpha$ - Coeficiente redutor ao cisalhamento.  $\alpha = 0,75$ , para  $Su \leq 40$  kPa;  $\alpha = 0,35$ , para  $Su \geq 100$ kPa.

U-Perímetro médio da seção transversal da ancoragem [m];

Lb-Comprimento do trecho ancorado [m];

Su-Resistência ao cisalhamento não drenado do solo argiloso [kPa].

Tabela 2 - Coeficiente de Ancoragem (kf)

Solo	Compacidade		
	Fofa	Compacta	Muito Compacta
Silte	0,1	0,4	1,0
Areia fina	0,2	0,6	1,5
Areia média	0,5	1,2	2,0
Areia grossa e pedregulho	1,0	2,0	3,0

Fonte: NBR 5629 (2018)

### 2.5.1 Ensaio de protensão

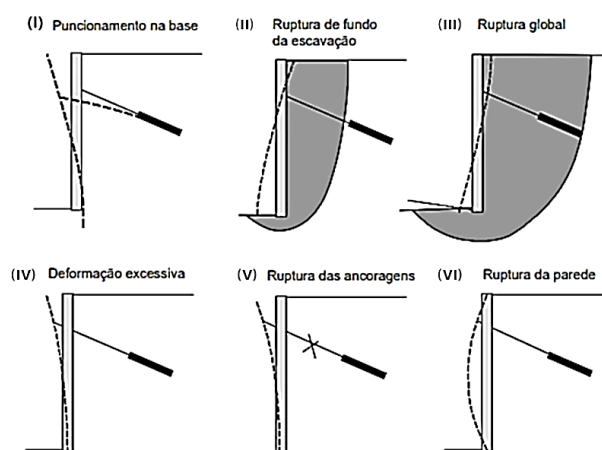
Os testes de protensão são uma fase essencial para a implementação dos tirantes, constituindo um requisito fundamental para o controle tecnológico. Atualmente, a NBR 5629 (ABNT, 2018) estipula três tipos de ensaios: (a) de qualificação, (b) qualificação com medições de fluência e (c) de recebimento. Conforme apresentado na norma, esses ensaios são conduzidos simultaneamente ao processo de protensão, sendo que, à medida que a carga é aplicada, os deslocamentos na cabeça do tirante são mensurados, e os dados registrados são analisados para avaliar o comportamento e o desempenho desse componente.

### 2.6 MODOS DE RUPTURA

Conforme Gaba *et al.* (2003), as falhas geralmente não têm origem em equívocos na determinação dos esforços ou no dimensionamento das cortinas em si. Elas são mais comumente atribuídas a fatores como: compreensão inadequada das condições geotécnicas, geológicas e hidrológicas locais; qualidade deficiente da mão de obra na execução dos sistemas de suporte; projeto insuficiente, carente em detalhamentos construtivos e especificações; sequência construtiva inadequada levando a empuxos diferentes e superiores aos previstos em projeto; supervisão inadequada das etapas construtivas, incluindo escavações além das cotas estabelecidas para a instalação dos escoramentos e sobrecargas não consideradas de equipamentos pesados próximos à estrutura de contenção.

A análise de estabilidade de uma cortina ancorada deve assegurar a estabilidade em todos os modos de ruptura potenciais. Conforme as diretrizes estabelecidas no manual da GeoRio (2000), uma cortina atirantada pode apresentar seis estados distintos de ruptura, conforme identificado na Figura 11.

Figura 11 - Estados de ruptura de uma cortina atirantada



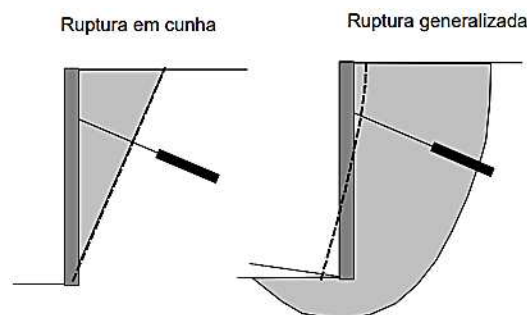
Fonte: Adaptado de GeoRio (2000)

Tais estados distintos de ruptura apresentados por GeoRio (2000), representam:

- (I) Puncionamento da base: Esta situação pode se manifestar em cenários nos quais o solo subjacente à base da cortina apresenta uma capacidade de suporte substancialmente reduzida. Define-se aqui como material de baixa capacidade de suporte aquele cuja capacidade de carga seja inferior a 20 kPa ou cujo índice  $N_{SPT} < 10$ .
- (II) Ruptura de fundo da escavação: Essa circunstância pode se manifestar na eventualidade da presença de uma camada de solo com características de baixa rigidez situada abaixo do nível de escavação.
- (III) Ruptura global: A ruptura global pode ser categorizada em dois cenários distintos: o primeiro envolve uma configuração de cunha de ruptura, que pode ser avaliada por meio da aplicação do método das cunhas; o segundo implica uma ruptura generalizada e profunda, que é passível de análise através do emprego do método de equilíbrio limite com superfície de forma circular ou poligonal. Uma situação comum de risco de ruptura em forma de cunha se manifesta durante o processo de escavação, a qual pode ser mitigada mediante a execução de nichos específicos. (ver também Figura 12).
- (IV) Deformação excessiva: Esta situação é susceptível de ocorrer durante a fase construtiva anterior à protensão de um determinado nível de ancoragens. Uma vez que a estrutura esteja integralmente executada, a probabilidade de ocorrência desta situação é bastante reduzida, dado que as cortinas ancoradas demonstram uma considerável rigidez estrutural.
- (V) Ruptura das ancoragens: Pode ocorrer devido à capacidade de carga das ancoragens ser insuficiente ou durante a fase de execução quando outros níveis de ancoragem ainda não foram instalados. Este cenário pode ocorrer, por exemplo, em estruturas ancoradas utilizadas na base de taludes com uma altura considerável.
- (VI) Ruptura da parede: Existem duas situações possíveis: a primeira é a ruptura por flexão devido à insuficiência de armadura, e a segunda é a ruptura por puncionamento das ancoragens. É importante ressaltar que ambas as situações são consideradas pouco comuns e são abordadas em um capítulo separado.

Além disso, a Figura 12 apresenta os tipos de ruptura global, em cunha e generalizada conforme a GeoRio (2000).

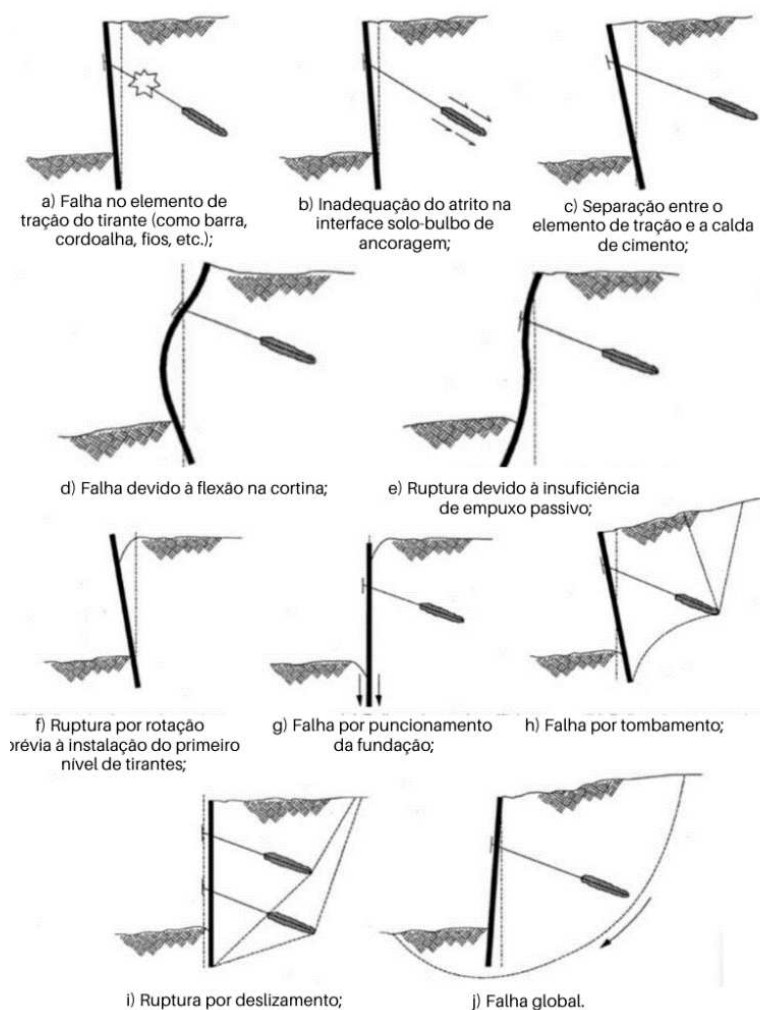
Figura 12 - Ruptura em cunha e generalizada



Fonte: GeoRio (2000)

Já Strom e Ebeling (2002), categorizam, de maneira abrangente, os modos de falha de uma cortina atirantada da seguinte maneira, ilustrada na Figura 13.

Figura 13 - Modos potenciais de falha em cortinas atirantadas



Fonte: Adaptado de Strom e Ebeling (2002)

## 2.7 PROCESSO EXECUTIVO

A execução dos tirantes compreende sete etapas principais, que são: (a) montagem, (b) perfuração, (c) instalação, (d) injeção, (e) protensão, e para tirantes permanentes, (f) finalizações na cabeça do tirante e (g) inspeções e manutenções periódicas. No Quadro 1, é apresentado um resumo das etapas executivas dos sistemas de ancoragem.

É importante salientar que, conforme estipulado pela NBR 5629 (ABNT, 2018), é necessário realizar uma verificação prévia antes do início da execução dos tirantes. Essa verificação deve garantir que os requisitos de projeto estejam alinhados com as condições atuais do local, especialmente em relação à topografia, construções adjacentes, nível d'água e características geotécnicas do terreno. Em caso de disparidades em relação aos dados disponíveis, é fundamental comunicar as partes envolvidas no projeto.

Quadro 1 – Etapas executivas dos sistemas de ancoragem

<b>Etapa</b>	<b>Descrição</b>
(a) Montagem	Processo de integração dos diversos componentes do tirante, compreendendo a união da armadura (elemento de aço – barra ou cordoalhas), tubo de proteção para trecho livre, tubo de injeção com válvulas manete e espaçadores. Nesta fase, também é imperativo realizar a proteção anticorrosiva, seguindo as especificações da norma pertinente quanto à quantidade de barreiras de proteção, dependendo do meio ambiente e do tipo de tirante (provisório ou permanente), bem como os materiais aplicáveis.
(b) Perfuração	A perfuração pode ser conduzida por meio do método rotativo com circulação de água, a seco com trados espirais/helicoidais ou por meio de rotoperfuração, utilizando um martelo de fundo. A escolha do método dependerá do tipo e das condições do terreno. Durante esta fase, a verificação cuidadosa do alinhamento do furo e da inclinação do equipamento é de suma importância. Adicionalmente, em situações em que o material do solo é instável, torna-se necessário revestir ou estabilizar o furo com fluido.
(c) Instalação	Introdução do conjunto composto por armadura e acessórios no furo, o qual pode ocorrer tanto antes quanto após a injeção da bainha. É crucial observar que durante esse procedimento, o terreno não deve oferecer resistência à instalação do tirante. Em situações contrárias, é necessário realizar uma nova limpeza do furo.
(d) Injeção	Procedimento de fixação da armadura no solo mediante a realização de injeções com uma mistura de cimento (nata), podendo ser conduzido em um único estágio ou em estágios múltiplos. O método de estágio único envolve a injeção exclusiva da bainha (diâmetro perfurado do tirante), enquanto o método de estágios múltiplos implica em novas injeções localizadas (em cada válvula manete) após a conformação da bainha, até alcançar um nível específico de pressão de injeção. O procedimento de injeção deve seguir uma direção ascendente, ou seja, do fundo do furo em direção à boca. Conforme normativas, é requerida uma resistência mínima de 15 MPa para a calda de cimento aos 28 dias.



(e) Protensão	Realizada após o período de cura mínimo, que varia de 3 a 7 dias, dependendo do tipo de cimento utilizado (3 dias para CP V-ARI, 7 dias para CP II). Nesta fase, são aplicadas as cargas de tração no sistema de ancoragem, seguindo as diretrizes dos ensaios prescritos na NBR 5629. Esses ensaios estabelecem o protocolo para a medição dos deslocamentos do tirante em estágios específicos de carga. Existem dois procedimentos principais para a protensão dos tirantes: os ensaios de qualificação e de recebimento.
(f) Acabamentos na cabeça do tirante	No contexto de tirantes permanentes, é imperativo que a cabeça, composta pela placa, porca e cunha, seja incorporada ao concreto, garantindo um revestimento adequado das partes metálicas com uma espessura de 5,0 cm. O bloco de proteção é projetado para abrigar duas tubulações distintas: uma para ventilação e outra destinada a reinjeções, esta última voltada para procedimentos de manutenção.
(g) Inspeções e manutenções periódicas	Finalmente, é responsabilidade do executor elaborar um plano para inspeções regulares e manutenção dos tirantes permanentes, que será submetido à apreciação do proprietário do empreendimento.

Fonte: Adaptado de ABNT NBR 5629 (2018)

### 2.7.1 Métodos Executivos

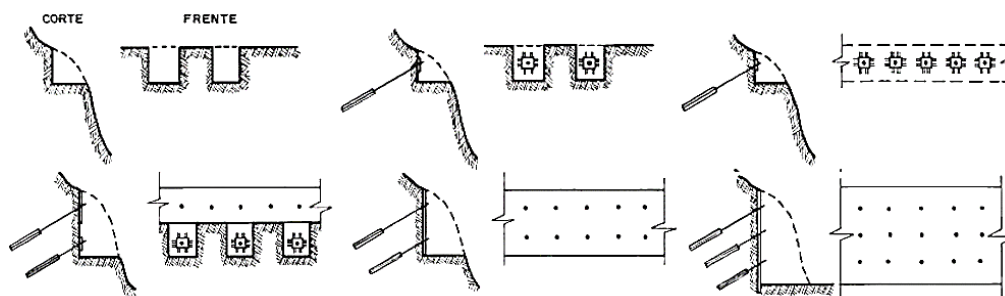
De acordo com Pacheco (2019), a execução das cortinas atirantadas é classificada em processos descendentes, quando envolve cortes no terreno, e ascendentes, quando envolve aterros. Dado que as cortinas atirantadas não são instaladas de uma só vez, é crucial realizar análises de estabilidade não apenas para a condição final da obra, mas também ao longo das fases construtivas. É importante salientar que muitos acidentes ocorrem durante esse período.

#### 2.7.1.1 Método descendente

No método de execução delineado, a ancoragem é realizada de forma descendente, iniciando-se do ponto mais alto em direção à base, em linhas sequenciais. A implementação de cada linha é efetuada após a conclusão da linha imediatamente superior. Dentro de cada linha, os tirantes são posicionados em nichos alternados. O nicho não escavado tem por objetivo prover suporte durante a execução da linha, contribuindo para uma segurança temporária mais elevada durante as etapas construtivas (Pacheco, 2019).

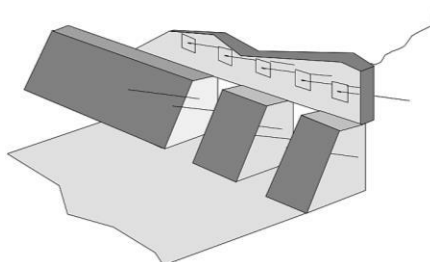
Conforme Pacheco (2019), a instalação e protensão dos tirantes, à medida que as escavações avançam, reduzem as deformações, o que assume particular importância em situações envolvendo construções adjacentes. A Figura 14 apresenta as etapas construtivas para o método descendente, com nichos alternados conforme o método Costa Nunes e a Figura 15 apresenta a construção da cortina em nichos GeoRio (2000).

Figura 14 - Etapas construtivas para o método descendente



Fonte: Adaptado de Pacheco (2019)

Figura 15 - Execução de uma cortina atirantada em nichos



Fonte: GeoRio (2000)

### 2.7.1.2 Método ascendente

No método ascendente, empregado em aterros, a ancoragem é realizada iniciando da base e indo em direção ao ponto mais alto, de linha sucessivas de acordo com a execução das etapas do aterro (GeoRio, 2000). De acordo com Pacheco (2019), esta modalidade de execução pode apresentar uma desvantagem em relação ao efeito de flexão nos tirantes quando a construção do aterro é realizada de maneira inadequada, com má compactação.

### 2.7.4 Ensaio de protensão

Os testes de protensão, uma etapa essencial para a execução dos tirantes, constituem um requisito crucial para o controle tecnológico. Na atualidade, a NBR 5629 (ABNT, 2018) estipula três categorias de ensaios: (1) qualificação, (2) qualificação com medições de fluência e (3) recebimento. Como detalhado no Quadro 1, esses ensaios são conduzidos simultaneamente ao processo de protensão, durante o qual os deslocamentos na cabeça do tirante são registrados e analisados conforme a aplicação de carga, a fim de avaliar o comportamento e o desempenho desse elemento.

De acordo com Oliveira (2023), para este propósito, emprega-se um conjunto composto por um macaco e um manômetro aferido, juntamente com uma bomba de óleo para a aplicação da carga. Além disso, são utilizados dispositivos de medição de deslocamentos,

como régua graduada em milímetros, paquímetro ou relógio comparador, juntamente com uma grade de apoio para o macaco, quando necessário. Outros acessórios podem ser empregados conforme necessário para garantir a distribuição adequada de cargas ou a fixação de um ponto de referência fixo e indeslocável.

A Figura 16, apresenta o processo de protensão e os equipamentos e ferramentas citados anteriormente.

Figura 16 - Protensão de tirantes em cordoalhas



Fonte: PROGEO (2022)

### 2.7.5 Ensaio de qualificação

Os ensaios de qualificação, conhecidos como ensaios de comportamento, devem ser conduzidos obrigatoriamente em obras que envolvem tirantes destinados ao uso permanente, e sua quantidade deve corresponder a no mínimo 1% do total de tirantes na obra. Adicionalmente, em empreendimentos com mais de 100 tirantes, é necessário realizar o procedimento de qualificação com medição de fluência em pelo menos 0,5% do total de tirantes. Vale ressaltar que o ensaio com medição de fluência pode ser requisitado pelo projetista, mesmo em obras com menos de 100 tirantes.

Ambos os ensaios se iniciam com uma carga inicial, representada por  $F_0$ , equivalente a 10% da carga máxima de ensaio, e alcançam 1,75 vezes a carga de trabalho ( $F_t$ ), com descarregamentos em cada estágio de carga. A Tabela 3 apresenta os estágios de carga dos ensaios de qualificação para tirantes conforme a carga de trabalho prevista.

Tabela 3 - Estágio de cargas para tirantes

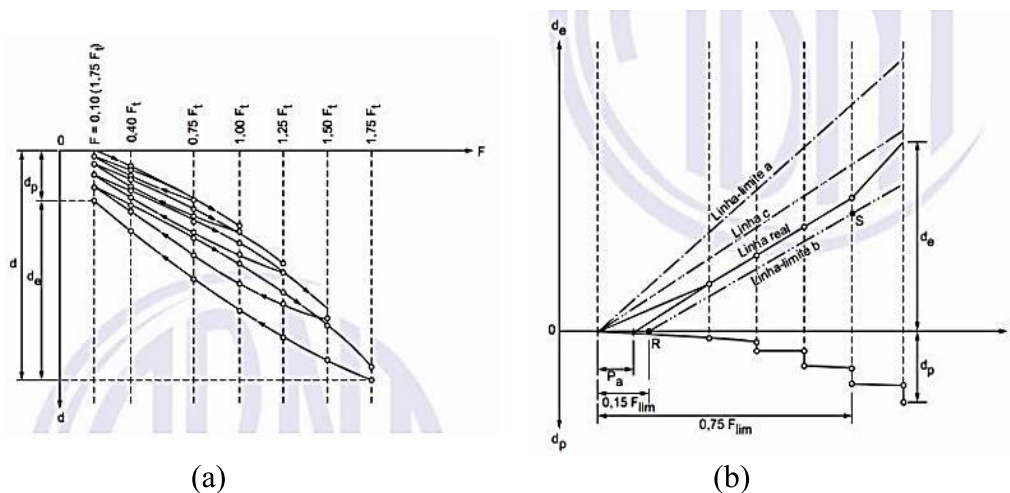
Estágio de carga	$F_0$	$0,4.F_t$	$0,75.F_t$	$1,0.F_t$	$1,25.F_t$	$1,5.F_t$	$1,75.F_t$
Tirantes permanentes							
Observação da fluência <sup>a</sup>							

Fonte: ABNT NBR 5629 (2018)

Os ensaios de qualificação oferecem dados relevantes para a avaliação da capacidade de carga dos tirantes, deslocamentos sob carga constante, comprimento livre equivalente e atrito ao longo do comprimento livre, conforme estabelecido pelas diretrizes da ABNT (2018). O procedimento exato para a realização das medições e os intervalos entre elas está minuciosamente descrito no documento normativo.

A partir das medições registradas, torna-se viável representar os resultados por meio de dois gráficos distintos: um referente à carga em função do deslocamento total e outro abordando os deslocamentos elásticos e permanentes. A Figura 17 apresenta os gráficos dos resultados dos ensaios de qualificação, para carga x deslocamento total (a), e carga x deslocamento elástico e permanente (b).

Figura 17 - Gráfico dos ensaios de qualificação dos tirantes



Fonte: ABNT (2018)

No gráfico que representa os deslocamentos elásticos, destacam-se, além das retas que indicam os deslocamentos medidos, outras curvas: linha limite a, linha limite b e linha c, cujas equações referentes ao valor do deslocamento em função da carga são descritas nas Equações 3, 4 e 5, respectivamente.

$$d_{ea} = (F - F_0) \cdot \left( L_i + \frac{Lb}{2} \right) \quad (3)$$

$$d_{eb} = \frac{0,8 \cdot (F - F_0) \cdot L_i}{Et \cdot S} \quad (4)$$

$$d_{ec} = \frac{(F - F_0) \cdot L_i}{E_t \cdot S} \quad (5)$$

Na equação fornecida, onde  $F$  representa a carga para o ponto calculado,  $F_0$  é a carga inicial,  $L_i$  é o comprimento do trecho livre,  $L_b$  é o comprimento do trecho ancorado,  $E_t$  é o módulo de elasticidade do elemento resistente à tração e  $S$  é a área do elemento resistente à tração. A linha "a" (limite superior) corresponde ao deslocamento elástico da cabeça do tirante até a metade de seu comprimento ancorado; a linha "b" (limite inferior) representa o deslocamento para um tirante com comprimento livre reduzido em 20%; e a linha "c" consiste no comportamento teórico para um tirante com trecho livre igual ao projeto.

O tirante exibe um comportamento aceitável quando a linha de deslocamentos reais (medidos) se situa entre as linhas limite (superior e inferior, linha "a" e linha "b"). Adicionalmente, é possível determinar a perda de carga por atrito  $P_a$ , estimando o comprimento livre efetivo do tirante  $L_{ie}$ , conforme a Equação 6, para distintos pares de variação de deslocamentos.

$$L_{ie} = \frac{\Delta de}{\Delta F} \cdot E_T \cdot S \quad (6)$$

Na expressão fornecida, onde  $\Delta de$  representa a variação de deslocamento em dois pontos quaisquer do trecho reto e  $\Delta F$  é a variação de força correspondente a  $\Delta de$ , realiza-se o traçado de uma reta utilizando diferentes pares de  $\Delta de$ . O prolongamento dessa reta até o eixo das cargas proporcionará, aproximadamente, o valor de  $P_a$  devido à protensão.

### 2.7.6 Ensaio de recebimento

Os ensaios de recebimento, também referidos como ensaios de desempenho, apresentam uma abordagem mais simplificada e eficiente em comparação aos ensaios de qualificação. Esses ensaios são conduzidos em todos os tirantes de uma obra, independentemente de sua função, seja permanente ou provisória. A aplicação de cargas nos ensaios varia de acordo com o tipo de tirante, conforme indicado na Tabela 4. Além disso, em 10% dos tirantes, cargas mais elevadas são aplicadas, enquanto nos demais (90%), o limite máximo de carga no ensaio é reduzido.

Tabela 4 - Estágios de cargas para ensaios de recebimento para tirantes permanentes e provisórios

Estágios de carga		$F_0$	$0,3.F_t$	$0,6.F_t$	$0,8.F_t$	$1,0.F_t$	$1,2.F_t$	$1,4.F_t$	$1,5.F_t$	$1,6.F_t$	$1,75.F_t$
Em pelo menos 10 % dos tirantes	Permanente (tipo A)										
	Provisório (tipo C)										
Nos demais	Permanente (tipo B)										
	Provisório (tipo D)										

Fonte: ABNT (2018)

O propósito desse tipo de ensaio reside na avaliação do desempenho e adequação dos tirantes, com atenção aos limites admissíveis de deslocamentos e à estabilização desses deslocamentos. Os resultados desses ensaios geram gráficos de carga em função do deslocamento total, assim como gráficos de carga relacionados aos deslocamentos elásticos e permanentes, comparáveis aos observados nos ensaios de qualificação.

### 2.7.7 Extrapolação da curva carga-deslocamento

De acordo com as contribuições de Dias (2019), em grande parte das instâncias de obras atirantadas, a ruptura dos tirantes durante os ensaios de protensão é rara, impedindo assim o registro da capacidade de carga máxima até a ruptura. Diante desse cenário, enfrenta-se uma significativa complexidade na obtenção de um valor preciso da capacidade de carga, e por extensão, da resistência na interface bulbo-solo ( $q_s$ ), um parâmetro de vital importância para o dimensionamento dos tirantes.

Uma abordagem que vem sendo explorada em alguns estudos (Porto, 2015; Vasconcelos, 2016; Dias, 2019; Gontijo, 2020; Oliveira, 2023) para a obtenção de valores mais próximos da capacidade de carga dos tirantes é a utilização da extrapolação matemática para a curva carga-deslocamento, uma técnica amplamente empregada na área de fundações para estudar o sistema estaca-solo (Cintra *et al.*, 2013).

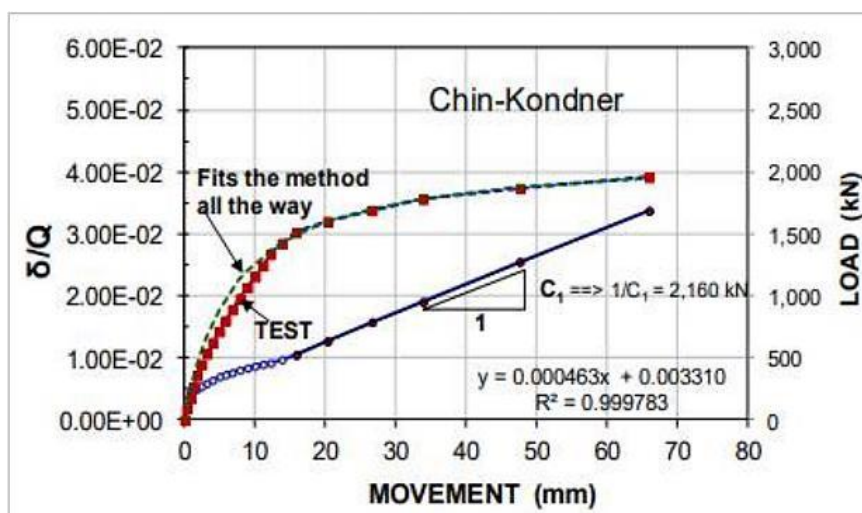
Essa abordagem, fundamentada em extrapolações, baseia-se integralmente em soluções matemáticas para ajustar a curva carga x deslocamento. Na literatura, observam-se diversos métodos de extrapolação, como o de Chin-Kondner (1963; 1970; 1971), Van der Veen (1953), Van der Veen modificado por Aoki (1976), Décourt (1996), ABNT NBR 5629 (2018), Davisson (1972), entre outros.

Conforme destacado por Bessa *et al.* (2016), a escolha do método depende do comportamento experimental, ou seja, do formato da curva medida in situ. Além disso, no trabalho do autor, são discutidas algumas discrepâncias entre os métodos. Por exemplo, o método de Davisson (1972) demonstrou-se o mais conservador com base nos dados tratados pelo autor, enquanto o de Chin-Kondner (1963; 1970; 1971) revelou-se o menos conservador. Contudo, para a utilização do método da ABNT NBR 5629 (2018), o autor observou a necessidade de uma curva de ruptura bem caracterizada para sua aplicação, e o mesmo requisito aplica-se ao método de Van Der Veen (1953). A seguir, detalham-se alguns desses métodos, de relevância para o presente estudo.

### 2.7.7.1 Chin – Kondner (1971)

O método delineado por Chin (1970) e Chin (1971), fundamentado nas pesquisas conduzidas por Kondner (1963, citado por Fellenius, 2018), propõe uma abordagem baseada na extrapolação da carga de ruptura para os ensaios estáticos em provas de carga, independentemente de serem do tipo lento ou rápido. Essa metodologia envolve a construção de um gráfico em que, nos eixos das abscissas, são representados os recalques obtidos durante a prova de carga estática, enquanto no eixo das ordenadas, são registradas as razões entre cada recalque ( $\rho_i$ ) e sua respectiva carga aplicada ( $P_i$ ). A Figura 18 apresenta o gráfico proposto para o método de extrapolação por Chin - Kondner

Figura 18 - Gráfico de extrapolação Chin Kondner



Fonte: Fellenius (2018)

Após uma fase inicial de variação, o gráfico representado exibirá uma trajetória linear (designada como reta R). A carga crítica, ou carga de ruptura, pode ser derivada pelo inverso

da inclinação da reta R, apresentada na Equação 3, sendo indicativa da tendência linear, conforme delineado no gráfico.

$$P_u = \frac{1}{C_1} \quad (7)$$

Onde  $P_u$  representa a carga de ruptura ou carga limite,  $C_1$  denota a inclinação da reta R.

A trajetória ideal segundo o método de Chin-Kondner (1970) pode ser derivada por meio da seguinte Equação 8:

$$P = \frac{p}{C_1 \cdot p + C_2} \quad (8)$$

Na equação fornecida,  $P$  representa a carga aplicada, enquanto  $C_2$  denota o coeficiente linear associado à reta R.

Segundo Fellenius (2018), como uma regra aproximada, a carga de extrapolação derivada do método de Chin-Kondner (1970) tende a ser de aproximadamente 20% a 40% superior àquela obtida pelo método de Davisson (1972). Caso essa discrepância não seja observada, é aconselhável examinar cuidadosamente os dados da prova de carga.

#### 2.7.7.2 Van der Veen (1953)

Conforme mencionado por Dias (2019), este método é amplamente aceito para sua aplicação em fundações profundas, tais como estacas. O método de extrapolação apresentado por Van der Veen (1953) pressupõe uma correlação exponencial entre a carga aplicada no topo da estaca e o deslocamento correspondente, igualmente no topo da estaca. Essa relação é expressa pela Equação 9:

$$F = T_{rveen} \cdot (1 - e^{-\alpha V \cdot \delta}) \quad (9)$$

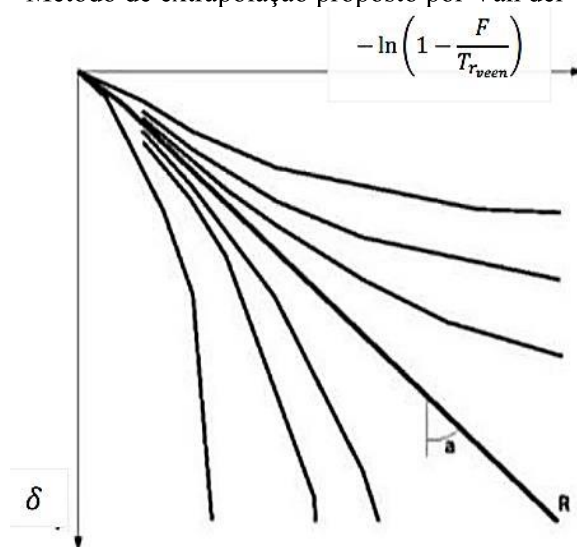
Na equação acima, onde  $F$  representa a carga aplicada,  $T_{rveen}$  denota a carga de ruptura,  $\alpha V$  é o coeficiente que reflete o formato da curva, e  $\delta$  indica o deslocamento correspondente a  $F$ . Por meio da aplicação de propriedades logarítmicas, é possível derivar a Equação 10.



$$-\ln\left(1 - \frac{F}{T_{rveen}}\right) = \alpha v. \delta \quad (10)$$

Para a determinação do coeficiente  $\alpha V$ , realiza-se um gráfico dos deslocamentos em relação à expressão logarítmica da equação 2.29. A carga última é identificada pela curva que apresenta o mais elevado coeficiente de correlação  $R^2$ , indicando a melhor adaptação a uma reta, conforme ilustrado na Figura 19.

Figura 19 - Método de extrapolação proposto por Van der Veen (1953)



Fonte: Adaptado de Cintra *et al.*, (2013)

### 2.7.7.3 Van der Veen alterado por Aoki (1976)

Com fundamentação no método de Van der Veen (1953), Aoki (1976) citado por Cintra et al. (2013) propõe uma modificação, eliminando a exigência de que a solução passe pela origem do sistema de coordenadas. Assim, a equação é ajustada conforme apresentado na Figura 19.

Apesar de amplamente empregado, o método de Van der Veen, ou sua adaptação por Aoki, requer precaução caso o coeficiente de determinação não alcance valores suficientemente próximos de 1,0, pois, nesse cenário, a extrapolação perde validade. A interrupção do ensaio em níveis de carga consideravelmente distantes da ruptura também pode resultar em curvas limitadas, prejudicando a interpretação adequada (Dias, 2019).

Por essa razão, Cintra *et al.*, (2013) propõem níveis de confiabilidade para os resultados da extrapolação, ao relacionar a carga máxima de ensaio ( $Q_{m\acute{a}x}$ ) com o valor de carga última extrapolada ( $QU$ ), conforme apresentado na Tabela 5.

Tabela 5 - Níveis de confiabilidade dos resultados de carga extrapolada pelos métodos de Van der Veen alterado por Aoki (1976)

$\left(\frac{T_{r_{veen}}}{T_{máx}} - 1\right) \cdot 100$	Nível de confiabilidade
$\leq 25\%$	Confiável
25% a 50%	Aceitável
50% a 75%	Tolerável
$\geq 75\%$	Intolerável

$T_{r_{veen}}$  : carga última extrapolada;  $F_{máx}$ : carga máxima de ensaio  
 Fonte: Cintra *et al.*, (2013)

### 2.7.8 Investigações geotécnicas para obras de contenções

A condução de investigações geotécnicas é uma etapa fundamental no projeto de estruturas de contenção, proporcionando dados essenciais para a análise e projeto adequado dessas estruturas. A abordagem metodológica na realização dessas investigações é crucial para garantir a segurança e a eficiência das contenções. Dentre os métodos comumente empregados, incluem-se a sondagem, ensaios de permeabilidade, análise granulométrica, ensaios de resistência ao cisalhamento e a determinação da compressibilidade do solo. Esses procedimentos visam oferecer uma visão abrangente das propriedades do solo que influenciarão diretamente o desempenho de estruturas de contenção (Das, 2015).

Uma investigação de campo constitui o processo para determinação das condições do terreno, envolvendo uma avaliação abrangente do local com o objetivo de coletar informações substanciais, mantendo um custo eficiente. Este procedimento visa adquirir dados essenciais, com especial atenção para a estratigrafia do terreno onde ocorrerá a construção; as características geológicas e propriedades geotécnicas de cada camada; e a presença e nível do lençol freático, se aplicável (Clayton *et al.*, 2013).

Budhu (2015), aprimora a compreensão, afirmando que os objetivos de uma investigação de campo compreendem:

- Avaliar a adequação geral do local para o projeto proposto;
- Possibilitar um projeto apropriado e economicamente viável;
- Identificar possíveis desafios durante o processo construtivo relacionados ao terreno/geologia e apontar as medidas necessárias.

Recomendações da literatura (Clayton *et al.*, 2013; FHWA, 1999; Shukla e Sivakugan, 2002; Budhu, 2015) indicam que esse procedimento deve ser realizado em quatro etapas principais:

1. Compilação prévia das informações disponíveis, também conhecida como "desk study" (estudo de mesa, em tradução livre) pelos autores mencionados. Nesta fase, são analisados documentos como fotos aéreas, mapas geológicos e outras informações relevantes sobre o solo da região ou o local específico em estudo (inclusive considerando a possibilidade de contaminação ou a presença de patrimônio arqueológico).

2. Reconhecimento de campo, ou seja, inspeção presencial do local;

3. Investigação de campo preliminar;

4. Investigação de campo detalhada, caso seja identificada, na etapa anterior, a necessidade de informações complementares ou a presença de regiões críticas que exijam detalhamento mais aprofundado.

Relativamente às etapas efetivas de investigação, após os estudos iniciais e o reconhecimento de campo, estas podem incluir testes *in situ*, amostragem e testes em laboratório (Shukla e Sivakugan, 2002).

Os testes *in situ* são recomendados para medir as características e propriedades do terreno em sua condição natural, não perturbada (teoricamente), e não exigem amostragem. Uma síntese de algumas das principais técnicas *in situ* pode ser observada na Tabela 6, como sondagens à percussão (SPT), Piezocone (CPTu), Pressiométrico (PMT), Dilatométrico (DMT) e Palheta.

Tabela 6 - Ensaios de investigação de campo *in situ*

Ensaio	Resultados/ parâmetros obtidos	Indicação de uso
Sondagens à percussão (SPT)	Estratigrafia simples, caracterização tátil visual das amostras, $N_{SPT}$	Solos em geral
Piezocone (CPTu)	Estratigrafia detalhada; Resistência não drenada ( $S_u$ ), Razão de sobreadensamento (OCR), coeficiente de empuxo em repouso ( $K_0$ ), Módulo oedométrico ( $E_{oed}$ )	Solos menos resistentes (argilas muito moles a moles, areias fofas)
Pressiométrico (PMT)	$S_u$ , módulo de cisalhamento ( $G_0$ )	Solos em geral, não recomendado para argilas muito moles
Dilatométrico (DMT)	$S_u$ , OCR, $K_0$	Idem PMT
Palheta	$S_u$ , sensibilidade de argilas	Argilas muito moles e moles

Fonte: Shukla e Silvakugan (2002)

No âmbito dos ensaios laboratoriais, geralmente, são conduzidos em amostras indeformadas para a obtenção dos parâmetros de resistência, por meio de testes de cisalhamento direto ou compressão triaxial. No entanto, essa prática não é universalmente aplicável a todos os tipos de terrenos; ela é mais apropriada para argilas, nas quais a extração de amostras é viável devido à sua coesão (Budhu, 2013).

As técnicas de laboratório também possibilitam a caracterização dos índices físicos de amostras de solo deformado, permitindo a obtenção de parâmetros como a massa específica dos grãos, teor de umidade, granulometria e limites de Atterberg (Carvalho, 2009; *Apud* Oliveira, 2023).

Especificamente em relação às estruturas de contenção, os parâmetros frequentemente necessários, conforme destacado por Clayton *et al.* (2013), englobam o peso específico, os parâmetros de resistência ( $c$ ,  $\varphi$ ), a rigidez ( $mv$ ,  $E$ ), o coeficiente de consolidação ( $cv$ ) e o coeficiente de permeabilidade ( $k$ ). Assim, os ensaios mais pertinentes para os projetos de contenção são aqueles que viabilizam a obtenção destes parâmetros.

Contudo, persistirão incertezas em relação à distribuição real das camadas, assim como à precisão dos parâmetros atribuídos. Clayton *et al.*, (2013) ressaltam que os cálculos geotécnicos inevitavelmente incorporam elementos empíricos.

### **2.7.9 Parâmetros de projeto derivados por meio de correlações com o ensaio SPT**

Dada a falta de investigações geotécnicas abrangentes, os parâmetros do terreno para o projeto podem ser, eventualmente, determinados por meio de correlações. É essencial destacar que essas definições de parâmetros devem ser fundamentadas em informações pertinentes e validadas para as condições geológicas e geotécnicas em análise. Em outras palavras, é recomendável que os parâmetros atribuídos sejam comparados a dados e experiências locais (Clayton *et al.*, 2013).

Entre os parâmetros de particular interesse para o projeto de contenções, destacam-se a coesão e o ângulo de atrito do solo, além do módulo de deformabilidade e seu peso específico. Na Tabela 7, são apresentadas algumas das correlações identificadas na literatura para os parâmetros mencionados.

Tabela 7 - Correlações para estimativas de parâmetros dos solos

Proposta	Correlação																					
<b>Coesão</b>																						
Teixeira e Godoy (1996)	$c = 10 \cdot N_{SPT}$																					
Alonso (2010)	<table border="1"> <thead> <tr> <th><math>N_{SPT}</math></th> <th>Consistência</th> <th>Coesão (kPa)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>&lt;2</td> <td>Muito mole</td> <td>&lt; 10</td> </tr> <tr> <td>2 – 4</td> <td>Mole</td> <td>10 – 25</td> </tr> <tr> <td>5 – 8</td> <td>Média</td> <td>25 – 50</td> </tr> <tr> <td>9 – 15</td> <td>Rija</td> <td>50 – 100</td> </tr> <tr> <td>15 – 30</td> <td>Muito Rija</td> <td>100 – 200</td> </tr> <tr> <td>&gt;30</td> <td>Dura</td> <td>&gt; 200</td> </tr> </tbody> </table>	$N_{SPT}$	Consistência	Coesão (kPa)	<2	Muito mole	< 10	2 – 4	Mole	10 – 25	5 – 8	Média	25 – 50	9 – 15	Rija	50 – 100	15 – 30	Muito Rija	100 – 200	>30	Dura	> 200
	$N_{SPT}$	Consistência	Coesão (kPa)																			
	<2	Muito mole	< 10																			
	2 – 4	Mole	10 – 25																			
	5 – 8	Média	25 – 50																			
	9 – 15	Rija	50 – 100																			
15 – 30	Muito Rija	100 – 200																				
>30	Dura	> 200																				
<b>Ângulo de atrito</b>																						
Godoy (1983)	$\varphi = 28^\circ + 0,4 \cdot N_{SPT}$																					
Teixeira (1996)	$\varphi = \sqrt{20 \cdot N_{SPT}} + 15^\circ$																					
Muromachi (1974)	$\varphi = 20^\circ + 3,5 \cdot \sqrt{N_{SPT}}$																					
Kulhawy e Mayne (1990)	$\varphi = \tan^{-1} \left( \frac{N_{SPT}}{12,2 + 0,2 \cdot \sigma'_v} \right)^{0,34}$																					
<b>Módulo de deformabilidade (MPa)</b>																						
Blight (1997) *solos residuais	$E = 1,6 \cdot N_{SPT}$																					
Teixeira e Godoy (1996)	$E = \alpha \cdot K \cdot N_{SPT}$																					

Fonte: Adaptado de Cintra *et al.*, (2011)

Na aplicação da correlação proposta por Teixeira e Godoy (1996), para o módulo de deformabilidade, os fatores de correlação  $\alpha_{TG}$  e  $K_{TG}$  variam conforme o tipo de solo, sendo detalhados nas Tabelas 8 e 9.

Tabela 8 - Fator  $\alpha_{TG}$  de correlação de Teixeira e Godoy (1996)

Solo	$\alpha$
Areia	3
Silte	5
Argila	7

Fonte: Cintra *et al.*, (2011)

Tabela 9 - Fator  $K_{TG}$  de correlação de Teixeira e Godoy (1996)

Solo	$K$
Areia com pedregulhos	1,10
Areia	0,90
Areia siltosa	0,70
Areia argilosa	0,55
Silte arenoso	0,45
Silte	0,35
Argila arenosa	0,30
Silte argiloso	0,25
Argila siltosa	0,20

Fonte: Cintra *et al.*, (2011)

Adicionalmente, para o peso específico, é comum empregar tabelas específicas de acordo com o tipo de solo. Um exemplo disso é a proposta de Godoy (1972), cujos detalhes estão apresentados nas Tabela 10 para areias e a Tabela 11 para argilas de acordo com sua consistência.

Tabela 10 - Peso específico da areia de acordo com sua consistência, proposto por Godoy (1972)

$N_{SPT}$	Consistência	Peso específico (kN/m <sup>3</sup> )		
		Seca	Úmida	Saturada
<5	Fofa	16	18	19
5 – 8	Pouco compacta	16	18	19
9 – 18	Medianamente compacta	17	19	20
19 – 40	Compacta	18	20	21
>40	Muito compacta	18	20	21

Fonte: Cintra *et al.*, (2011)

Tabela 11 - Peso específico da argila de acordo com sua consistência, proposto por Godoy (1972)

$N_{SPT}$	Consistência	Peso específico (kN/m <sup>3</sup> )
≤2	Muito mole	13
3 – 5	Mole	15
6 – 10	Média	17
11 – 19	Rija	19
≥20	Dura	21

Fonte: Cintra *et al.*, (2011)

De acordo com Almeida e Oliveira (2018), é crucial destacar que a aplicação de correlações requer cautela. O uso sem uma devida validação pode resultar em parâmetros substancialmente discrepantes da realidade, levando a erros nos projetos, como subdimensionamento ou superdimensionamento.

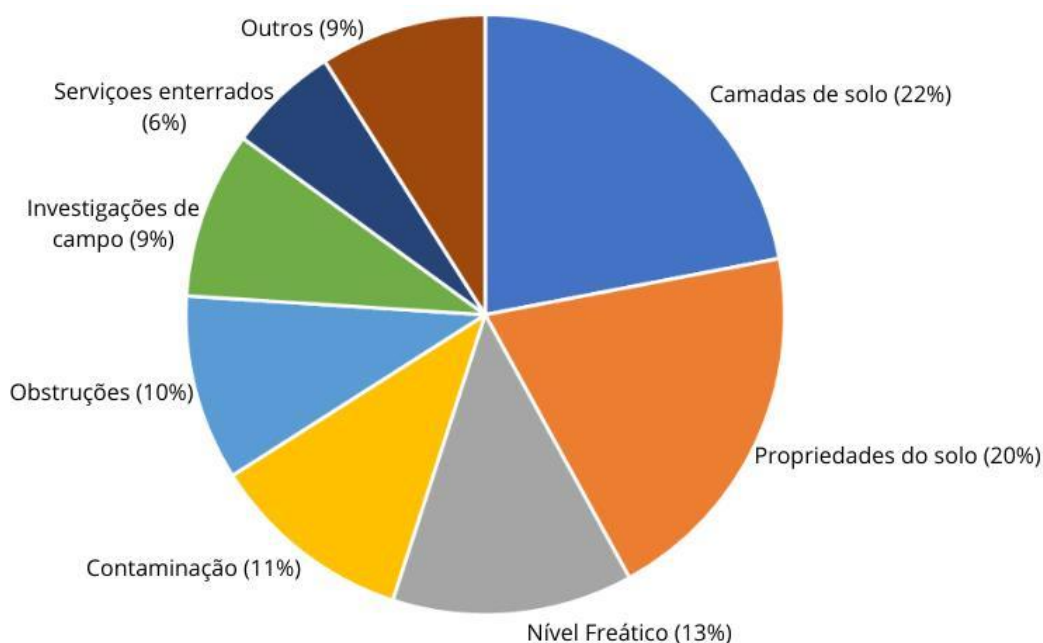
Não é incomum a necessidade de realizar investigações mais detalhadas após o início das obras, devido a situações imprevistas.

A título de exemplo, em uma obra de contenção para escavação de 31 metros em Niterói (Ehrlich e Silva, 2015), as investigações iniciais, que serviram de base para os projetos, não identificaram uma camada de solo menos resistente. Isso resultou na necessidade de conduzir investigações complementares, revisar o projeto, adotar medidas urgentes de reforço e implementar um monitoramento contínuo da contenção durante o processo executivo.

Além do mencionado anteriormente, Clayton et al. (2013) conduziram um estudo no qual identificaram, em 28 obras distintas, as principais fontes de problemas relacionados ao

terreno durante a execução de contenções. O estudo apontou sete causas principais para essas problemáticas, conforme apresentado no gráfico da Figura 20.

Figura 20 - Causas de problemas em 28 obras de contenções



Fonte: Adaptado de Claytton *et al.*, (2013)

Ao analisar o gráfico apresentado, observa-se que quatro fatores, direta ou indiretamente, estão relacionados a obstáculos nas investigações geotécnicas, sendo eles: camadas de solo, propriedades do solo, nível freático e investigações de campo. Esses elementos somam 64% das ocorrências associadas a problemas em obras de contenções. Diante desse cenário, destaca-se a importância crucial de conduzir uma investigação geotécnica de qualidade, especialmente no contexto da construção de estruturas como cortinas atirantadas.

#### 2.7.10 Avanços Tecnológicos nas Aplicações de Tirantes e Ancoragens

Neste seção, serão brevemente destacadas algumas inovações e tendências relacionadas às obras de contenções atirantadas ou ao desenvolvimento de projetos para esse tipo específico de estrutura. Exemplos incluem o uso de tirantes trocadores de calor e tirantes compostos por polímeros reforçados com fibras.

### 2.7.10.1 Tirantes com energia geotérmica

Inovações relacionadas aos tirantes e sua associação com energia geotérmica, são apresentados em diversas pesquisas (Mimouni et al., 2014; Adam e Markiewicz, 2009; ARUP, 2022; *apud* Oliveira, 2023) têm explorado inovações associadas aos tirantes, notadamente no contexto da utilização de energia geotérmica, especialmente em projetos de túneis.

A energia geotérmica, uma fonte renovável, tem despertado interesse como uma solução atrativa para a redução do consumo de energia em sistemas de condicionamento de ar em edificações (Bandeira Neto, 2015). Vale destacar que esses sistemas frequentemente representam aproximadamente  $\frac{3}{4}$  do consumo total de energia em edificações (Mimouni et al., 2014).

Os sistemas trocadores de calor operam por meio de um conjunto de tubulações inseridas no solo, por onde circula um fluido, geralmente água, facilitando trocas térmicas com o subsolo. Esses tubos, associados a bombas de calor, visam otimizar o funcionamento das bombas por meio da troca térmica com o terreno. Esta técnica é internacionalmente conhecida como GSHP - *ground source heat pump* (Bandeira Neto, 2015).

De acordo com Morais e Tsuha (2019), é proposta uma alternativa adicional em sistemas geotérmicos, a qual envolve o uso de estacas trocadoras de calor. Esta abordagem visa avaliar o desempenho térmico dessas fundações levando em consideração as características climáticas, do subsolo e as demandas específicas de energia para climatização, especialmente no contexto brasileiro.

### 2.7.10.2 Tirantes poliméricos reforçados com fibras

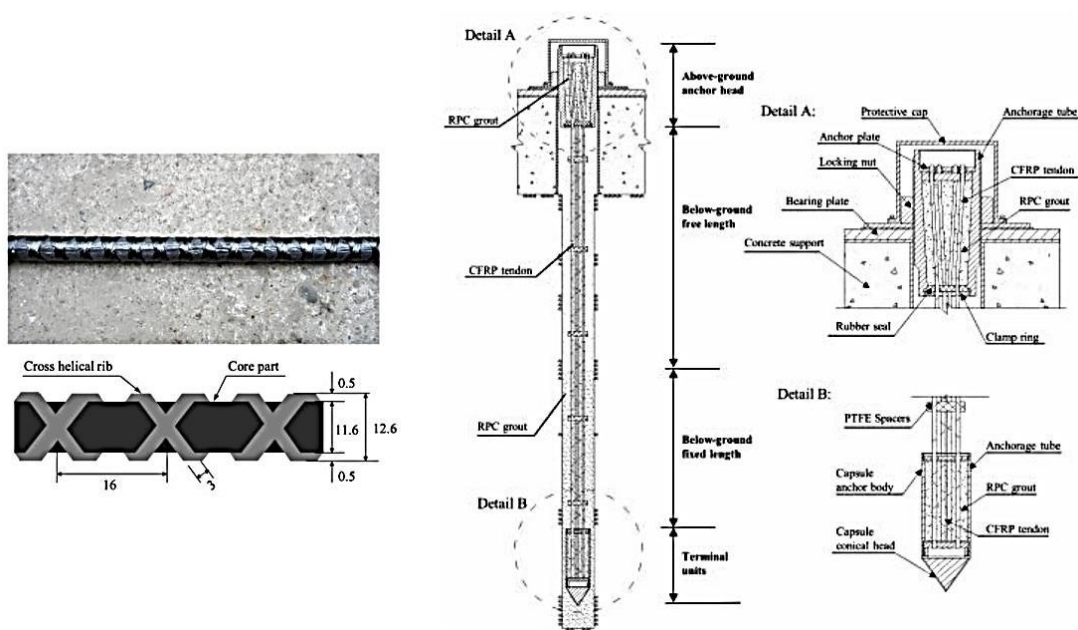
Os tirantes compostos por polímeros reforçados com fibras (FRP - *fiber-reinforced polymer*) foram introduzidos no mercado como uma alternativa às armaduras convencionais de aço nos sistemas de ancoragem, uma vez que esses materiais não são suscetíveis à corrosão, diferentemente do aço. Essas alternativas ao aço são particularmente relevantes devido a várias ocorrências de falhas em tirantes causadas pela corrosão do aço (Benmokrane et al., 2000).



Dentre os tipos de tirantes FRP encontrados na literatura, destacam-se aqueles feitos de aramida (AFRP), fibras de carbono (CFRP) e fibras de vidro (GFRP) (Benmokrane et al., 2000; Zhang et al., 2015; Kou et al., 2015). Devido às diferentes composições desses tirantes, cada tipo apresenta comportamentos e modos de falha distintos. Assim, é essencial consultar a literatura ou fornecedores, que possuam dados atestados, para obter informações específicas sobre os parâmetros desses tirantes (Benmokrane *et al.*, 2000).

Benmokrane et al. (2000) oferece uma comparação entre os tirantes de aramida e carbono (AFRP e CFRP), enquanto Kou *et al.* (2015) aborda o comportamento dos tirantes GFRP. Uma aplicação notável dos tirantes CFRP ocorreu na ponte Aizhai, na China, conforme ilustrado na Figura 21. Nesse projeto, foram utilizados quatro elementos, semelhantes a um sistema de ancoragem em cordoalhas, visando alta performance em termos de capacidade de carga e durabilidade (Zhang *et al.*, 2015).

Figura 21 - Tirante CFRP



Fonte: Zhang *et al.*, (2015)

## 2. 8 MÉTODOS DE CÁLCULO

Embora há uma variedade considerável de métodos de cálculo para a análise de estabilidade de estruturas de contenção atirantadas, tais como:

- Método de Winkler (Molas de Winkler);
- Métodos Empíricos;
- Método Clássico ou Método do Equilíbrio Limite (MEL);

- Métodos dos Elementos Finitos (MEF).

O presente estudo se concentrará exclusivamente no método do equilíbrio limite (MEL) e no método dos elementos finitos (MEF), uma vez que o método clássico (MEL), é amplamente empregado na prática, enquanto o método dos elementos finitos representa uma abordagem mais sofisticada dentre os métodos de cálculo.

Deste modo, o propósito consiste em avaliar as vantagens e benefícios inerentes ao método mais realista, ou seja, o Método dos Elementos Finitos (MEF), em comparação com o método mais difundido.

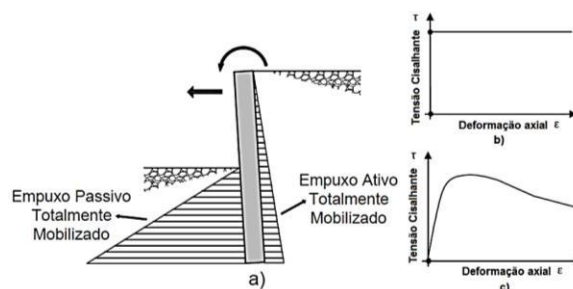
### 2.8.1 Método Clássico

O método clássico é denominado dessa forma devido à sua análise fundamentar-se nas teorias clássicas de empuxo, como propostas por Coulomb e Rankine. Também é reconhecido como Método do Equilíbrio Limite (MEL), uma vez que os cálculos se fundamentam em equações elementares de equilíbrio (MAGALHÃES, 2015).

As premissas fundamentais adotadas por este método incluem:

- A cortina é considerada absolutamente rígida (Figura 22);
- A cortina sofre exclusivamente deslocamentos de rotação e translação (Figura 22);
- Empuxos laterais que atuam sobre a cortina são totalmente mobilizados (Figura 22);
- O solo é considerado rígido perfeitamente plástico (Figura 22);

Figura 22 - Principais hipóteses adotados pelo Método do Equilíbrio Limite



Fonte: Magalhães (2015)

A aplicação do Método do Equilíbrio Limite (MEL) é consagrada e foi, por um longo período, o principal meio de realizar análises de estabilidade. Conseqüentemente, esses procedimentos, historicamente intensivos em tempo, foram susceptíveis à automação com o advento da tecnologia, evoluindo para programas de computador que otimizaram significativamente o processamento de dados.

À medida que a cronologia avançava, emergiram novas abordagens viáveis, impulsionadas pela rapidez na execução de operações matemáticas. Entre os métodos computacionais, destaca-se o Método dos Elementos Finitos (MEF), notável por sua sofisticação e capacidade de realizar análises complexas, que englobam a interação entre solo e estrutura, bem como o comportamento tensão-deformação (FIGUEIREDO, 2018, *apud* MENDES, 2019).

### 2.8.2 Método das Fatias

De acordo com Brito (2003), Fellenius apresentou o Método das Fatias em 1936, durante o Segundo Congresso de Grandes Barragens realizado em Washington. Esse método foi inicialmente desenvolvido pela Comissão Sueca de Geotecnia e posteriormente aprimorado por Fellenius. A essência do método consiste em dividir a massa de solo acima da superfície de ruptura em várias fatias verticais. Assume-se que as forças resultantes nos lados opostos de cada fatia são iguais, de sentidos opostos, e atuam em uma mesma linha paralela à base da fatia. Com essa premissa, as forças normais e cisalhantes nas laterais das fatias podem ser desprezadas, simplificando o problema para que se torne estaticamente determinado.

O Método das Fatias, conforme apresentado por Fellenius, satisfaz apenas o equilíbrio das forças na direção normal à base e dos momentos, sendo o fator de segurança expresso em termos de momento. O método envolve a divisão da superfície potencial de ruptura em várias fatias e a aplicação, em cada uma delas, das equações 12, 13 e 14 de equilíbrio a seguir:

$$\sum \text{Forças Horizontais} = 0 \quad (12)$$

$$\sum \text{Forças Verticais} = 0 \quad (13)$$

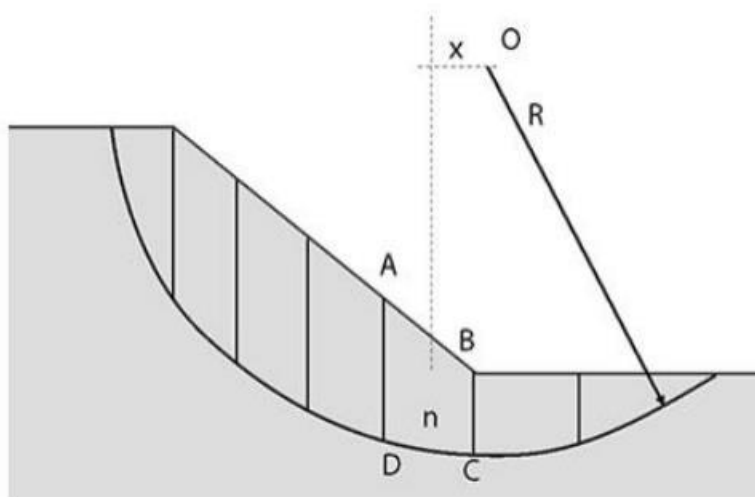
$$\sum \text{Momento} = 0 \quad (14)$$

Ao aplicar as equações de equilíbrio, obtém-se um sistema onde o número de incógnitas supera o número de equações disponíveis. Para solucionar este problema, é necessário adotar algumas hipóteses simplificadoras. Essas hipóteses simplificadoras são o que distingue os diferentes métodos, determinando se são menos ou mais conservadores.

Conforme Gerscovich (2016), o método das fatias calcula o equilíbrio de uma massa ativa de solo. Este método pressupõe que a ruptura ocorre ao longo de uma superfície

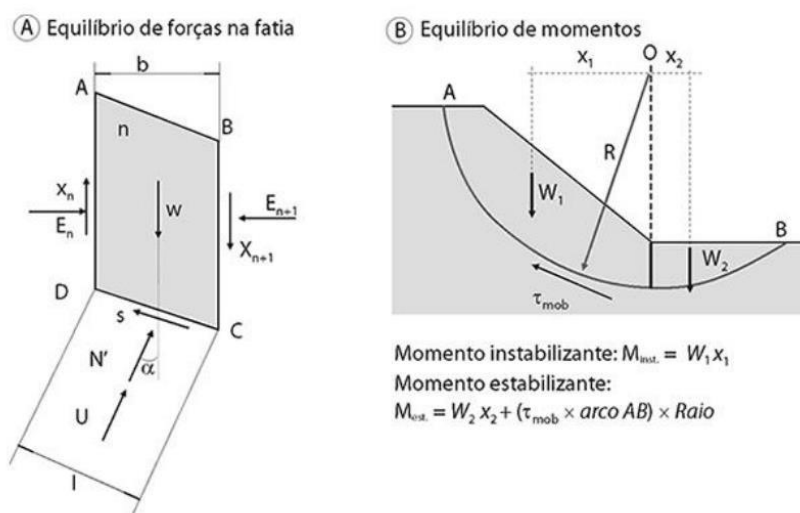
definida, e que todos os elementos situados ao longo dessa superfície atingem simultaneamente a condição de fator de segurança (FS) igual a 1. A Figura 23, apresenta o solo acima da superfície potencial de ruptura como um corpo livre e dividido em fatias. A Figura 24, apresenta o cálculo do equilíbrio, sendo realizado pelas equações da estática.

Figura 23 - Divisão de uma superfície pelo Método das Fatias



Fonte: Gerscovich (2016)

Figura 24 - Equações de Equilíbrio Limite



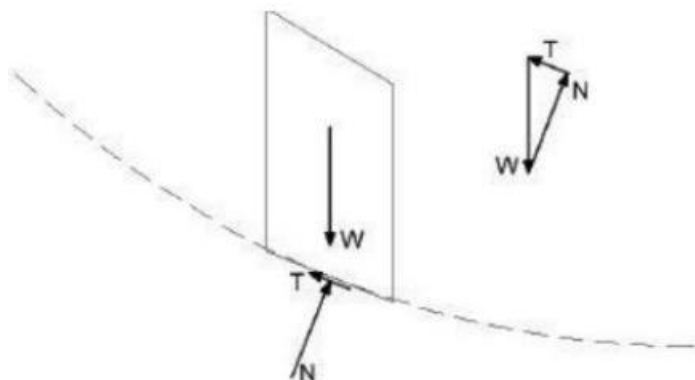
Fonte: Gerscovich (2016)

### 2.8.3 Método de Fellenius (1936)

Conforme Das (2007), este método assume uma superfície de ruptura circular, e o fator de segurança do talude é calculado exclusivamente através do equilíbrio de momentos,

sem considerar as forças tangenciais e normais às faces das fatias (ver Figura 25). O método baseia-se na análise estática do volume de material situado acima da superfície de escorregamento, o qual é dividido em fatias verticais. Dessa forma, determinam-se as forças normais às bases dessas fatias e aplica-se o equilíbrio de forças na direção normal à base (Borgatto, 2006).

Figura 25 - Forças atuantes em uma fatia segundo o Método de Fellenius



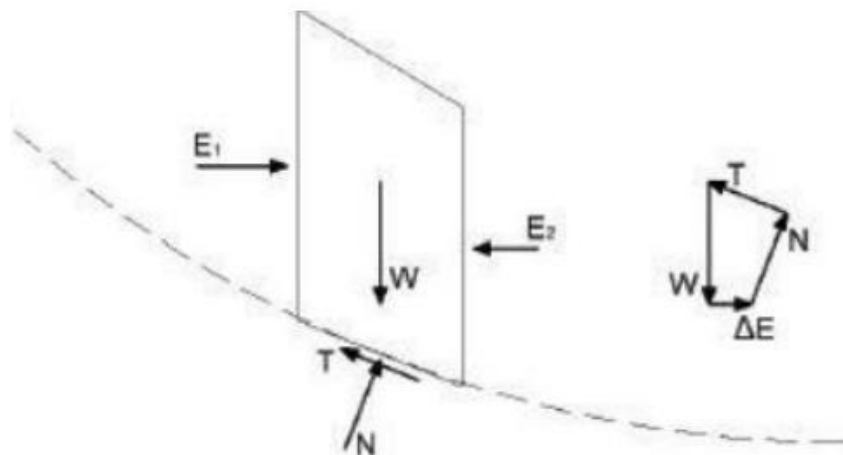
Fonte: Silva (2011)

#### 2.8.4 Método de Bishop (1955)

O método de Bishop, inicialmente criado para analisar superfícies circulares, foi posteriormente validado para superfícies não circulares. Esse método ignora as forças de corte entre as fatias e determina o fator de segurança considerando apenas o equilíbrio de momentos. A omissão das forças de corte na equação do fator de segurança não significa que essas forças sejam inexistentes, mas indica que um dos termos dessa equação é zero. A reação normal na base das fatias é calculada com base no equilíbrio de forças na direção vertical (ZHU, 2008).

Segundo Gerscovich (2016), o método de Bishop realiza o equilíbrio de forças em cada fatia nas direções vertical e horizontal, determinando a força normal. No que se refere às forças entre as fatias, o método elimina as componentes tangenciais. Para o cálculo do fator de segurança (FS), o método não leva em conta as componentes horizontais das forças entre as fatias. A Figura 26 ilustra a configuração das forças segundo o método de Bishop, que satisfaz apenas o equilíbrio do somatório de momentos. Este método considera as forças normais entre as fatias, mas desconsidera as forças de cisalhamento entre elas. Além disso, ele atende ao equilíbrio de forças verticais para determinar a força normal efetiva na base (ABRAMSON et al., 2002).

Figura 26 - Forças atuantes em uma fatia pelo Método de Bishop



Fonte: Silva (2011)

A Equação 15 apresenta a resistência ao cisalhamento ao longo da superfície de escorregamento, com pressão neutra.

$$\sigma_s = \frac{1}{FS} [c + (\sigma_n - \mu) \cdot \text{tg}\phi] \quad (15)$$

Onde:

$c$  – Coesão do material;

$\phi$  - Ângulo de atrito interno;

$\sigma_n$  – Pressão normal atuante ao longo da superfície de ruptura;

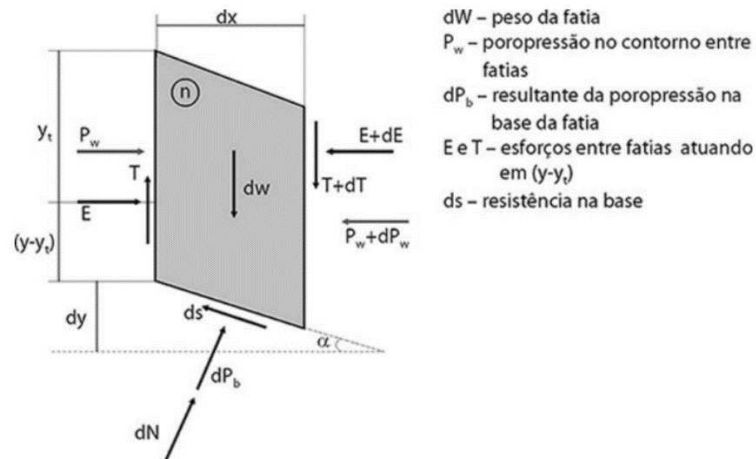
$\mu$  – Pressão neutra;

$FS$  – Fator de Segurança.

### 2.8.5 Método de Morgenstern – Price (1965)

Conforme Gerscovich (2016), o método de Morgenstern e Price (1965) é considerado o mais abrangente entre os métodos de equilíbrio limite para a análise de qualquer superfície. As forças atuantes em fatias infinitesimais são ilustradas na Figura 27. Segundo Resende (2021), este método utiliza uma solução iterativa. Nesse processo, a função de distribuição de forças entre as fatias é definida previamente, assumem-se valores iniciais para o fator de segurança ( $FS$ ), e os empuxos  $E(x)$  e momentos  $M(x)$  são calculados para cada fatia.

Figura 27 - Esforços atuantes em uma fatia qualquer n



Fonte: Gerscovich (2016)

De acordo com Gerscovich (2016), identifica que o método morgenstern – price assumem que a inclinação da resultante ( $\theta$ ) varia, conforme com uma função, ao longo da superfície de ruptura com o objetivo de tornar o problema estaticamente determinado, seguindo as Equações 16 e 17.

$$\tau = \lambda \cdot f(x) \cdot E \quad (16)$$

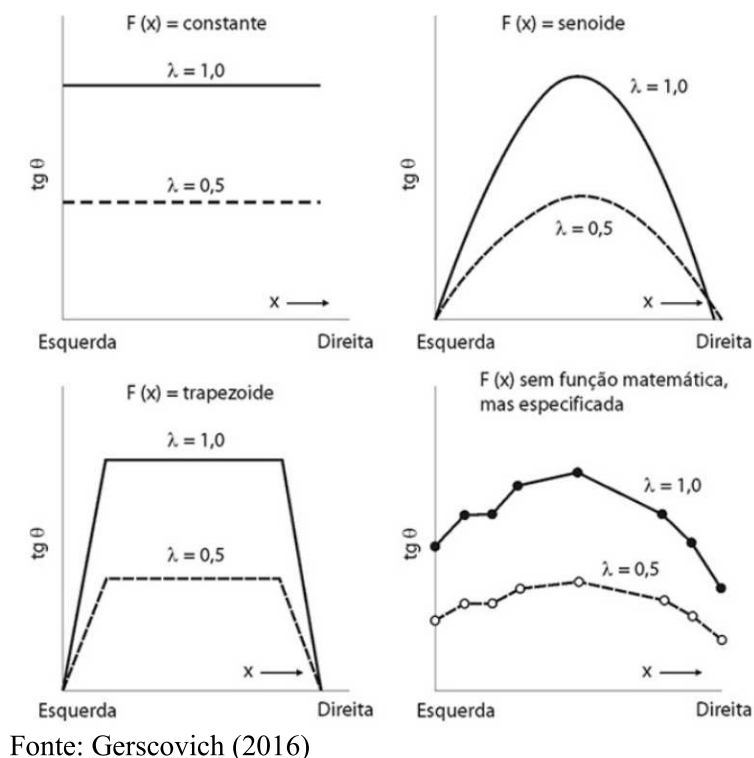
$$tg \theta = \frac{T}{E} = \lambda \cdot f(x) \quad (17)$$

Onde:

 $\lambda$  – Parâmetro escalar; $f(x)$  – Função arbitrária.

A ponto de determinar a função  $f(x)$  é necessário uma avaliação de como a inclinação das forças entre as lamelas varia no talude. Quando  $f(x) = 0$ , o fator de segurança (FS) obtido é equivalente ao do método de Bishop. Por outro lado, se  $f(x)$  é uma constante, o FS resultante coincide com o do método de Spencer. A Figura 28 apresenta os gráficos em função da distribuição da inclinação da resultante das forças entre as fatias.

Figura 28 - Gráficos de acordo com função de distribuição da inclinação da resultante da força entre fatias



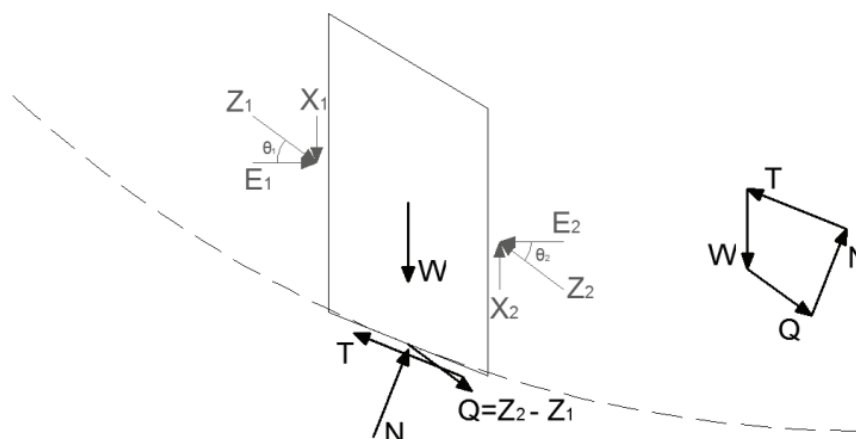
### 2.8.6 Método Spencer (1967)

O método de Spencer, amplamente reconhecido por sua precisão, atende a todas as equações de equilíbrio, tanto de momentos quanto de forças. Neste método, as forças de interação entre as fatias são representadas por uma resultante ( $Q$ ) que mantém uma inclinação constante ( $\theta$ ) em relação à horizontal em cada fatia (Figura 29). Spencer postulou a validade da hipótese de que a razão entre as forças de corte ( $X$ ) e as forças normais ( $E$ ) permanece constante. Esta resultante é aplicada na base da fatia e no ponto médio da mesma.

A reação normal ( $N$ ) é determinada pelo equilíbrio de forças na direção paralela e perpendicular à base das fatias. O fator de segurança (FS) pode ser calculado de duas maneiras: através do somatório dos momentos em relação a um ponto ou pelo somatório das forças na direção horizontal ou paralela à base das fatias. O método também prevê o cálculo do FS para os dois ângulos correspondentes aos dois lados das fatias (Fredlund, 1977).



Figura 29 - Forças atuantes em uma fatia pelo método de Spencer



Fonte: Silva (2011)

### 2.8.7 Análise de cortinas atirantadas pelo Método dos Elementos Finitos – MEF

O método dos elementos finitos representa atualmente a ferramenta numérica mais versátil para a análise de problemas relacionados à interação solo-estrutura. Ele oferece a capacidade de modelar de maneira realista o comportamento mecânico não apenas da superestrutura, mas também das fundações e do solo. Este método preserva a geometria da estrutura, a superfície do terreno e os estratos de solo, permitindo a ocorrência de deslocamentos relativos entre os diferentes componentes do sistema. Além disso, é capaz de lidar com condições de contorno complexas, carregamentos estáticos ou dinâmicos, procedimentos de escavação ou aterros incrementais, entre outros aspectos (More, 2003).

More (2003), identifica que a utilização imediata do Método dos Elementos Finitos (MEF) em análises de estabilidade para a determinação do fator de segurança global em relação aos parâmetros de resistência do solo pode ser realizada simulando-se o processo de colapso do maciço por meio da redução gradual dos referidos parâmetros, com base na Equações 18 e Equação 19.

$$C * = \frac{c}{M} \quad (18)$$

$$\text{Tan} * \phi = \frac{\tan \phi}{M} \quad (19)$$

Onde:

c – Coesão do solo;

$\phi$  - Ângulo de resistência ao cisalhamento do solo;

M – Parâmetro redutor nas análises de MEF, até a ruptura do maciço quando  $M = FS$  (Fator de segurança global).

## 2.9 PERSPECTIVAS DA MODELAGEM DE CORTINAS ATIRANTADAS

Na modelagem de cortina não são identificadas dificuldades quando a cortina atende às condições do estado plano de deformação. Caso se opte pela utilização de elementos de viga para a modelagem, a rigidez axial (EA) e a rigidez à flexão (EI) são incorporadas diretamente como propriedades do material.

Aqui, A e I denotam, respectivamente, a área e o momento de inércia da seção transversal da cortina, por um metro de comprimento. Também,  $e$  a Espessura da cortina e  $Eeq$  o Módulo de Elasticidade. De acordo com More (2003), se elementos planos forem adotados, a rigidez axial (EA) e rigidez à flexão (EI) podem ser estabelecidas por meio das Equações 20 e 21. Adicionalmente, elementos de interface na face interna da cortina são utilizados para viabilizar a simulação de deslocamentos relativos entre o solo e a estrutura.

$$EI = \frac{Eeq * e^3}{12} \quad (20)$$

$$EA = Eeq * e \quad (21)$$

Já na Modelagem da ancoragem da cortina atirantada, a ancoragem, como é conhecido, consiste em segmentos distintos, o livre e o ancorado, que podem ser representados por meio de elementos diversos. É comum desconsiderar qualquer tensão cisalhante desenvolvida entre o solo e o trecho livre, sendo frequentemente empregados elementos de mola que conectam diretamente a cortina, em uma extremidade, ao bulbo de ancoragem, na outra.

### 2.9.1 Modelagem com o *Software Plaxis 2d*

O *software* Plaxis (Código de Elementos Finitos para Análises de Solo e Rocha, Versão 8.2) é fundamentado no método de elementos finitos amplamente empregado na engenharia geotécnica, tanto em duas quanto em três dimensões. Por meio deste programa, torna-se viável analisar deformações, estabilidade, interação entre o solo e o nível d'água, dentre várias outras possibilidades, tanto em solos quanto em rochas. Suas aplicações são abrangentes e englobam diversos tipos de estruturas, incluindo escavações, fundações, aterros e túneis (PLAXIS, 2019).

A Engenharia Geotécnica demanda abordagens de modelos avançados que se alinhem de maneira precisa com a realidade, incorporando comportamentos não lineares e dependentes do tempo para os solos investigados. O programa também engloba procedimentos destinados a considerar a influência da poropressão nos solos em suas análises (PLAXIS,2019, *apud* MENDES, 2019, p 49).

De acordo com Silva (2015), o sistema de cálculo parte do pressuposto de pequenas deformações, as quais atendem à condição de equilíbrio para elementos não deformados em sua configuração original. Em casos de projeto nos quais essa abordagem se mostra insuficiente, é viável gerar uma nova malha de elementos a partir dessa deformação atualizada utilizando o comando "*Updated Mesh*".

Neste estudo, será empregada a versão 8.2 do *software* Plaxis, que conforme Henriques Junior (2007), *apud* Mendes (2019), esta divisão é composta por quatro subprogramas: sub-rotina de entrada de dados ("*Input*"), cálculo ("*Calculation*"), saída de resultados ("*Output*"), e saída gráfica ("*Curves*"). Echeverría Fernandes (2006, *apud* Pacheco, 2019, p. 70) define as quatro rotinas de cálculo conforme a seguir:

“*Input*”: Módulo destinado à inserção dos parâmetros geométricos, disposição dos elementos, condições de contorno, propriedades dos materiais, cargas, condições iniciais de tensão ou deformação do problema, o modelo de comportamento do solo, as condições de fronteira e geração da malha de elementos finitos.

“*Calculation*”: Realiza o cálculo do estado de tensões e deformações decorrentes do problema. O usuário especifica fases de simulação, como carregamento, descarregamento, escavação, construção, entre outras. O *software* considera exclusivamente a análise de deformações e distingue entre cálculo plástico, análise de adensamento e avaliação do fator de segurança.

“*Output*”: O módulo de saída de resultados proporciona a visualização das deformações, deslocamentos, tensões totais ou efetivas, tanto principais quanto em suas direções, assim como as cisalhantes relativas. É possível obter tabelas com resultados de deslocamentos, deformações e tensões totais e efetivas. Além disso, o software gera gráficos de força, tensões, deslocamentos e deformações nos diversos elementos. Permite a visualização de pontos de plastificação ou mesmo zonas de tração.

“*Curves*”: Possibilita a criação de gráficos representativos do comportamento "carga-deslocamento" e "tensão-deformação".

Conforme Teixeira (2018), o *software* apresenta os seguintes modelos constitutivos para a representação do comportamento de materiais geotécnicos: linear elástico, modelo de Mohr-Coulomb, modelo elasto-plástico com endurecimento isotrópico (*Hardening Soil Model*), modelo elasto-plástico com amolecimento (*Soft Soil Model*) e modelo constitutivo para problemas com dependência no tempo (*Creep*).

## 2.10 EXEMPLOS DE OUTRAS TÉCNICAS DE ESTABILIZAÇÃO DE TALUDES

### 2.10.1 Cortina ancorada *versus* Solo grampeado

Ambas as técnicas compartilham semelhanças notáveis. Por exemplo, ambas incorporam elementos para resistir ao cisalhamento, manifestando-se no contato solo-reforço, além do processo executivo ser do topo para a base. No entanto, distinções marcantes também surgem entre esses métodos. Enquanto na cortina atirantada o elemento é o tirante, caracterizado por um trecho livre e outro ancorado, no solo grampeado são utilizadas inclusões semirrígidas conhecidas como grampos. O grampeamento do solo envolve o reforço obtido através da resistência à flexão desses elementos (GeoRio, 2000).

Os tirantes influenciam o estado de tensões no solo devido à presença de tensão gerada pela protensão. Além disso, a protensão reduz deformações e distribui forças com magnitudes, sentidos e direções específicos por toda a área de contato na superfície. No solo grampeado, os grampos não influenciam as tensões iniciais do solo, pois permanecem inativos até que ocorra deslocamento no solo. A estabilidade é alcançada pelo atrito gerado na interface solo-reforço, ativado apenas quando há deformação no solo. Assim, devido à necessidade de deformações no solo para mobilizar a resistência ao cisalhamento dos grampos, as estruturas de solo grampeado exibem maior deformabilidade em comparação com a cortina atirantada (Ehrlich, 2003).

Para condições de projeto iguais, será necessário um número maior de grampos em comparação com o número de tirantes. Isso leva à conclusão de que a ruptura de um grampo tem um impacto menor na estabilidade do que a ruptura de um tirante. Além disso, as faces das duas estruturas desempenham funções distintas. Enquanto a face em solos grampeados é

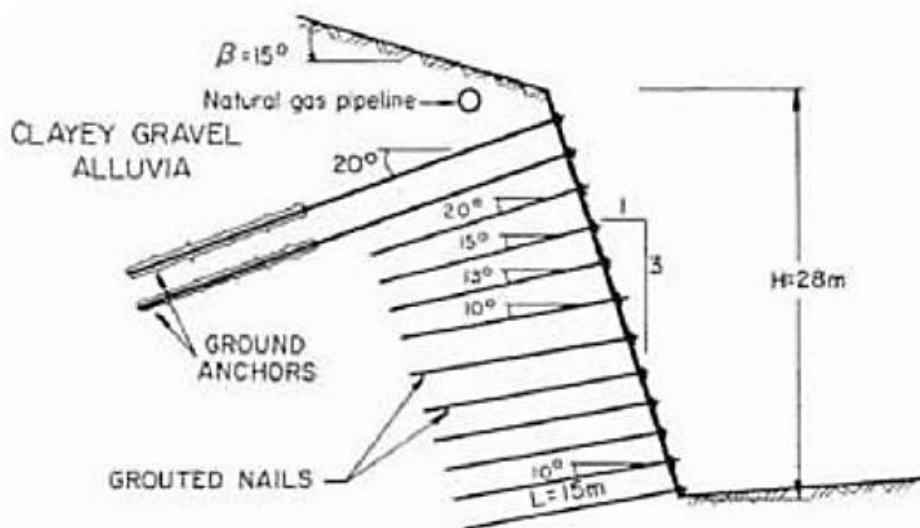
essencial apenas para assegurar a estabilidade global e prevenir a erosão, a face em cortinas atirantadas contribui para a estabilidade da zona potencialmente instável (Ehrlich, 2003).

Nos tirantes, há uma divisão entre o trecho livre e o trecho ancorado, com uma distribuição de tensões relativamente constante no trecho livre e variável no trecho ancorado. Em contrapartida, nos grampos, as tensões variam ao longo de todo o comprimento (Mitchell; Villet, 1987).

A técnica de solo grampeado oferece benefícios econômicos, sendo menos dispendiosa em comparação com a cortina atirantada, uma vez que não requer uma face extremamente resistente. Adicionalmente, sua execução é mais rápida, pois não há a necessidade de aguardar o tempo de cura do concreto, como é o caso da cortina atirantada (GeoRio, 2000).

A figura 30 ilustra um projeto que combina técnicas de solo grampeado e cortina atirantada, formando uma contenção híbrida que visa minimizar os deslocamentos causados pela flexão.

Figura 30 - Estrutura mista de contenção



Fonte: Clouterre (1991)

### 3 MATERIAIS E MÉTODOS

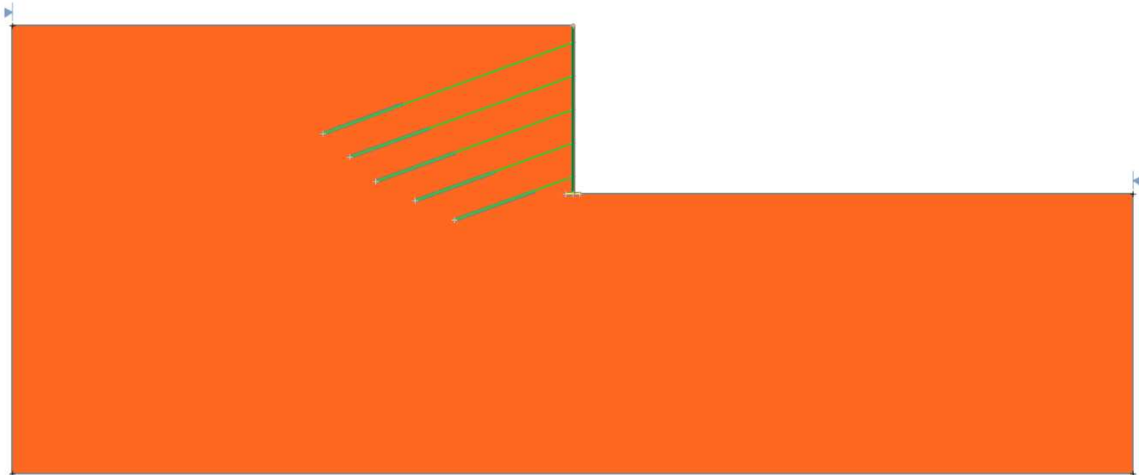
No decorrer desta pesquisa, foram modeladas cortinas atirantadas com uma altura de 12 metros, abrangendo variações nos parâmetros geotécnicos e nas características dos tirantes. Inicialmente, uma estrutura padrão foi selecionada, e as análises foram conduzidas a partir de variações dessa estrutura. Para a modelagem das estruturas, foram empregados dois *softwares* distintos, o Plaxis e o Slide. O Plaxis utiliza o método dos elementos finitos (MEF) e o Slide utiliza o método do equilíbrio limite (MEL). A abordagem iniciou-se com um método mais simples, o método do equilíbrio limite, evoluindo para uma modelagem mais sofisticada, o método dos elementos finitos. No método dos elementos finitos, as modelagens foram realizadas no ambiente 2D, fazendo uso do programa PLAXIS. Durante a modelagem 2D, foram adotadas duas abordagens para representação dos tirantes: inicialmente, por meio do elemento GEOGRID (considerando apenas a rigidez axial do tirante) e posteriormente, por meio do elemento PLATE (considerando a rigidez axial e flexural do tirante). Este capítulo apresenta os principais procedimentos empregados nas modelagens e detalhes sobre o programa de análises. Cabe destacar que, neste contexto, o termo "tirante" engloba o conjunto trecho livre e o trecho ancorado, barra - calda de cimento envolvente.

#### 3.1 MODELAGEM PELO MÉTODO DO EQUILÍBRIO LIMITE – MEL

##### 3.1.1 Geometria

Para a implementação do método do equilíbrio limite, foi empregado o *software Slide*. Na interface do programa, procedeu-se ao desenho da geometria do maciço, com uma representação da cortina de 12 metros de altura. Cinco tirantes inclinados a 20°, com comprimentos de trecho livre variados, respeitando o limite mínimo estabelecido em norma e o trecho ancorado de 6 metros para todos os cinco tirantes, foram incorporados na escavação, a qual apresenta 12 metros de altura, conforme ilustrado na Figura 31. Esses tirantes foram posicionados a 1,2 metros da base do talude, com um espaçamento vertical de 2,4 metros entre eles, e a 1,2 metros do topo do talude. Esta configuração será referida como a "estrutura padrão" e será adotada como base no modelo numérico 2D.

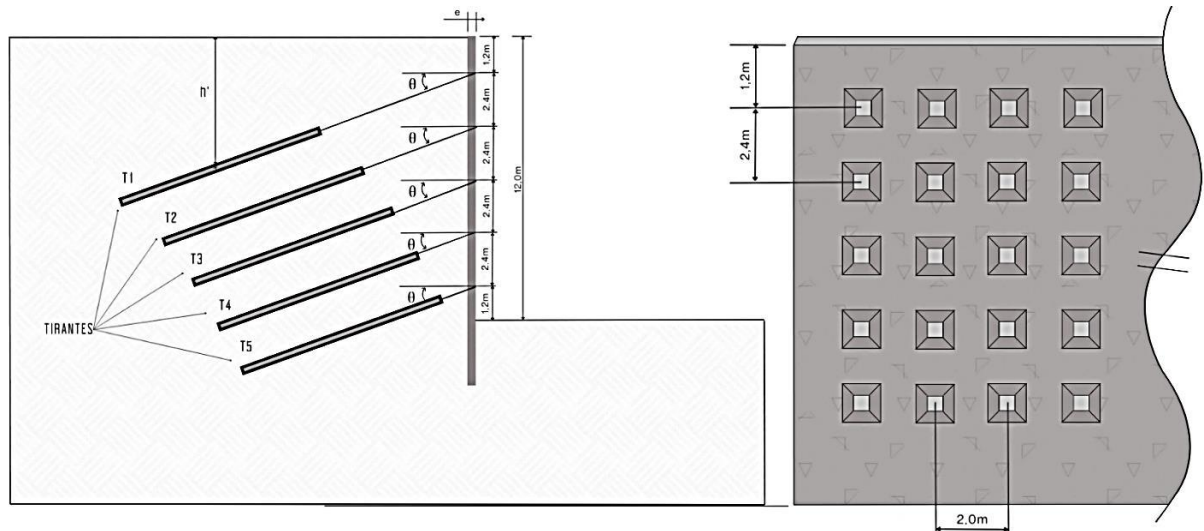
Figura 31 - Geometria padrão da cortina atirantada no *software slide*



Fonte: Autor (2024)

Com o propósito de conduzir a análise de estabilidade deste estudo, foram implementadas variações nos parâmetros geométricos da cortina atirantada hipotética. Além disso, diversas considerações foram feitas a respeito dos parâmetros geotécnicos, inclusão dos tirantes nas análises, emprego de métodos específicos, entre outras considerações, como será detalhadamente exposto a seguir. A Figura 32 identifica a seção em corte e a vista frontal, respectivamente, da cortina atirantada hipotética adotada neste estudo.

Figura 32 – Seção em corte na cortina atirantada hipotética



Fonte: Autor (2024)

### 3.1.2 Parâmetros geotécnicos do solo

Foram tomados em consideração os parâmetros característicos de solos residuais, ou de solos tropicais em geral. Os seguintes valores foram adotados: Peso específico natural ( $\gamma_{nat}$ ) de 19 kN/m<sup>3</sup>; Ângulo de atrito ( $\phi'$ ) de 35°; Coesão ( $c'$ ) 5kPa; Coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) de 0,30 e módulo de elasticidade (E) de 30 x 10<sup>3</sup> kPa. A Tabela 12 apresenta os parâmetros geotécnicos do solo para estrutura padrão.

Tabela 12 - Parâmetros geotécnicos do solo

Parâmetro	Símbolo	Unidade	Valor
Ângulo de Atrito Efetivo	$\phi'$	° (graus)	35
Coesão Efetiva	$c'$	kPa	5
Módulo de Elasticidade	E	kPa	30 x 10 <sup>3</sup>
Coeficiente de Poisson	$\nu$	-	0,30
Peso Específico	$\gamma_{nat}$	kN/m <sup>3</sup>	19

Fonte: Autor (2024)

Na presente análise será levado em consideração o nível d'água em uma análise separadamente, considerando solos saturados. Além disso, vale ressaltar que é possível encontrar presença de água no solo, comum nas estruturas de cortinas atirantadas em encostas. Além disso, os parâmetros utilizados na análise de estabilidade não consideram efeitos de sucção/ou variações por efeitos de chuva, em virtude de não ser o tema da presente pesquisa.

### 3.1.3 Parâmetros considerados para os tirantes

No que concerne aos tirantes utilizados, optou-se por adotar propriedades uniformes para todos os tirantes. No caso da estrutura padrão, constatou-se que apenas os tirantes horizontais eram necessários. As características específicas dos tirantes empregados estão detalhadas na Tabela 13.

Tabela 13 - Propriedades dos Tirantes inseridas no Slide

Propriedades dos tirantes	
Espaçamento horizontal (m)	2
Carga de trabalho (kN)	460
Força de arrancamento ( <i>Strenght Bond</i> ) (kN/m)	144,51

Fonte: Autor (2024)



Para a determinação da resistência ao arrancamento ( $q_s$ ), foi selecionado o valor estabelecido para o tirante Inco 45D, que apresenta uma carga de 46 tf (460 kN), fornecido pela empresa Incotep. Assim, ao adotarmos uma resistência ao arrancamento ( $q_s$ ) de 460 kN/m<sup>2</sup>, com um diâmetro do trecho ancorado ( $D$ ) de 0,1 m e um comprimento ( $L$ ) de 1 metros, a força de arrancamento ( $F_{arr}$ ) aplicada foi calculada como 144,51 kN/m, conforme descrito pela Equação 22.

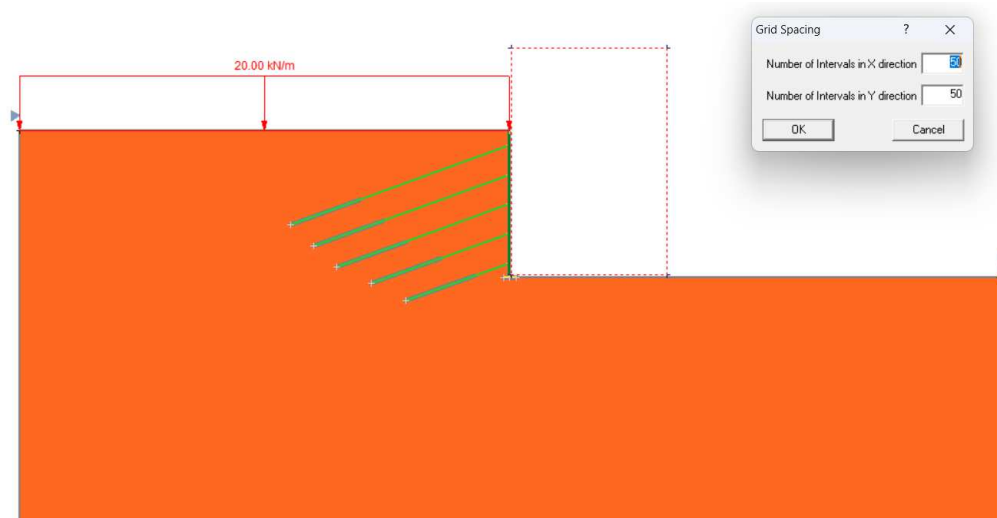
$$q_s = \frac{F_{arr}}{\pi \cdot D \cdot L} \quad (22)$$

É importante destacar que as barras selecionadas para compor o tirante apresentam um diâmetro nominal de 44 mm. Conseqüentemente, conforme indicado na Tabela 13, a carga de trabalho atribuída a essas barras é de 46 toneladas-força (460 kN), conforme especificações fornecidas no catálogo de barras da renomada fabricante Incotep. Quanto à inclinação dos tirantes, optou-se por adotar um ângulo de 20° para a estrutura padrão, variando para 10° e 30°.

#### **3.1.4 Configuração da pesquisa das superfícies de ruptura**

Após uma minuciosa análise da geometria subjacente ao problema em questão, assim como das propriedades intrínsecas dos materiais envolvidos, procede-se à delimitação da área onde serão localizados os centros dos círculos de pesquisa, que representam as superfícies de ruptura. Nesse contexto, foi estabelecida uma área específica caracterizada por um espaçamento regular de 50 intervalos na direção horizontal (eixo x) e 50 intervalos na direção vertical (eixo y). Essa abordagem visa garantir uma distribuição espacial adequada e precisa, permitindo uma análise detalhada e confiável do fenômeno em estudo. A Figura 33 apresenta a estrutura com a malha da pesquisa dos centros e o carregamento mínimo distribuído adotado.

Figura 33 - Região de pontos para a superfície de ruptura



Fonte: Autor (2024)

Uma vez delimitada a área de interesse, o próximo passo consiste em realizar os cálculos necessários para análise. Para isso, é empregado o comando "*compute*", o qual aciona o programa para realizar uma análise detalhada das possíveis superfícies de ruptura. Após a conclusão dos cálculos, a interface do usuário é automaticamente apresentada através do comando interpretativo, exibindo assim a janela dos resultados.

Nesse contexto, é possível visualizar a superfície com o menor fator de segurança identificado para cada método de análise considerado. Estes métodos incluem o Bishop simplificado, Spencer e Morgenstern-Price, destacando-se que para a análise do modelo padrão, optou-se pela utilização do método de Morgenstern-Price. Essa abordagem permite uma compreensão abrangente e comparativa das diferentes estratégias de análise adotadas, contribuindo para uma avaliação criteriosa da estabilidade do sistema em estudo no contexto da engenharia geotécnica.

### 3.2 PARÂMETROS DA CORTINA ATIRANTADA PARA A MODELAGEM PELO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

O projeto de uma cortina atirantada está intrinsecamente vinculado à necessidade de estabelecer uma estrutura ancorada que apresente rigidez suficientemente capaz de garantir a estabilidade da massa de solo interna em conformidade com o nível de serviço ao qual será submetida. A elaboração do dimensionamento dessas estruturas parte do princípio, em grande parte dos casos, de que diversos modos de ruptura possíveis estão salvaguardados por um determinado fator de segurança, correspondente a situações de equilíbrio limite. De maneira

específica, o dimensionamento de obras envolvendo estruturas ancoradas também leva em consideração os riscos associados à ruptura das armaduras ou ancoragens próprias (SILVA, 2016).

Será utilizado uma cortina atirantada com altura de 12 metros, com um espaçamento vertical entre os tirantes de 2,4 metros, espaçamento horizontal de 2 metros, com uma inclinação ( $\theta$ ) de  $20^\circ$ , com uma espessura de 30 cm e considerando sua execução pelo método descendente. O peso específico do concreto armado ( $\gamma_{\text{concreto}}$ ) adotado corresponde a  $25 \text{ kN/m}^3$ , sendo empregado um concreto C25, que representa o mínimo exigido para obras de concreto armado permanentes para a classe de agressividade II conforme a NBR 6118:2023. O módulo de elasticidade foi estabelecido em 21 GPa, enquanto o coeficiente de Poisson médio foi fixado em 0,2, conforme as especificações da NBR 6118:2023. As Equações 23, 24, 25 e 26 apresentam os cálculos para a obtenção dos parâmetros da cortina atirantada.

$$I_{\text{cortina}} = \frac{b \times h^3}{12} = 2,250 \times 10^{-3} \text{ m}^4 \quad (23)$$

$$EA_{\text{cortina}} = E_{\text{concreto}} \times hc_{\text{cortina}} = 6,3 \times 10^6 \text{ kN/m} \quad (24)$$

$$W_{\text{cortina}} = \gamma_{\text{concreto}} \times hc_{\text{cortina}} = 7,5 \text{ kN m/m} \quad (25)$$

$$EI_{\text{cortina}} = E_{\text{concreto}} \times I_{\text{cortina}} = 4,725 \times 10^4 \text{ kNm}^2/\text{m} \quad (26)$$

Onde:

$b = 1 \text{ m}$  e  $h = 0,30 \text{ m}$ ;

$E_{\text{concreto}} = 21 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$  e  $\gamma_{\text{concreto}} = 25 \text{ kN/m}^3$ ;

A Tabela 14 apresenta de forma resumida os parâmetros utilizados para a cortina atirantada.

Tabela 14 - Parâmetros da cortina atirantada

Parâmetro	Unidade	Valor
EA	[kN/m]	$6,3 \times 10^6$
EI	[kNm <sup>2</sup> /m]	$4,725 \times 10^4$
e	[m]	0,30
W	[kN/m/m]	7,5
v	-	0,2

Fonte: Autor (2024)

### 3.2.1 Dimensionamento do tirante

O projeto de contenção hipotético delineado no presente estudo estabeleceu uma carga de trabalho de 450 kN para todos os tirantes implicados na seção de pesquisa. Contudo, para a

parametrização do desenvolvimento da obra, optou-se por utilizar barras da empresa Incotep Sistemas de Ancoragem. A barra escolhida foi a INCO 45D, a qual é um tirante monobarra derivado de um processo de laminação a frio. Esta apresenta um diâmetro nominal de 44 mm e um diâmetro efetivo de 41 mm, com uma carga de trabalho conforme as especificações da ABNT NBR 5629:2018 de 46 tf, aproximadamente 460 kN para estruturas permanentes.

Considerando um espaçamento horizontal de 2 metros e uma carga de trabalho de 460 kN, ao empregar os cálculos para determinar a força de arrancamento conforme as normas pertinentes, verifica-se que o valor resultante é de aproximadamente 128 kN/m para os tirantes permanentes. Este dado proporciona uma avaliação quantitativa da capacidade de resistência do sistema em relação às forças de tração aplicadas, sendo essencial para garantir a estabilidade e segurança das estruturas envolvidas.

Além disso, em nenhuma circunstância, a distância do início do bulbo deve ser inferior a 3,0 m da superfície do terreno. O comprimento livre, por sua vez, não deve ser inferior a 5,0 m, de maneira a assegurar que as tensões transmitidas ao solo por meio do bulbo de ancoragem não resultem em aumentos significativos da pressão de contato sobre a cortina. Ademais, é imperativo que o recobrimento de terra mínimo sobre o trecho de ancoragem, representado por  $h'$ , seja aproximadamente de no mínimo 5,0 m em relação ao centro do referido trecho de ancoragem (NBR 5629, 2018).

- Trecho livre:

O módulo de deformação do aço fornecido pela empresa Incotep  $E_{aço} = 21.000 \frac{kgf}{mm^2} = 210 \text{ GPa}$ .

A rigidez axial (EA) do trecho livre será determinada como uma função do produto entre o módulo de elasticidade do aço e a área correspondente ao tirante de diâmetro efetivo de 41 mm. Conforme a Equação .

$$E_{\text{trecho}_{\text{livre}}} = E_{aço} \times A_{aço} = 2,772 \times 10^5 \text{ kN} \quad (27)$$

- Trecho ancorado:

De acordo com a GeoRio (2014), é recomendável que o diâmetro mínimo por furo seja de 100 mm. Diante disso, foi adotado um diâmetro de 100 mm, suficiente para garantir o cobrimento mínimo necessário para proteção contra corrosão. Entretanto, devido à composição dual desse componente, torna-se imprescindível determinar uma rigidez axial

(EA) equivalente por metro de bulbo. A Equação 28 delinea de maneira explícita o procedimento para a obtenção desse parâmetro.

$$EAbulbo = (Eaço * Aaço) + (Econcreto * Aconcreto) \quad (28)$$

$$EAbulbo = 4,144 \times 10^5 \text{ kN/m}$$

O comprimento livre adotado foi de no mínimo 3 metros conforme estabelecido em norma, o centro do primeiro bulbo ficou distante mais de 5 metros da superfície de acordo com as especificações. A Tabela 5 apresenta a dimensão dos comprimentos livres e ancorados para cada tirante.

Tabela 15 - Comprimento de cada trecho dos tirantes

Tirante	Comprimento Livre (m)	Comprimento Ancorado (m)
T1	13	6
T2	11	6
T3	9	6
T4	6	6
T5	3	6

Fonte: Autor (2024)

Importa destacar, inicialmente, que este conceito foi seguido na fase preliminar para a delimitação dos segmentos livres dos tirantes, com o propósito de conduzir análises de estabilidade nas quais a participação dos bulbos de ancoragem não desempenhe um papel significativo no mecanismo de ruptura. Em outras palavras, os tirantes foram dimensionados de maneira suficientemente extensa para evitar interferências das bordas no processo analítico.

### 3.2.2 Dimensionamento da fundação dos painéis da cortina atirantada

Os painéis têm a possibilidade de serem suportados por meio de fundação direta, apoio em estacas ou ancoragem em rocha. As cargas transmitidas às fundações das cortinas atirantadas apresentam variações em decorrência do peso do painel, dos componentes verticais dos tirantes e da orientação da componente vertical do empuxo ativo (Gerscovich *et al.*, 2016).

O presente trabalho irá adotar fundação direta, de mesma espessura da parede da cortina, com um embutimento de 40 cm ao longo de todo o comprimento longitudinal da parede da cortina atirantada, em conformidade com os parâmetros geotécnicos e conforme a

ABNT 6122. As Equações 29, 30, 31 e 32 apresentam os cálculos para a obtenção dos parâmetros do embutimento.

$$I_{fundação} = \frac{b \times h^4}{12} = \frac{1 \times (0,40)^3}{12} = 5,333 \times 10^{-3} m^4 \quad (29)$$

$$EA_{fundação} = E_{concreto} \times A_{fundação} = 8,400 \times 10^6 KN/m \quad (30)$$

$$EI_{fundação} = E_{concreto} \times I_{fundação} = 1,120 \times 10^5 KNm^2 \quad (31)$$

$$W_{fundação} = \gamma_{concreto} \times A_{fundação} = 10kN/m/m \quad (32)$$

Tabela 16 - Propriedades do Embutimento

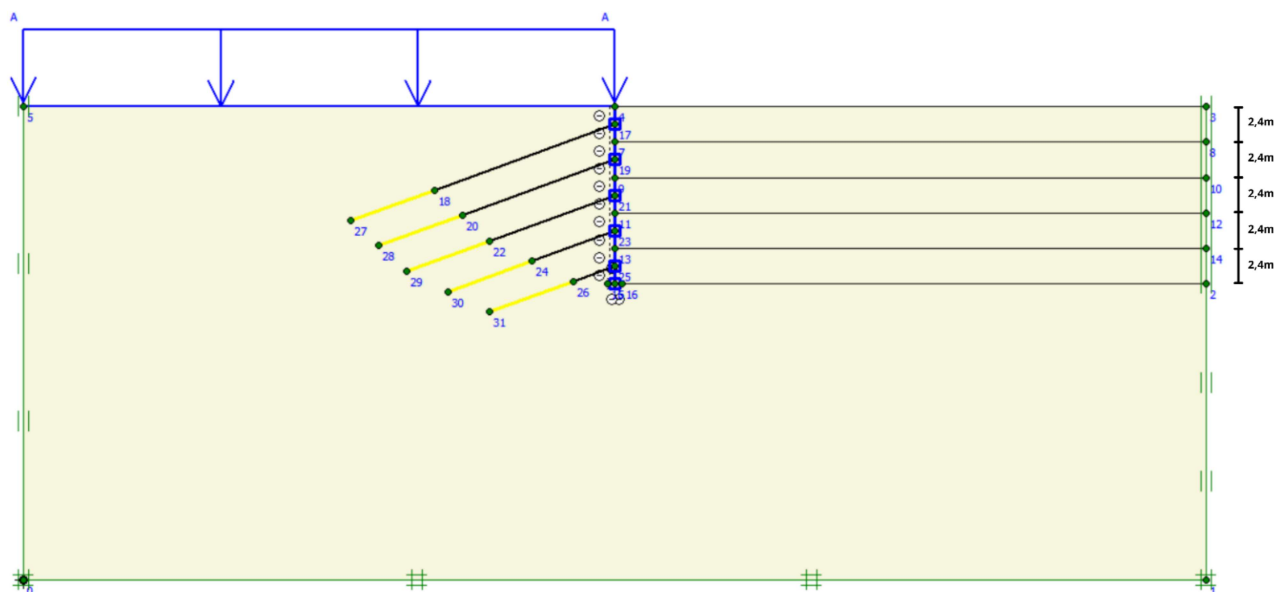
Comportamento	Elástico
EA [kN/m]	$8,400 \times 10^6$
EI [kNm <sup>2</sup> /m]	$1,120 \times 10^5$
W [kN/m/m]	10
$\nu$	0,35

Fonte: Autor (2024)

### 3.3 UTILIZAÇÃO DE MODELAGEM NUMÉRICA POR MEIO DO *SOFTWARE PLAXIS* 2D, INCORPORANDO O ELEMENTO "*GEOGRID*"

As análises numéricas foram conduzidas empregando o *software Plaxis 2D* na versão 8.2. Este software é composto por quatro subprogramas, denominados plataformas, que são: *Input*, *Calculation*, *Output* e *Curves*. A elaboração do modelo padrão será demonstrada nesta seção, utilizando essas plataformas. A Figura 34 apresenta a modelagem da cortina hipotética no *Plaxis*.

Figura 34 - Cortina atirantada hipotética modelada no Plaxis



Fonte: Autor (2024)

Para as condições de contorno do maciço em análise, optou-se por adotar as fixações padrão denominadas "standard fixities". Essa escolha é amplamente reconhecida como uma prática comum em estudos geotécnicos e é regularmente aplicada em diversas análises geotécnicas. Conseqüentemente, os deslocamentos horizontais nas bordas laterais foram fixados como sendo iguais a zero, assim como os deslocamentos verticais e horizontais no bordo inferior do maciço. Essa abordagem de fixação das condições de contorno é fundamental para estabelecer as bases adequadas para a modelagem e análise de comportamento do maciço em questão, refletindo uma consideração cuidadosa das condições reais do terreno e dos requisitos específicos do estudo geotécnico em desenvolvimento.

Adicionalmente, é possível notar na Figura 34 a incorporação do elemento de interface, o qual traduz a interação entre o solo e a parede da estrutura em análise. É importante ressaltar, contudo, que neste estudo a consideração do deslizamento relativo entre o solo e o tirante não foi contemplada, uma vez que sua influência não foi identificada como significativa para os propósitos específicos desta pesquisa. Essa decisão metodológica foi tomada com base em uma análise detalhada das características do problema em questão, levando em consideração as condições de contorno, os parâmetros do solo e os objetivos do estudo, visando assim garantir a precisão e a relevância dos resultados obtidos. A Tabela 17 apresenta uma comparação dos fatores de segurança para a fase final da estrutura, modelando com interface e sem interface entre solo - parede.

Tabela 17 - Fator de segurança obtidos para modelagem com e sem interface na parede da estrutura

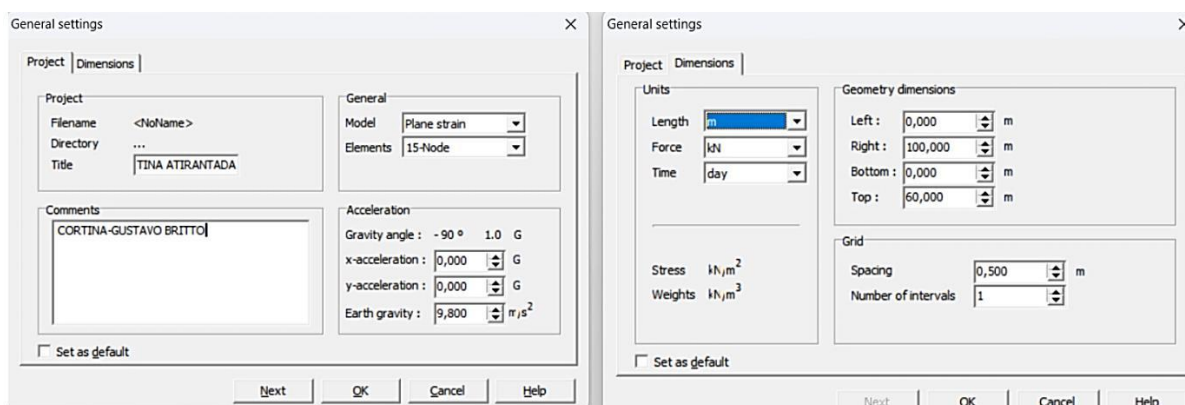
Fator de segurança para estrutura com interface solo-parede	Fator de segurança para estrutura sem interface solo-parede
1,847	1,853

Fonte: Autor (2024)

### 3.3.1 Input

Para iniciar a concepção do modelo numérico na plataforma de entrada, o software solicita a definição de diversos parâmetros gerais concernentes aos modelos de cálculo, unidades de medida e dimensões na interface operacional. A Figura 35 apresenta os dados inseridos para o modelo padrão adotado neste estudo, delineando, assim, os fundamentos iniciais que moldarão a análise subsequentemente realizada.

Figura 35 - Configurações gerais



Fonte: Autor (2024)

No ambiente do *Plaxis*, as problemáticas a serem investigadas podem ser concebidas para condições de deformação plana e de axissimetria, cada qual proporcionando uma perspectiva distinta de análise. A Figura 36 ilustra os dois modelos de análise mencionados.

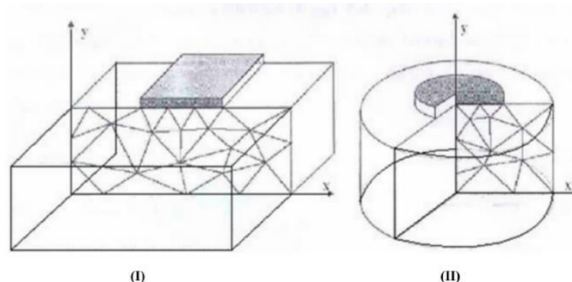
O modelo de deformação plana é amplamente empregado para a análise de estruturas geotécnicas, tais como barragens, túneis e fundações corridas, entre outras. Este estado físico ocorre em estruturas de grande extensão submetidas a um carregamento uniforme ao longo de sua maior dimensão. Devido à sua considerável dimensão, qualquer seção transversal adotada é tratada como uma seção de simetria, resultando na ausência de deformação perpendicular ao seu plano. Entretanto, devido ao efeito de *Poisson*, as tensões na direção da maior dimensão não são nulas.



Por sua vez, os problemas axissimétricos representam uma especialização do estado plano de deformações, expresso em coordenadas cilíndricas. Neste contexto, há a presença de um eixo de simetria axial no corpo em questão, sendo representado na Figura 36 como o eixo  $y$ .

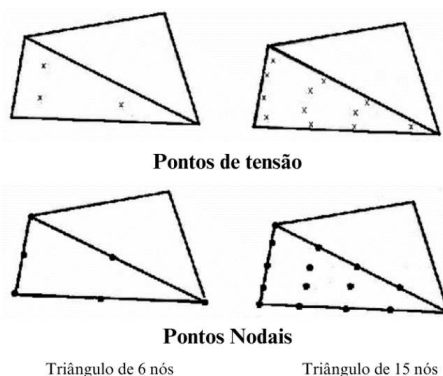
O processo de geração da malha é automatizado, e a geometria é subdividida em elementos triangulares isoparamétricos, com a opção de 6 ou 15 nós. No primeiro caso, a interpolação é de segunda ordem para o cálculo dos deslocamentos, enquanto a matriz de rigidez é avaliada por meio de integração numérica em três pontos de Gauss. Já no segundo caso, a interpolação é de quarta ordem e a matriz de rigidez é avaliada em 12 pontos de Gauss. A Figura 37 também ilustra os elementos triangulares de 6 e 15 nós disponíveis no programa Plaxis.

Figura 36 - Modelos de análises: (I) deformação plana e (II) axssimetria



Fonte: Adaptado de Brinkgreve (2002)

Figura 37 - Modelos de elementos: (I) triangular de 6 nós e (II) triangular de 15 nós



Fonte: Adaptado de Brinkgreve (2002)

### 3.3.2 Geometria, propriedades dos materiais e condições de contorno

A configuração geométrica adotada é intrinsecamente vinculada à natureza do problema em análise, variando conforme as especificidades do mesmo. Um conjunto diversificado de fatores contribui para a definição precisa do problema em questão. Após a determinação da geometria, procede-se à especificação das propriedades dos materiais

envolvidos, cujos parâmetros são determinados em função das características estruturais do elemento e/ou do comportamento do solo.

A seguir, apresentam-se os diversos elementos disponíveis no *Plaxis* para a construção de geometrias, assim como suas respectivas funções, características e propriedades materiais de interesse. Esta abordagem visa proporcionar uma compreensão abrangente e detalhada dos componentes fundamentais utilizados na modelagem e análise de problemas geotécnicos no *software Plaxis*.

- Elemento de linha (*Line*):

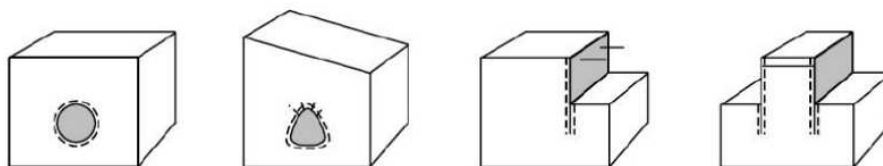
Esses elementos delimitam as fronteiras da massa de solo, estabelecendo os contornos que moldam o ambiente geotécnico em análise. Quando áreas são completamente circundadas por linhas, o programa identifica-as como meios contínuos, possibilitando a aplicação de propriedades para simular o comportamento dos solos dentro dessas áreas. Os parâmetros necessários para tais simulações variam conforme o modelo constitutivo adotado.

No *Plaxis*, uma variedade de modelos constitutivos está disponível para representar o comportamento do solo, incluindo o Modelo Elástico Linear, o Modelo de Mohr-Coulomb, o Modelo de Solo com Endurecimento (Hardening Soil Model), o Modelo de Solo Mole (Soft Soil), o Modelo de Solo Mole com Fluência (Soft Soil Creep) e o Modelo de Rochas Fraturadas (Jointed Rock). Cada um desses modelos oferece uma perspectiva específica sobre como o solo responde às diferentes condições de carregamento e deformação, permitindo uma análise mais abrangente e precisa dos problemas geotécnicos em questão.

- Elementos de placa (*Plate*):

Esses componentes são empregados para emular estruturas esbeltas no solo, caracterizadas por elevada rigidez à flexão e rigidez axial, como paredes, muros, e estruturas de túneis, entre outras aplicações similares. Na modelagem desses elementos, são necessários parâmetros específicos para reproduzir seu comportamento adequado, tais como a rigidez à flexão (representada pelo parâmetro  $EI$ ) e a rigidez axial (representada pelo parâmetro  $EA$ ). Esses parâmetros são cruciais para garantir a representação fiel das características estruturais e comportamentais desses elementos dentro do contexto geotécnico analisado. A Figura 38, apresenta casos de aplicação de *Plates* em estruturas apoiadas, ancoradas e túneis.

Figura 38 - Aplicações de *Plates* em estruturas apoiadas, ancoradas e túneis



Fonte: Manual *Plaxis* (2002)

Com base nos parâmetros fornecidas sobre rigidez à flexão ( $EI$ ) e rigidez axial ( $EA$ ), o *software Plaxis* procede automaticamente ao cálculo de uma seção retangular equivalente, cuja largura é determinada pela Equação 33.

$$d_{eq} = \sqrt{12 \cdot \frac{EI}{EA}} \quad (33)$$

- Elementos de ancoragem (*Anchor*):

Esses elementos lineares desempenham o papel de simular tantas ancoragens (para tração) quanto suportes (para compressão), oferecendo também a capacidade de aplicação de pré-tensões, quando necessário.

- Elementos de geogrelhas (*Geogrid*):

Esses elementos lineares esguios operam exclusivamente sob tração, representando uma característica fundamental na modelagem de estruturas sujeitas a esse tipo de solicitação. Na elaboração desses elementos, o único parâmetro essencial é a rigidez axial elástica ( $EA$ ), que desempenha um papel crítico na reprodução do comportamento estrutural desejado. Esses elementos oferecem a capacidade de modelar reforços planos contínuos de forma eficaz e precisa, contribuindo para a análise geotécnica abrangente e detalhada.

- Elementos de interface (*Interface*):

Esses elementos possuem a capacidade de reproduzir o contato entre distintos materiais, desempenhando um papel fundamental na modelagem de problemas que envolvem a interação entre solo e estrutura. Sua aplicação é ampla e inclui situações que abrangem estacas, muros, dutos, solos reforçados, entre outros contextos geotécnicos. As propriedades de resistência na interface entre esses materiais são intrinsecamente ligadas às características

de resistência do solo subjacente. Essa relação é expressa por meio das equações 34, 35 e 36, onde o fator de redução de resistência  $R_{inter}$  é definido.

$$C_i = R_{inter} \cdot C_{solo} \quad (34)$$

$$\tan \delta_i = R_{inter} \cdot \tan \phi_{solo} \leq \tan \phi_{solo} \quad (35)$$

$$\psi_i = R_{inter} \cdot \psi_{solo} \leq \psi_{solo} \quad (36)$$

Onde:

$C_i$  : Coesão da interface;

$C_{solo}$  : Coesão do solo;

$\delta_i$  : Ângulo de atrito da interface;

$\phi_{solo}$  : Ângulo de atrito do solo;

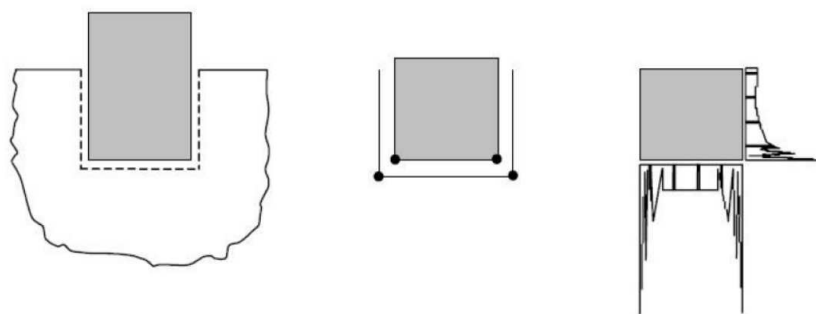
$\psi_i$  : Ângulo de dilatância das interfaces;

$\psi_{solo}$  : Ângulo de dilatância do solo;

As condições de contorno dos problemas geotécnicos podem ser estabelecidas por meio da imposição de forças ou deslocamentos específicos. No ambiente de modelagem oferecido pelo *software Plaxis*, é possível adotar uma variedade de carregamentos, que podem ser distribuídos ao longo de uma linha, concentrados em pontos específicos ou aplicados de forma uniforme. Além disso, é viável prescrever deslocamentos nulos ou permitir a ocorrência de deslocamentos não restritos, conforme a necessidade do problema em análise. Essa flexibilidade proporcionada pelo *Plaxis* possibilita uma representação mais precisa e abrangente das condições de contorno encontradas em situações geotécnicas reais.

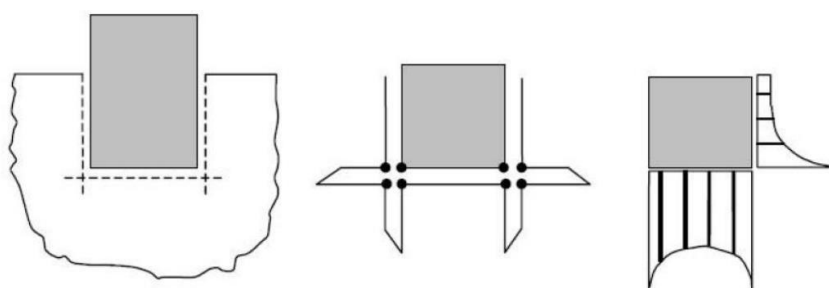
As Figuras 39 e 40 exibem, respectivamente, a interação entre entidades sem a presença de elementos de interface e a interação quando tais elementos são considerados.

Figura 39 - Interação sem elementos de interface



Fonte: Manual *Plaxis* (2002)

Figura 40 - Interação com elementos de interface



Fonte: Manual *Plaxis* (2002)

O critério de Mohr-Coulomb é aplicado para descrever o comportamento mecânico na interface. A tensão de cisalhamento nessa interface é expressa por meio da Equação 37.

$$\tau = C_i + \sigma_n \cdot \tan \phi_i \quad (37)$$

### 3.3.2 Configuração inicial do problema e geração da rede de elementos finitos

Uma vez delineada a geometria e as condições de contorno do problema, juntamente com as propriedades dos materiais envolvidos, prossegue-se com a geração da malha de elementos finitos. Este processo é realizado automaticamente pelo próprio programa e pode compreender elementos compostos por 6 ou 15 nós, conforme explicitado no item 3.1.1. A malha resultante pode ser refinada em regiões de concentração de tensão e/ou deformação, conforme requerido pelas exigências do problema.

Após a geração da malha de elementos finitos, torna-se imperativo definir as condições iniciais do problema. A análise pode ser conduzida levando em consideração a presença, ou não, de água. Comumente, as análises são conduzidas considerando tensões efetivas.

### 3.3.3 Cálculo (*calculation*)

Nesta etapa do software, o usuário tem a oportunidade de especificar o tipo de análise a ser executada. As opções de análise incluem cálculos para comportamento plástico (*Plastic Calculation*), análise de adensamento (*Consolidation Analysis*) e determinação do fator de segurança (*Phi-c reduction*), cada uma empregada conforme a necessidade do problema em questão.

- Cálculo Plástico (*Plastic Calculation*):

Esses elementos são escolhidos para análises elasto-plásticas, caracterizadas pela inexistência da necessidade de considerar o efeito do tempo.

- Análise de Adensamento (*Consolidation Analysis*):

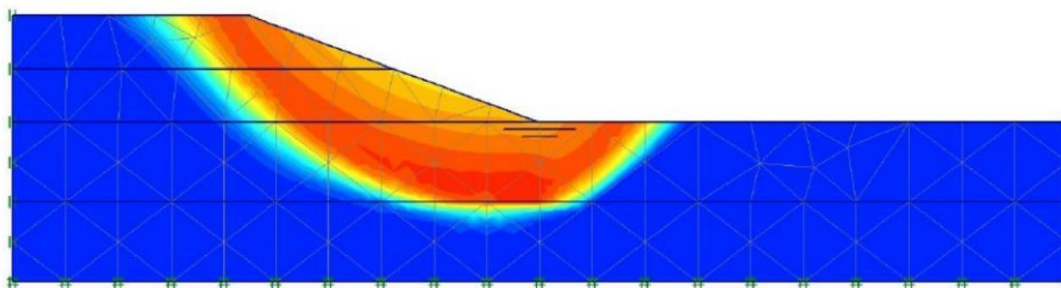
Esses elementos são preferencialmente adotados em situações em que ocorre a geração e a dissipação de poro-pressões ao longo do tempo.

- Determinação do Fator de Segurança (*Phi-c reduction*):

Ao contrário da abordagem convencional que se vale das premissas do equilíbrio limite para o cálculo do fator de segurança, no contexto do *Plaxis*, essa avaliação é realizada mediante uma diminuição progressiva dos parâmetros  $c$  e  $\phi$  até que se torne inviável encontrar uma distribuição de tensões que satisfaça tanto o critério de ruptura de Mohr-Coulomb quanto o equilíbrio global. Essa redução é efetuada por meio da aplicação de um fator de redução, iniciando com o valor unitário e incrementando gradualmente até que ocorra a ruptura.

A ruptura é identificada quando se forma uma superfície contínua de pontos plastificados, acompanhada por grandes deslocamentos. Importante notar que esses deslocamentos não possuem uma interpretação física real, uma vez que estão associados à falta de convergência numérica do *Plaxis*. Entretanto, na condição de plastificação, o *software* pode apresentar deslocamentos ilimitados. Apesar disso, tais deslocamentos permitem uma estimativa da geometria da superfície de ruptura. A Figura 41 proporciona uma representação colorida dos deslocamentos durante o momento de ruptura.

Figura 41 – Visualização em cores dos deslocamentos na ruptura de uma estrutura



Fonte: Manual *Plaxis* (2002)

A observação da ruptura do talude se manifesta através de áreas delimitadas, onde a resistência ao cisalhamento não é capaz de contrapor eficazmente as tensões de cisalhamento aplicadas. Embora a redução dos parâmetros da interface, caso empregada, siga uma abordagem similar, os parâmetros das estruturas permanecem inalterados pela diminuição progressiva.

Assim, o Fator de Segurança (FS) representa o multiplicador pelo qual os parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo são gradualmente reduzidos até atingirem o ponto de ruptura. No contexto do *Plaxis*, o fator de segurança assume, portanto, um papel crucial na avaliação da estabilidade do talude. No *Plaxis* o fator de segurança é de acordo com as Equações 38 e 39.

$$\sum M_{sf} = \frac{\tan\phi'_{inicial}}{\tan\phi'_{reduzido}} = \frac{c'_{inicial}}{c'_{reduzido}} \quad (38)$$

$$FS = \frac{\text{Resistência disponível}}{\text{Resistência na ruptura}} = \sum M_{sf, \text{ na ruptura}} \quad (39)$$

Sobressaem-se distintas facetas ao empregar o método dos elementos finitos em contraste com os métodos tradicionais de equilíbrio limite para a análise de estabilidade de taludes:

- Não se faz imprescindível a imposição de suposições quanto à configuração da superfície de ruptura. A ruptura se manifesta de modo "natural" em áreas da massa de solo onde a capacidade de resistência ao cisalhamento não é adequada para contrabalançar as tensões cisalhantes.

- Dado que o Método dos Elementos Finitos não recorre ao processo de subdivisão em fatias, não se faz necessária a formulação de suposições referentes às forças laterais dessas fatias. O MEF preserva o equilíbrio global até que a condição de "ruptura" seja atingida;
- O Método dos Elementos Finitos, aliado à Técnica de Redução Gradual da Resistência ao Cisalhamento, viabiliza o acompanhamento gradual e meticuloso da evolução do processo de ruptura total por cisalhamento.

### **3.3.4 Modo de saída de dados (*Output*)**

Nesta etapa do software, o usuário é apresentado com a obtenção dos dados resultantes do cálculo realizado, onde o programa produz a representação gráfica da malha deformada. É possível realizar avaliações das tensões (tanto totais quanto efetivas), deformações, deslocamentos e pontos de plastificação. O usuário, interessado na fase específica em que deseja avaliar os resultados dos cálculos, deve selecioná-la no subprograma de Cálculo.

Os resultados podem ser apreciados tanto por meio da interface gráfica quanto na forma de tabelas. É importante destacar que, em uma análise de elementos finitos, os deslocamentos são obtidos para os nós da malha, enquanto as tensões e deformações são obtidas para os pontos de tensão.

### **3.3.5 Curvas (*Curves*)**

Dentro deste programa, encontra-se a capacidade de criar representações gráficas das curvas de tensão em relação à deformação, força em relação ao deslocamento e trajetórias de tensões derivadas das análises realizadas. Para obter essas curvas, é necessário selecionar os pontos de interesse, sejam eles nodais ou de tensão, no subprograma de Cálculo.

## **3.4 ANÁLISE DA CORTINA ATIRANTADA PELO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS UTILIZANDO O *SOFTWARE* PLAXIS 2D**

Plaxis, um pacote de elementos finitos, foi desenvolvido pela Technical University of Delft, Holanda, em 1987, para análises geotécnicas 2D. Em 1993, a empresa comercial Plaxis assumiu o desenvolvimento do software. Neste estudo, os materiais do tirante (aço), da cortina (concreto) e do bulbo de ancoragem (calda de cimento) foram considerados



homogêneos, isotrópicos e linearmente elásticos, requerendo apenas a definição de dois parâmetros ( $E$ ,  $\nu$ ). Já o solo do maciço foi representado pelo modelo de Mohr-Coulomb, necessitando do conhecimento de cinco parâmetros: módulo de elasticidade, coeficiente de Poisson, coesão do solo, ângulo de resistência ao cisalhamento e ângulo de dilatância, sendo este último destinado a mitigar algumas limitações do modelo de Mohr-Coulomb.

### 3.4.1 Propriedades inseridas no Plaxis para a elaboração da estrutura

A análise do solo na estrutura adota o modelo de Mohr-Coulomb com comportamento drenado e é inserido os seguintes parâmetros do solo conforme demonstrado na Figura 42. O paramento (parede da cortina) é composto pelo elemento *plate*, com 30 cm de espessura (Figura 43), enquanto a fundação superficial é também composta pelo elemento *plate* com uma profundidade de 40 cm (Figura 44). O trecho livre usa-se o modelo *Note-to-node anchor* (Figura 45), enquanto o trecho ancorado utiliza o modelo *geogrid* com as propriedades mostradas na Figura 46.

Figura 42 - Propriedades e parâmetros do solo inseridos no Plaxis

Fonte: Autor (2024)

Figura 43 - Propriedades inseridas para a Parede da cortina (*plate*) no Plaxis

Fonte: Autor (2024)

Figura 44 - Propriedades inseridas para a Fundação (*Plate*) no Plaxis

Material set	Properties
Identification: <input type="text" value="Fundação"/>	EA : <input type="text" value="8,400E+06"/> kN/m
Material type: <input type="text" value="Elastic"/>	EI : <input type="text" value="1,120E+05"/> kNm <sup>2</sup> /m
	d : <input type="text" value="0,400"/> m
	w : <input type="text" value="10,000"/> kN/m/m
	v : <input type="text" value="0,350"/>
	M <sub>p</sub> : <input type="text" value="1,000E+15"/> kNm/m
	N <sub>p</sub> : <input type="text" value="1,000E+15"/> kN/m
	Rayleigh α : <input type="text" value="0,000"/>
	Rayleigh β : <input type="text" value="0,000"/>

Comments

Fundação da parede da cortina

Fonte: Autor (2024)

Figura 45 - Propriedades inseridas para o Trecho Livre (*anchors*) no Plaxis

Material set	Properties
Identification: <input type="text" value="Trecho Livre"/>	EA : <input type="text" value="2,772E+05"/> kN
Material type: <input type="text" value="Elastoplastic"/>	L <sub>spacing</sub> : <input type="text" value="2,000"/> m
	F <sub>max,tens</sub>   : <input type="text" value="460,000"/> kN
	F <sub>max,comp</sub>   : <input type="text" value="460,000"/> kN
	Values per anchor !

Comments

Trecho livre do tirante

Fonte: Autor (2024)

Figura 46 - Propriedades inseridas para o Trecho Ancorado (*Geogrid*) no Plaxis

Material set	Properties
Identification: <input type="text" value="Trecho Ancorado"/>	EA : <input type="text" value="4,144E+05"/> kN/m
<input type="text" value="Elastic"/>	N <sub>p</sub> : <input type="text" value="1,000E+10"/> kN/m
	Extension only!

Comments

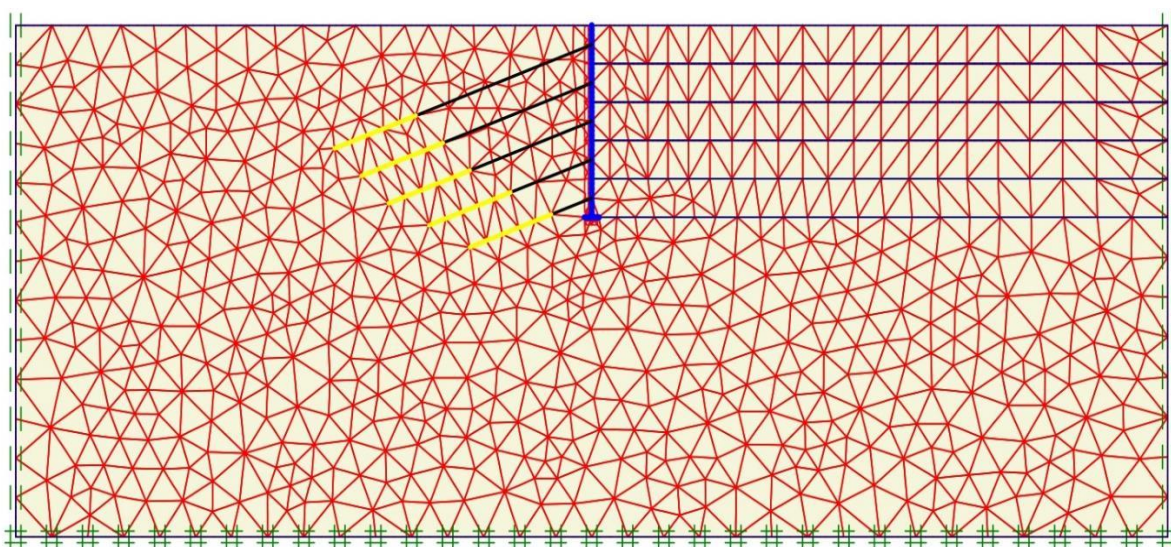
Bulbo de ancoragem

Fonte: Autor (2024)

### 3.4.2 Geração da malha de elementos finitos no Plaxis

Após definir a geometria do modelo e as propriedades dos materiais, o próximo estágio envolve a geração da malha de elementos finitos. O software oferece duas abordagens para este fim: refinamento global e refinamento localizado. No presente estudo, optou-se por utilizar uma malha de elementos finitos triangulares quadráticos (com 15 nós), com refinamento global mais refinado. A Figura 47 apresenta a malha de elementos finitos na estrutura.

Figura 47 - Malha de elementos finitos gerado pelo Plaxis

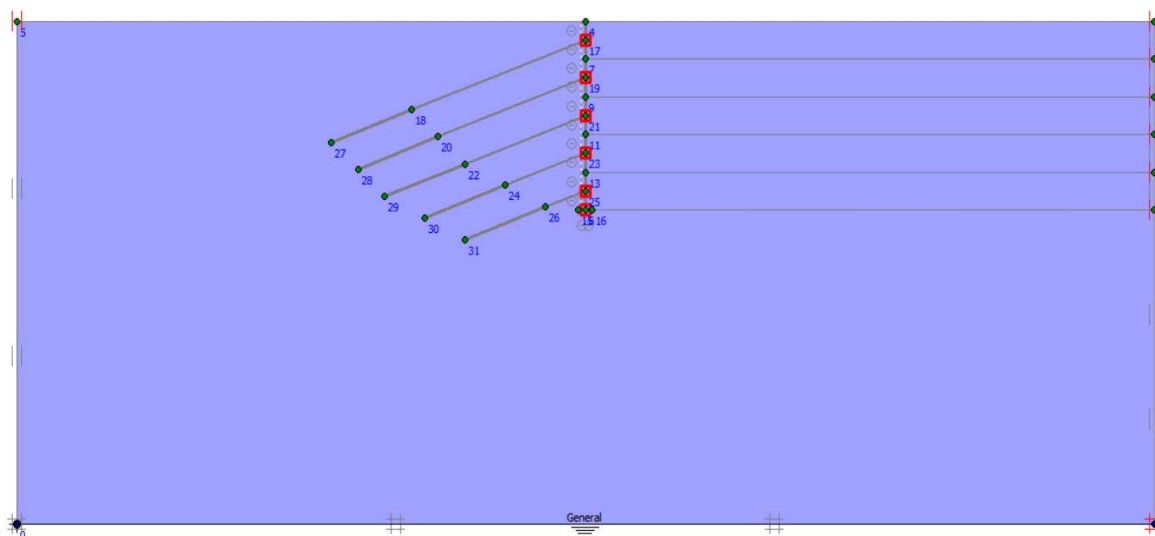


Fonte: Autor (2024)

### 3.5 CONDIÇÕES INICIAIS

Para garantir a efetividade de qualquer estrutura de contenção geotécnica, é crucial estabelecer as condições iniciais relacionadas à pressão da água e às tensões no maciço. O software Plaxis, utilizado neste contexto, também requer a definição dessas condições para concluir o processo de modelagem na interface de entrada. No escopo deste estudo, a modelagem foi conduzida presumindo a ausência de um nível d'água, resultando em poropressões nulas, o que difere da realidade prática. Para abordar essa discrepância, um nível freático foi artificialmente criado na base do modelo. A Figura 48 apresenta as poropressões iniciais na estrutura.

Figura 48 - Poropressões iniciais da cortina



Fonte: Autor (2024)

Após estabelecer as poropressões iniciais, as tensões efetivas iniciais foram derivadas através do procedimento conhecido como  $K_0$ -Procedure. Esse procedimento se fundamenta no conceito de empuxo exercido pelo solo em repouso, onde o coeficiente de empuxo no repouso, representado por  $K_0$ , relaciona a tensão efetiva inicial horizontal ( $\sigma'_{h,0}$ ) com a tensão efetiva inicial vertical ( $\sigma'_{v,0}$ ) pela Equação 40.

$$\sigma'_{h,0} = K_0 \times \sigma'_{v,0} \quad (40)$$

Essas tensões iniciais resultam da ação da gravidade sobre a massa de solo que compõe o maciço, refletindo o estado de equilíbrio do solo não perturbado (Brinkgreve *et al.*, 2002).

Para calcular as tensões iniciais, o programa utiliza o valor de  $K_0$  e o  $\Sigma M_{weight}$ . O valor de  $K_0$  é automaticamente calculado pela expressão  $K_0 = 1 - \text{sen}\phi$ , onde  $\phi$  é o ângulo de atrito interno. No caso deste estudo, para o modelo padrão com  $\phi' = 35^\circ$ , o valor de  $K_0$  foi determinado como  $1 - \text{sen}35^\circ = 0,426$ . Já o  $\Sigma M_{weight}$  representa a fração do peso do solo que está sendo considerada, sendo o valor padrão de 1,0 sugerido pelo programa, indicando que todo o peso do solo está sendo ativado. Este foi o valor adotado (Brinkgreve *et al.*, 2002). A razão de sobreendensamento (OCR) foi definida como 1, mais apropriada para um solo residual.

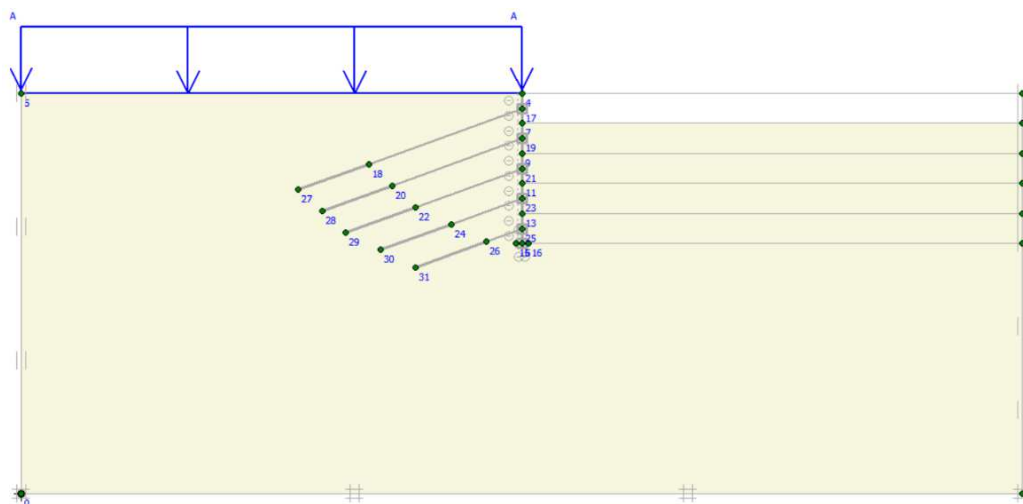
### 3.6 INTERFACE CALCULATION

Após a elaboração da geometria do problema e a definição das condições iniciais de cálculo, avança-se para a fase subsequente, que consiste na modelagem utilizando a plataforma de cálculo. Nessa etapa, são estabelecidos os parâmetros essenciais para a análise, tais como os tipos de cálculos a serem realizados, as fases de construção do modelo e os pontos específicos na malha de elementos finitos onde serão avaliados os deslocamentos horizontais e verticais, por meio da utilização da interface disponibilizada para o manejo de curvas e resultados.

Em cada etapa do processo, é crucial selecionar o tipo apropriado de cálculo a ser empregado. Durante as fases de construção do modelo, optou-se pela abordagem de cálculo plástico, visando realizar uma análise abrangente das deformações elasto-plásticas. Conforme destacado por Brinkgreve *et al.* (2002), esse método é particularmente indicado quando a variação das poropressões é desprezível ao longo do tempo, demonstrando ser uma escolha pertinente para a aplicação geotécnica em questão. Assim sendo, essa modalidade de cálculo desconsidera os efeitos temporais, com exceção dos cenários envolvendo solos de características moles, nos quais há uma considerável influência das poropressões ao longo do tempo.

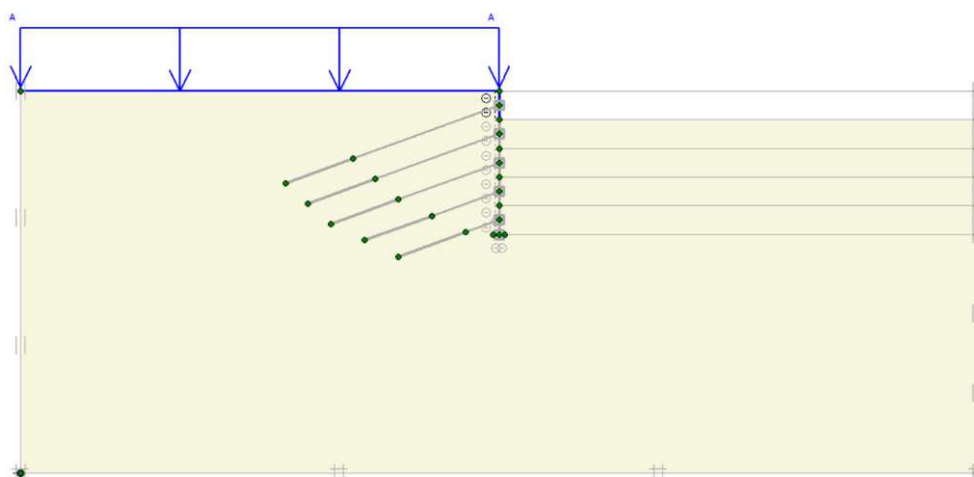
Para cada fase do processo construtivo, foi adotada a abordagem de construção por estágios, uma opção selecionada no campo de entrada de carregamento. Dessa forma, foram definidas 20 etapas de construção, divididas em cinco estágios distintos. Cada uma dessas etapas compreende uma série de procedimentos, que incluem a escavação do solo em uma profundidade de 2,4 metros, construção da parede, inserção do tirante (incluindo a abertura do furo, inserção da barra e injeção da calda de cimento) e protensão da barra através da cabeça do tirante. A Figura 49 apresenta a primeira escavação, a Figura 50 a primeira parede, Figura 51 a primeiro tirante e Figura 52 apresenta a primeira aplicação de carga no tirante 1.

Figura 49 – Primeira Escavação



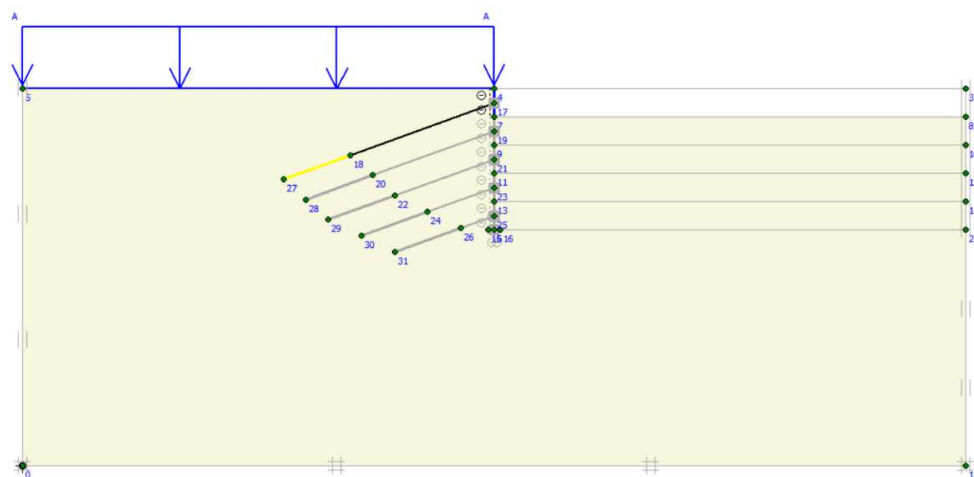
Fonte: Autor ( 2024)

Figura 50 - Primeira Parede



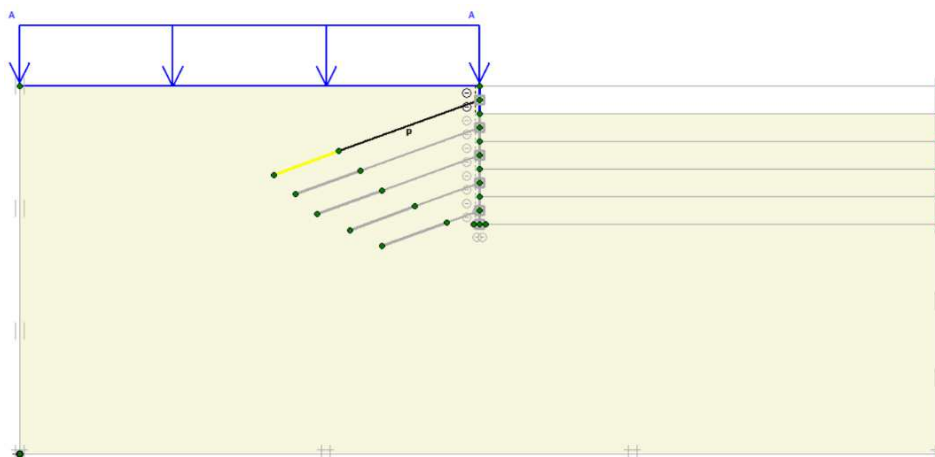
Fonte: Autor (2024)

Figura 51 – Primeiro Tirante



Fonte: Autor (2024)

Figura 52 - Primeira aplicação de carga



Fonte: Autor (2024)

Para viabilizar o cálculo do fator de segurança, é imperativo estabelecer uma fase específica de cálculo, na qual o tipo de análise adotado seja a opção *Phi/c reduction*. Conforme descrito por Brinkgreve *et al.* (2002), nessa abordagem, o *software* gradativamente reduz os valores do intercepto coesivo ( $c$ ) e do ângulo de atrito ( $\phi$ ) até que ocorra a ruptura do maciço. No momento crucial dessa falha, o fator de segurança global é então determinado, conforme expresso pela Equação 41.

$$FS = \frac{c}{c_{ruptura}} = \frac{tg \phi'}{tg \phi'_{ruptura}} \quad (41)$$

A Figura 53 apresenta as etapas de cálculo elaboradas para a estrutura padrão na plataforma *Calculation* no software Plaxis.

Figura 53 - Etapas de cálculo elaboradas para a estrutura padrão na plataforma *Calculation*

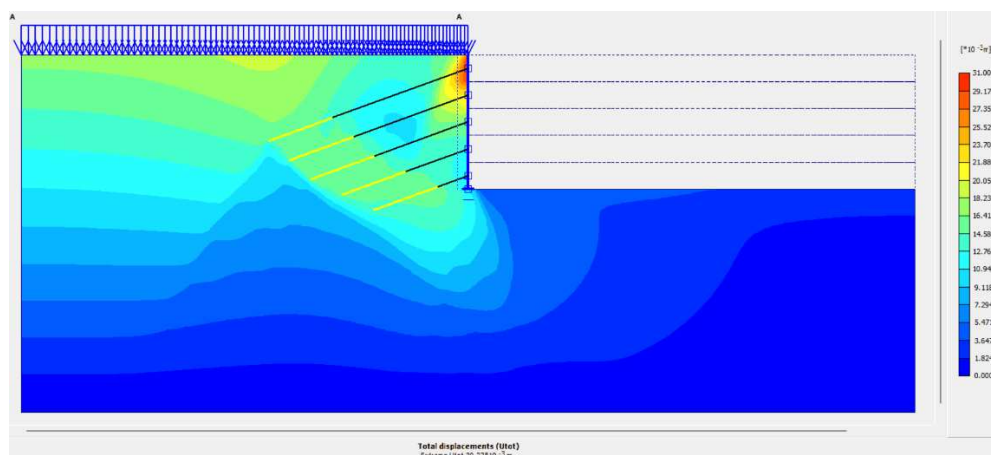
Identification	Phase no.	Start from	Calculation	Loading input	Time	Water	First	Last
Initial phase	0	0	N/A	N/A	0,00 day	0	0	0
✓ SOBRECARGA	1	0	Plastic	Staged construction	0,00 day	1	1	2
✓ ESCAVAÇÃO 1	2	1	Plastic	Staged construction	0,00 day	2	3	4
✓ PAREDE 1	3	2	Plastic	Staged construction	0,00 day	3	5	12
✓ TIRANTE 1	4	3	Plastic	Staged construction	0,00 day	4	13	20
✓ CARGA 1	5	4	Plastic	Staged construction	0,00 day	5	21	30
✓ ESCAVAÇÃO 2	6	5	Plastic	Staged construction	0,00 day	6	31	33
✓ PAREDE 2	7	6	Plastic	Staged construction	0,00 day	7	34	36
✓ TIRANTE 2	8	7	Plastic	Staged construction	0,00 day	8	37	43
✓ CARGA 2	9	8	Plastic	Staged construction	0,00 day	9	44	52
✓ ESCAVAÇÃO 3	10	9	Plastic	Staged construction	0,00 day	10	53	54
✓ PAREDE 3	11	10	Plastic	Staged construction	0,00 day	11	55	58
✓ TIRANTE 3	12	11	Plastic	Staged construction	0,00 day	12	59	68
✓ CARGA 3	13	12	Plastic	Staged construction	0,00 day	13	69	75
✓ ESCAVAÇÃO 4	14	13	Plastic	Staged construction	0,00 day	14	76	77
✓ PAREDE 4	15	14	Plastic	Staged construction	0,00 day	15	78	81
✓ TIRANTE 4	16	15	Plastic	Staged construction	0,00 day	16	82	88
✓ CARGA 4	17	16	Plastic	Staged construction	0,00 day	17	89	93
✓ ESCAVAÇÃO 5	18	17	Plastic	Staged construction	0,00 day	18	94	95
✓ PAREDE 5	19	18	Plastic	Staged construction	0,00 day	19	96	99
✓ TIRANTE 5	20	19	Plastic	Staged construction	0,00 day	20	100	104
✓ CARGA 5	21	20	Plastic	Staged construction	0,00 day	21	105	107
✓ FUNDAÇÃO	22	21	Plastic	Staged construction	0,00 day	22	108	112
✓ FS	23	22	Phi/c reduction	Incremental multipli...	0,00 day	22	113	162

Fonte: Autor (2024)

### 3.7 INTERFACE *OUTPUT* E *CURVES*

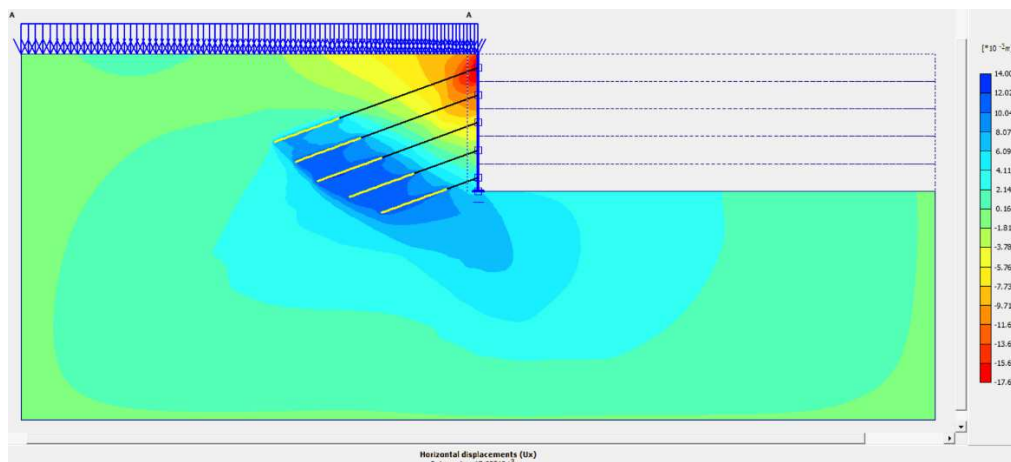
Na interface de saída (*output*), são disponibilizadas as informações referentes às deformações e às tensões experimentadas pelo modelo, de acordo com as diferentes etapas de cálculo. Por outro lado, na interface denominada *curves*, são geradas curvas que demonstram os resultados obtidos para cada ponto selecionado na malha de elementos finitos, em cada fase de cálculo. Nestes pontos específicos, os resultados são analisados e inseridos em planilhas do Excel, para uma melhor compreensão das análises. As Figuras 54, 55 e 56 apresentam os deslocamentos totais, horizontais e verticais, respectivamente, da estrutura padrão, conforme exibido na interface de saída do *software* Plaxis.

Figura 54 - Deslocamentos totais da estrutura apresentada na interface *output*

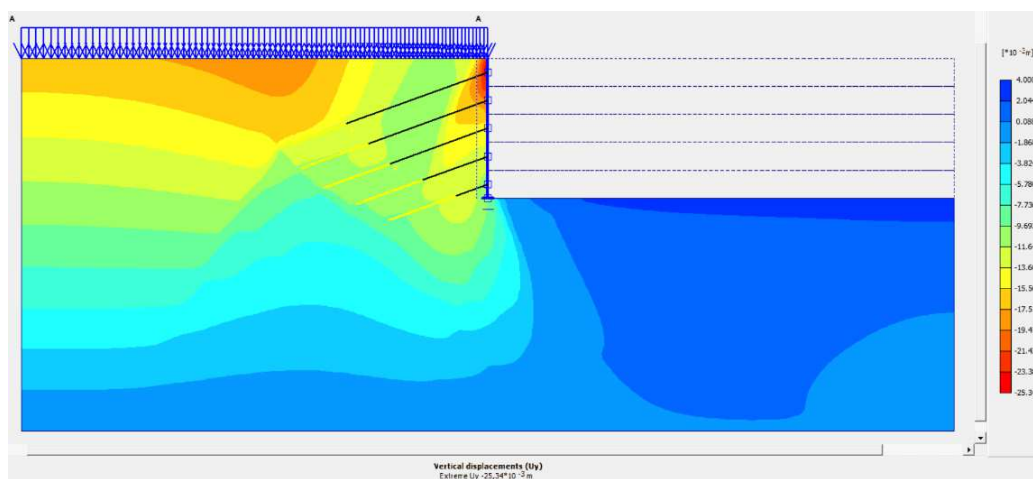


Fonte: Autor (2024)



Figura 55 - Deslocamentos horizontais da estrutura apresentada na interface *output*

Fonte: Autor (2024)

Figura 56 - Deslocamentos verticais da estrutura apresentada na interface *output*

Fonte: Autor (2024)

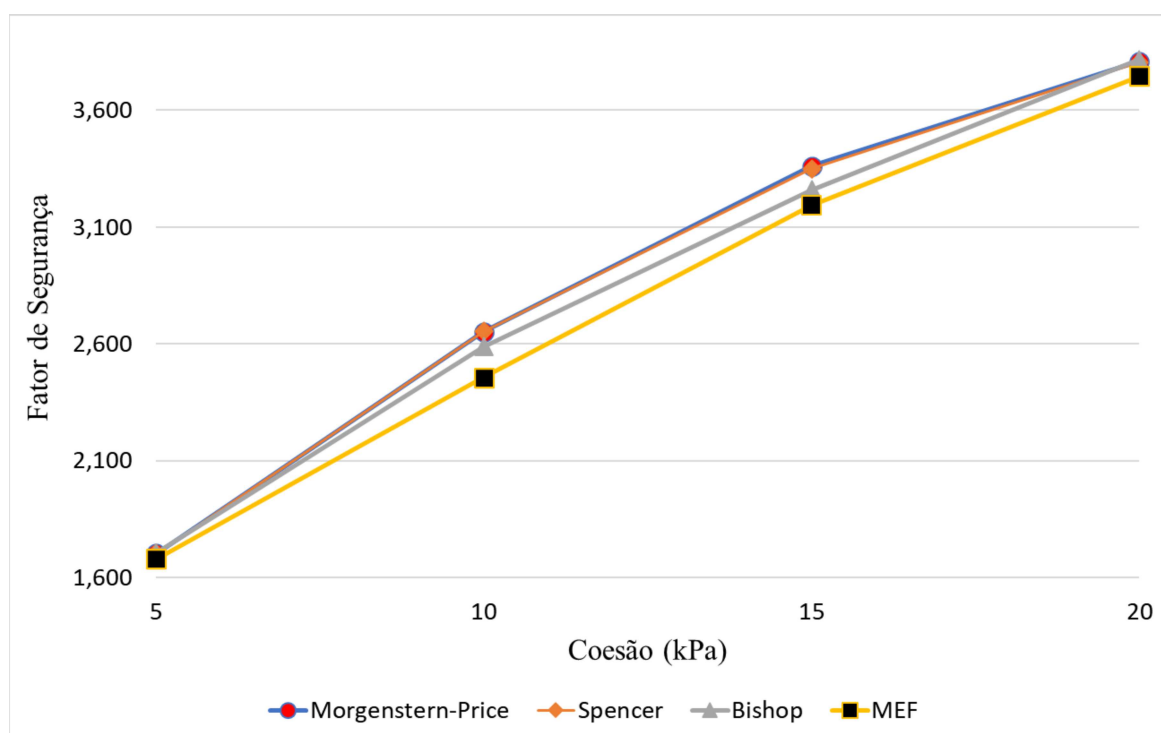
## 4. RESULTADOS E ANÁLISES

Neste capítulo, são apresentados os resultados obtidos por meio das análises conduzidas tanto pelo Método dos Elementos Finitos, utilizando o *software* Plaxis 2D, quanto pelo Método do Equilíbrio Limite, empregando o *software* Slide. As análises em si serão detalhadamente discutidas neste capítulo, enquanto que alguns resultados específicos e saídas gráficas obtidos por meio dos respectivos softwares serão fornecidos nos apêndices.

### 4.1 ANÁLISE DA VARIAÇÃO DA COESÃO

A Figura 57 ilustra o gráfico dos fatores de segurança identificados para a estrutura padrão, onde a coesão do solo foi variada, permitindo uma comparação entre os resultados obtidos através do Método dos Elementos Finitos e do Método do Equilíbrio Limite. Observa-se que as simulações realizadas tanto pelo *software* Plaxis quanto pelo Slide não revelaram uma disparidade significativa nos fatores de segurança da estrutura, independentemente do método empregado. A maior discrepância entre os fatores de segurança obtidos para diferentes valores iniciais de coesão, ao comparar ambos os métodos e utilizando o Morgenstern-Price como referência para o Método do Equilíbrio Limite, foi de aproximadamente 7,38%, indicando uma variação relativamente modesta.

Figura 57 - Coesão *versus* fator de segurança



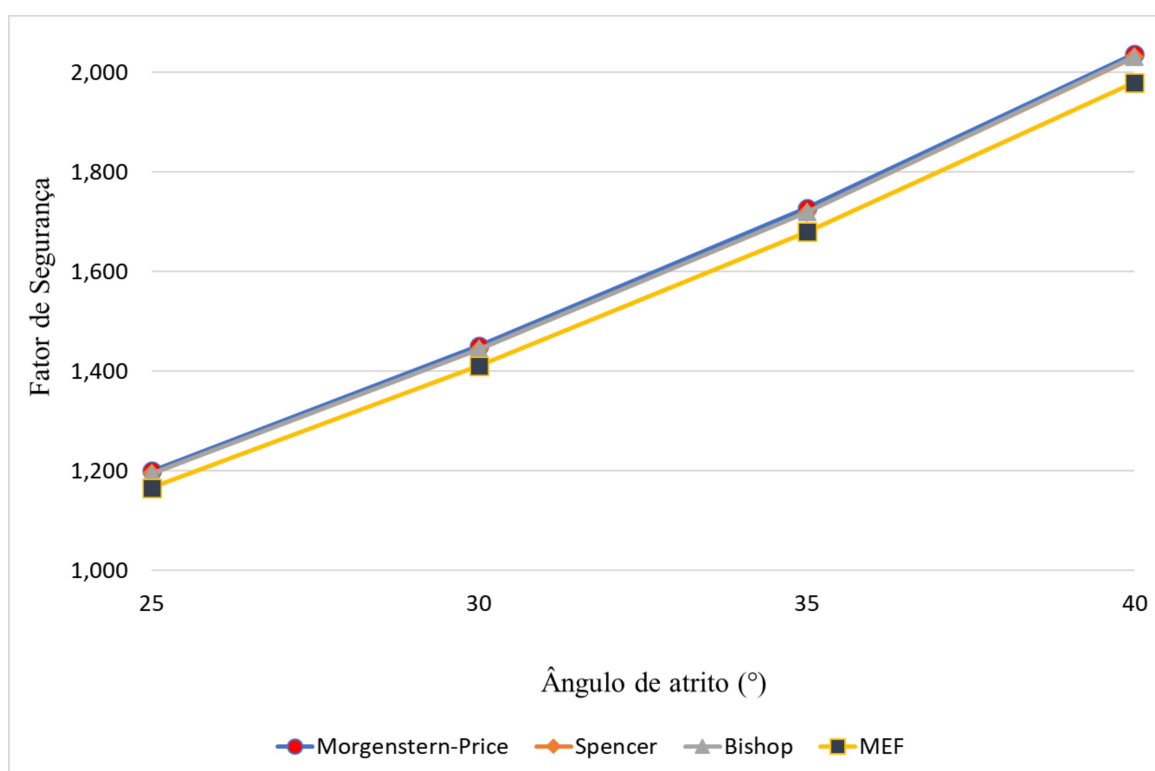
Fonte: Autor (2024)

Ademais, a Figura 57 reforça a constatação de que o aumento da coesão do solo está diretamente associado à sua estabilidade, refletindo-se, conseqüentemente, em um fator de segurança mais elevado para o maciço. Um aumento de 10 kPa (de 5 kPa para 15 kPa) praticamente duplica o fator de segurança.

#### 4.2 ANÁLISE DA VARIAÇÃO DO ÂNGULO DE ATRITO

Na Figura 58, observam-se resultados bastante similares entre os métodos empregados no *software* Slide, com uma discrepância percentual bastante reduzida em comparação com os resultados obtidos no *software* Plaxis. A diferença percentual entre os resultados obtidos no Slide (utilizando o método Morgenstern-Price) e no Plaxis para o ângulo inicial de 25° é de aproximadamente 2,83%. Contudo, essa discrepância percentual torna-se ainda menor para o maior valor utilizado para o ângulo de atrito, situando-se em cerca de 2,79%.

Figura 58 - Ângulo de atrito *versus* fator de segurança



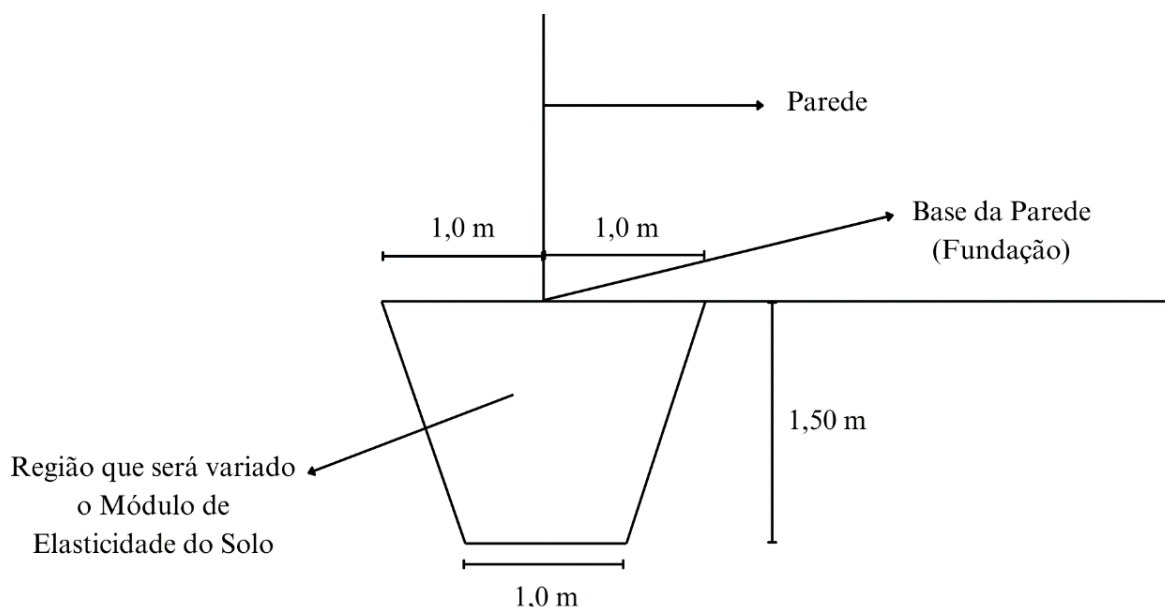
Fonte: Autor (2024)

Dessa forma o uso do método do equilíbrio limite, mais rápido e simples de se utilizar, mostra-se confiável para a determinação do fator de segurança da estrutura. O MEF mostra-se ligeiramente mais conservativo (a favor da segurança) do que o MEL.

### 4.3 ANÁLISE DA VARIAÇÃO DO MÓDULO DE ELASTICIDADE DO SOLO NA BASE DA PAREDE

A análise subsequente envolve a modificação do solo abaixo da parede, conforme ilustrado na Figura 59 e na Figura 60, com variação do valor do módulo de elasticidade do solo nesse trecho específico ilustrado na Figura 59. A alteração no módulo de elasticidade do solo nesse segmento é de extrema importância para a análise de diversos resultados, tais como o recalque vertical na base da fundação, o deslocamento horizontal no topo da parede, a variação do fator de segurança e o somatório da tração máxima nos tirantes. As análises supracitadas serão realizadas apenas pelo Método dos Elementos Finitos (Plaxis), visto que no *software* Slide não leva em conta esse parâmetro.

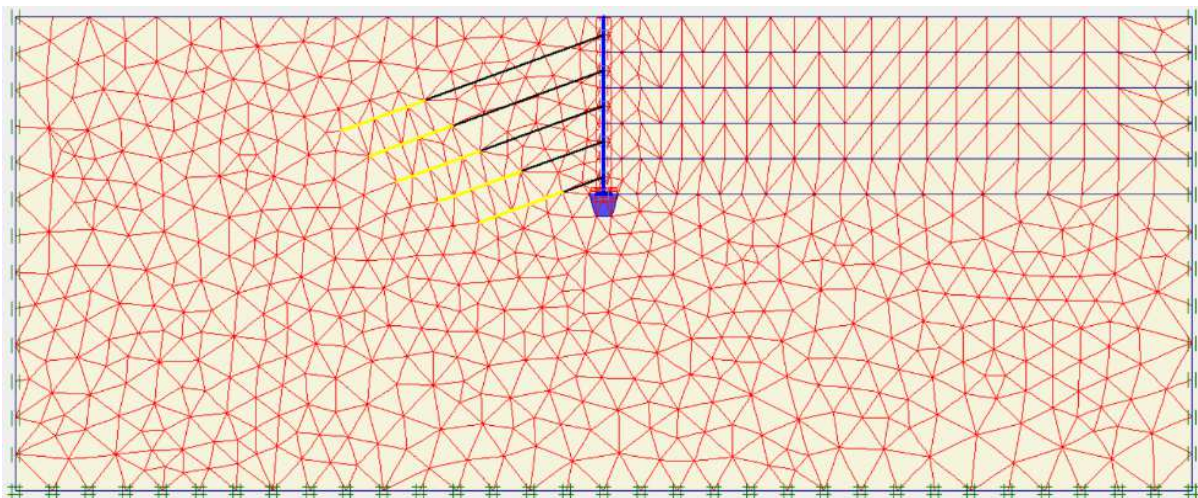
Figura 59 - Região de alteração do Módulo de Elasticidade do solo



Fonte: Autor (2024)

A Figura 60 ilustra a malha de elementos finitos da estrutura, destacando-se o solo de fundação em azul, que representa a área de variação do módulo de elasticidade do solo.

Figura 60 - Malha de elementos finitos com solo alterado na fundação

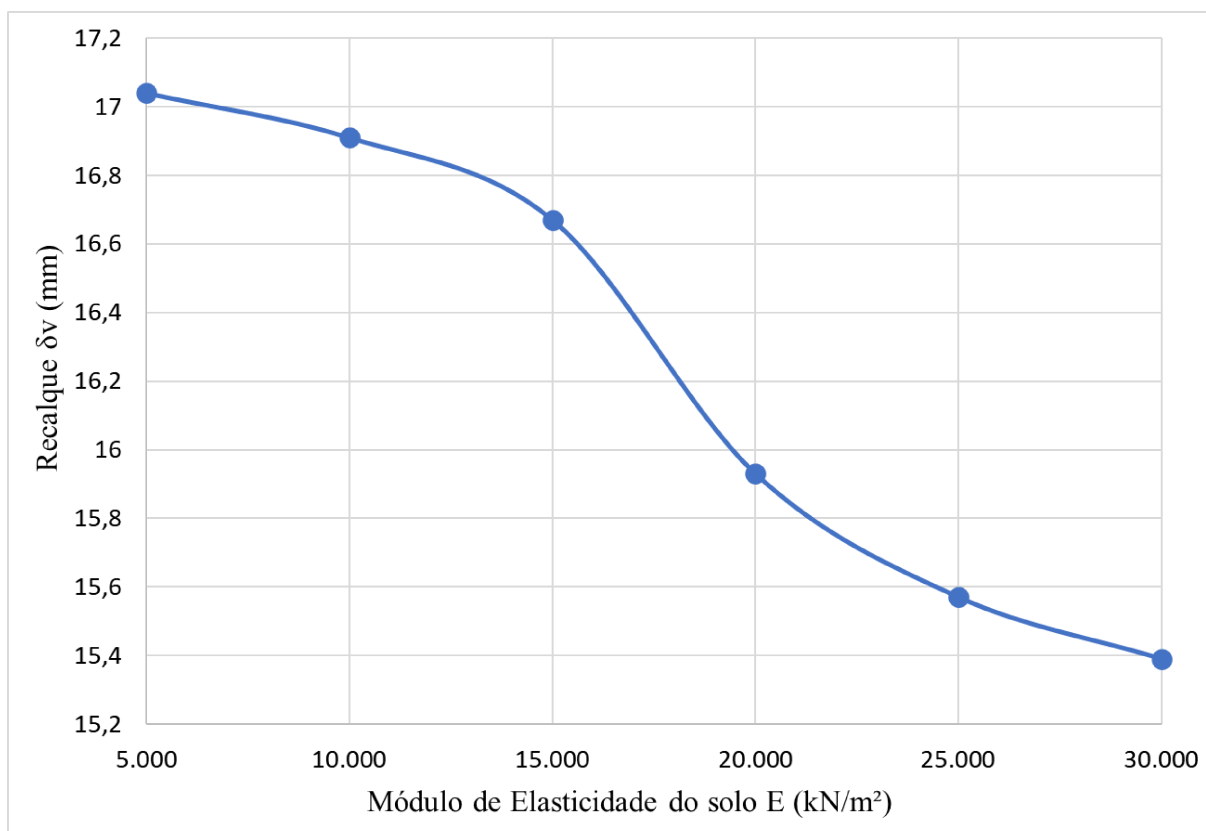


Fonte: Autor (2024)

A redução no módulo de elasticidade visa simular um “problema” na fundação da parede de concreto. A perda de rigidez do solo abaixo da base da parede pode ser causada por exemplo por infiltração de água.

#### 4.3.1 Módulo de Elasticidade do Solo *versus* Recalque vertical na fundação

A Figura 61 exibe um gráfico ilustrando a relação entre a variação do recalque na base da fundação e o Módulo de Elasticidade do solo. Observa-se que o recalque vertical diminui à medida que o módulo de elasticidade aumenta, evidenciando uma relação inversamente proporcional entre essas variáveis. A diferença entre um solo com módulo de elasticidade de 30 MPa e um de 5 MPa foi de menos de 2.0 mm, para as condições estudadas. Dessa forma a estrutura tende a tolerar bem este tipo de variação de rigidez.

Figura 61 - Módulo de Elasticidade do Solo *versus* Recalque  $\delta_v$ 

Fonte: Autor (2024)

A teoria da elasticidade do solo diz que o módulo de elasticidade de um solo é maior quanto menor é sua deformabilidade, o que significa que os deslocamentos, como o recalque na base da fundação, serão menores. Este é o resultado do gráfico mencionado.

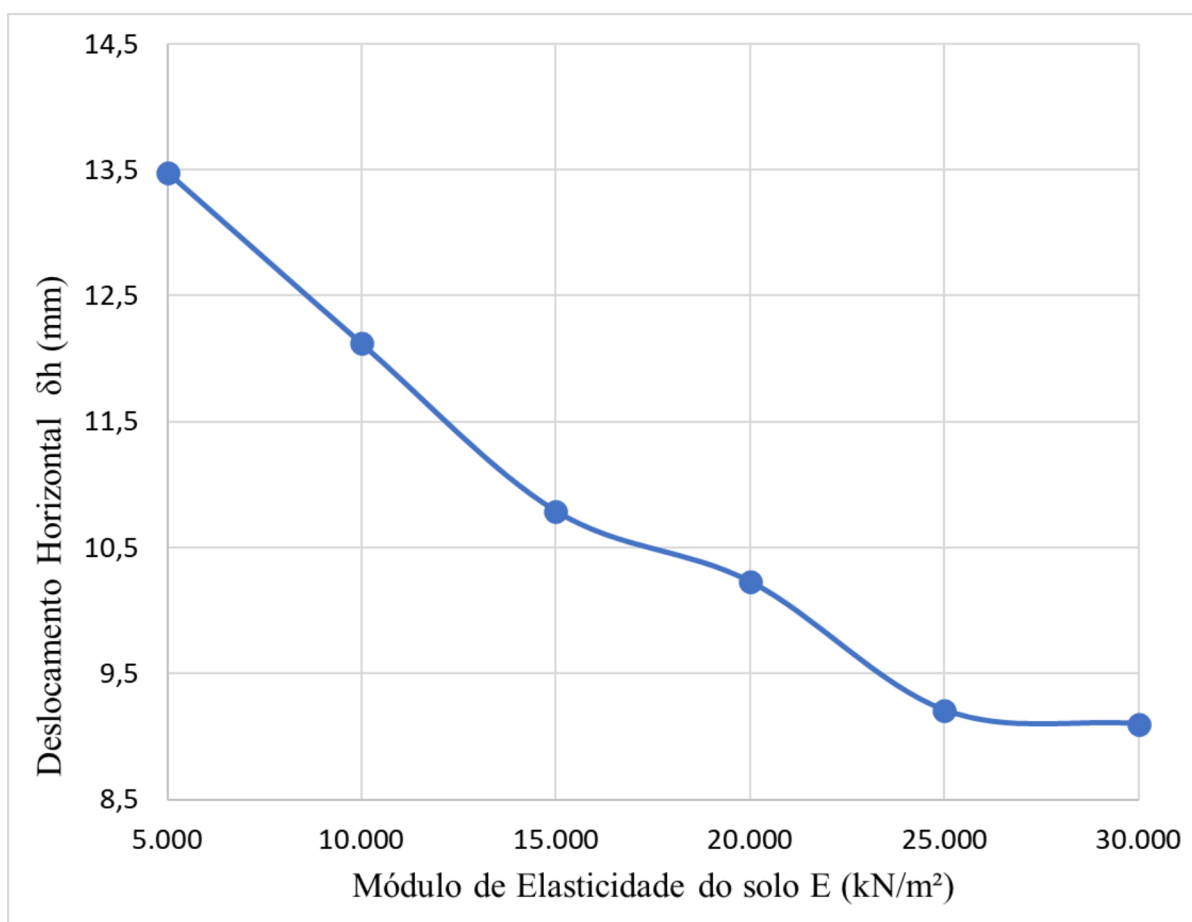
#### 4.3.2 Módulo de Elasticidade do solo *versus* Deslocamento horizontal no topo da parede da estrutura

Na Figura 62, são apresentados os deslocamentos horizontais ocorridos na porção superior da parede. Evidencia-se uma tendência de redução do deslocamento horizontal na parte superior da parede à medida que ocorre um aumento do módulo de elasticidade do solo na região da base da fundação. Esta característica revela que o incremento na elasticidade do solo está associado a um aumento na estabilidade da fundação, o que conseqüentemente resulta na diminuição dos deslocamentos horizontais transmitidos para o topo da parede.

No entanto, observa-se que após a ocorrência de módulos de elasticidade superiores a 25.000 kN/m², os deslocamentos horizontais são reduzidos com uma intensidade relativamente menor. Importante ressaltar que esta análise foi conduzida exclusivamente

através do Método dos Elementos Finitos (Plaxis). No intervalo inicial, compreendido entre 5000 kN/m<sup>2</sup> e 10.000 kN/m<sup>2</sup>, foi observada uma variação percentual significativa de cerca de 10,09% nos deslocamentos horizontais na parte superior da parede. Esta variação representa uma diferença considerável em comparação com o intervalo entre 25.000 kN/m<sup>2</sup> e 30.000 kN/m<sup>2</sup>, no qual a variação foi de aproximadamente 1,19%, resultando em uma menor sensibilidade.

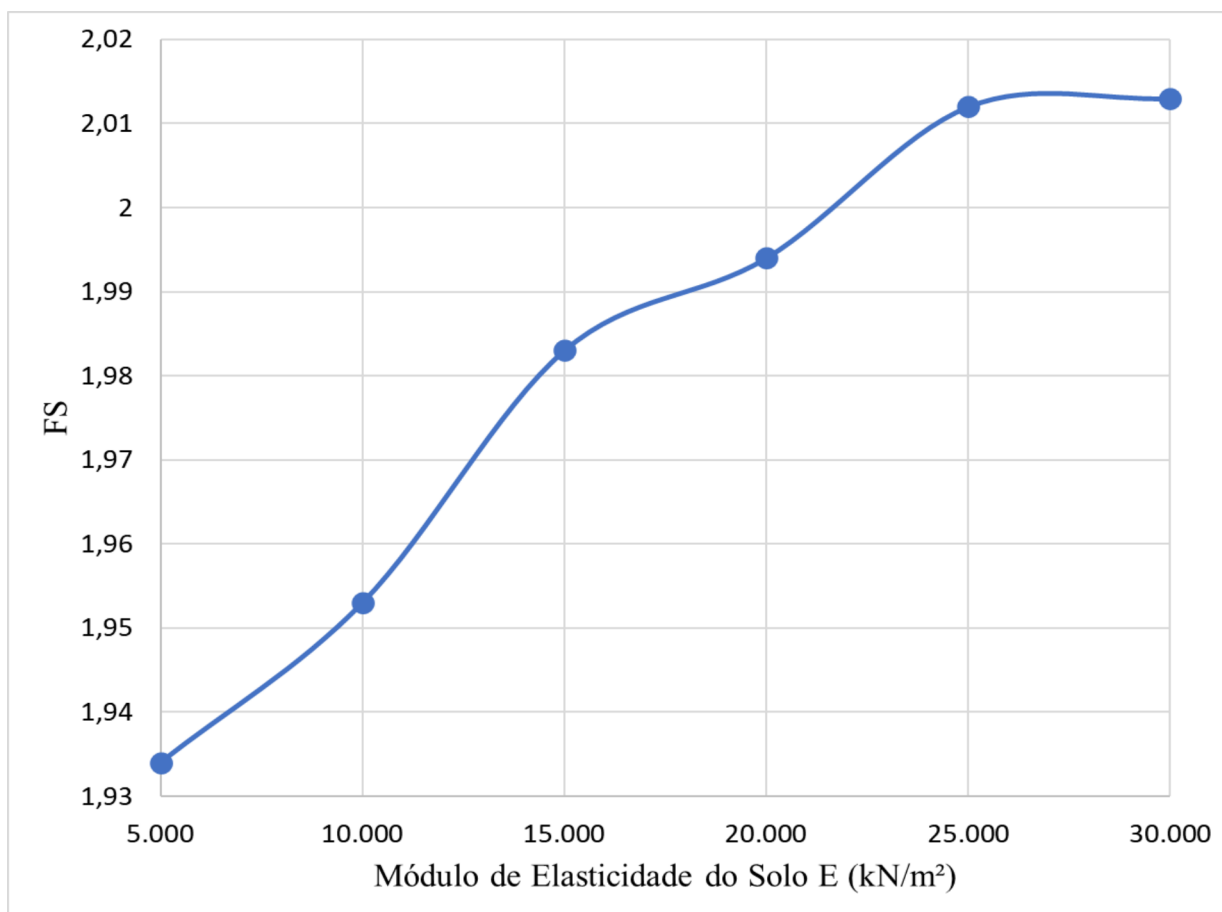
Figura 62 - Módulo de Elasticidade do solo *versus* deslocamento horizontal no topo da parede



Fonte: Autor (2024)

#### 4.3.3 Módulo de Elasticidade do solo *versus* Fator de segurança

A Figura 63 ilustra a relação entre o fator de segurança e o módulo de elasticidade do solo na base da fundação. A representação gráfica presente na Figura 63 evidencia que à medida que o módulo de elasticidade do solo aumenta, o fator de segurança também se eleva, indicando uma menor deformabilidade do maciço. Essa análise foi conduzida por meio do método dos elementos finitos.

Figura 63 - Módulo de Elasticidade do solo *versus* Fator de Segurança

Fonte: Autor (2024)

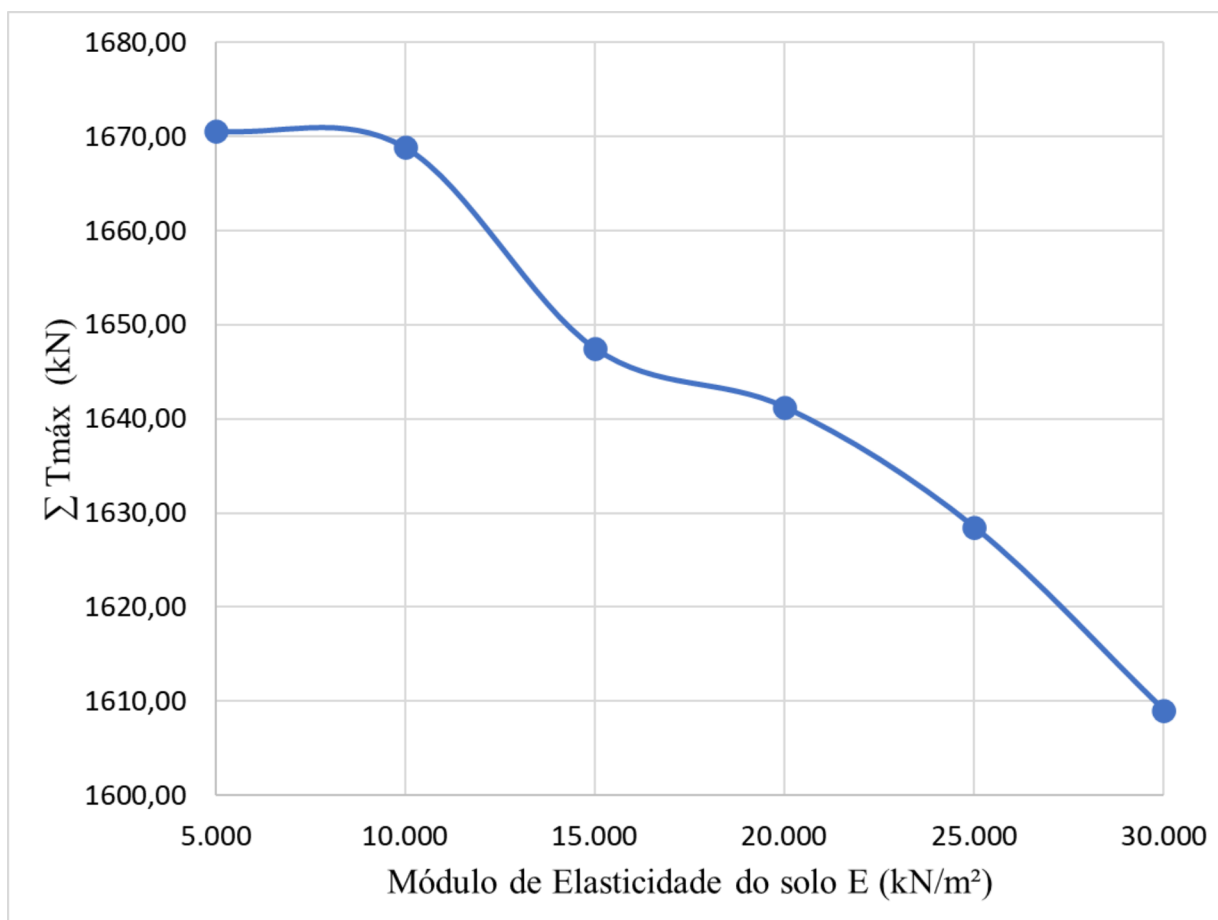
É evidente que, para módulos de elasticidade mais elevados, como os casos de 25.000 kN/m<sup>2</sup> e 30.000 kN/m<sup>2</sup>, não há um aumento significativo do fator de segurança em comparação com os valores menores de módulo de elasticidade. Essa constatação pode estar relacionada aos deslocamentos verticais e horizontais mencionados, conforme discutido anteriormente. Por outro lado, observa-se que a estrutura mostra-se resiliente mesmo para uma redução de 6.0 vezes (de 30 MPa para 5 MPa) no módulo de elasticidade. Nestas condições o fator de segurança permaneceu em 1,93, acima de 1,50 que é um valor de referência.

#### 4.3.4 Módulo de Elasticidade do solo *versus* somatório de tração máxima nos tirantes

A Figura 64 ilustra o somatório de tração máxima nos tirantes, revelando claramente que, à medida que os módulos de elasticidade aumentam, o somatório de tração máxima nos tirantes é reduzido. Vale ressaltar que, nessa etapa da análise, uma protensão de 200 kN/m foi aplicada em todos os tirantes, os quais possuem um espaçamento horizontal de 2 metros, essa análise foi realizada pelo Método dos Elementos Finitos.



Figura 64 - Módulo de Elasticidade do solo versus somatório de tração máxima nos tirantes



Fonte: Autor (2024)

Observa-se que o aumento do módulo de elasticidade do solo resulta em uma redução pouco significativa das trações máximas nos tirantes. Isso ocorre porque o solo se torna menos deformável, ou seja, mais rígido, diminuindo a necessidade de elevadas trações entre os tirantes e o solo para assegurar a estabilidade do maciço.

A Tabela 18 exibe os resultados individuais obtidos para cada tirante em todas as análises realizadas variando o módulo de elasticidade do solo na base da fundação, acompanhados das cargas aplicadas em cada um deles.

Tabela 18 – Valores obtidos nas análises para tração máxima em cada tirante variando o módulo de elasticidade do solo na base da fundação

Módulo de Elasticidade do Solo (kN/m <sup>2</sup> )	Carga aplicada nos tirantes (kN)					Espaçamento Horizontal (m)	T <sub>máx</sub> (kN)					Σ T <sub>máx</sub> (kN)
	T 1	T 2	T 3	T 4	T 5		T 1	T 2	T 3	T 4	T 5	
5.000	400	400	400	400	400	2,00	226,6	280,72	315,48	386,04	461,76	1670,6
10.000	400	400	400	400	400	2,00	227,52	280,36	314	385,84	461,12	1668,84
15.000	400	400	400	400	400	2,00	226,28	278,56	310,08	381,04	451,52	1647,48
20.000	400	400	400	400	400	2,00	226,12	278,04	308,96	380,12	448	1641,24
25.000	400	400	400	400	400	2,00	225,68	276,80	306,92	377,44	441,64	1628,48
30.000	400	400	400	400	400	2,00	221,92	272,88	302,96	373,96	437,28	1609,00

Fonte: Autor (2024)

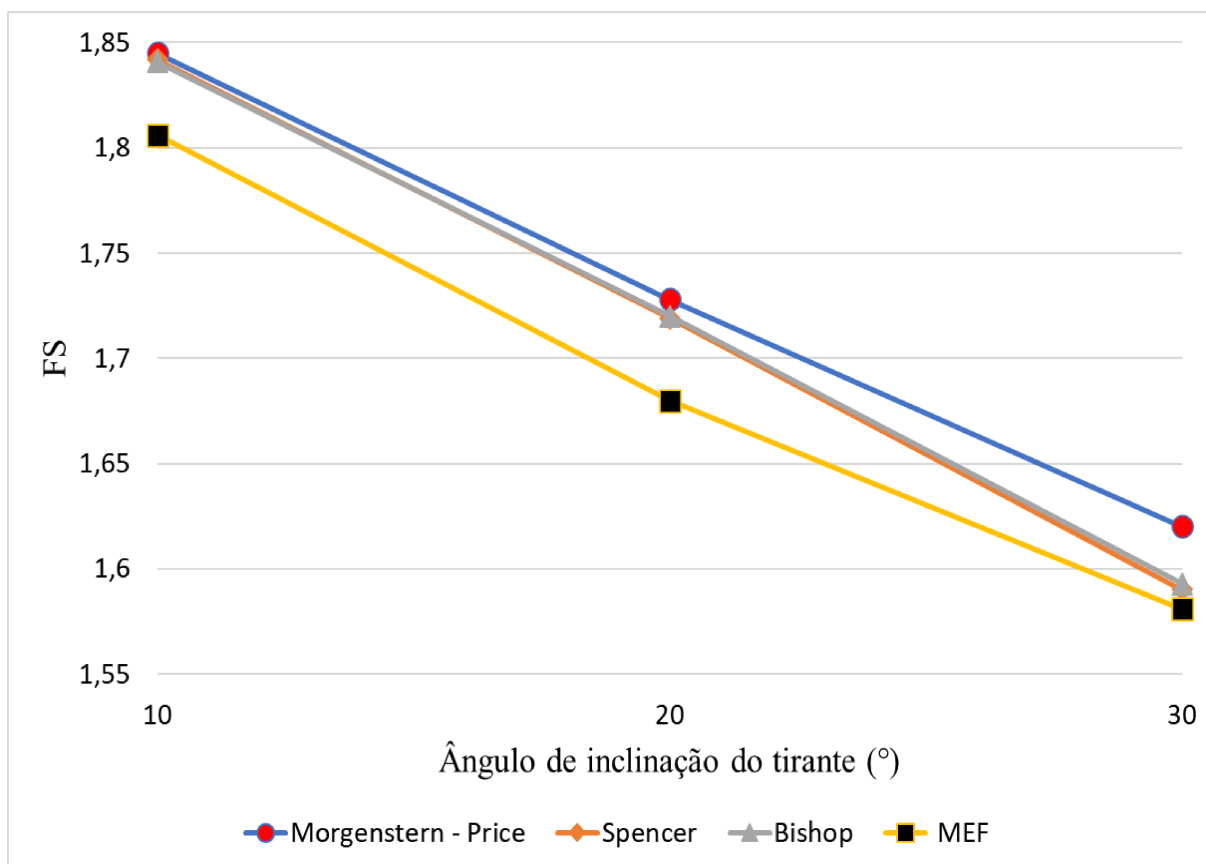
#### 4.4 ÂNGULO DE INCLINAÇÃO DOS TIRANTES

Nesta fase da pesquisa, o foco recai sobre o parâmetro da inclinação dos tirantes, com o intuito de examinar o fator de segurança em relação às variações dessa inclinação. Pretende-se realizar uma comparação entre os resultados obtidos pelos dois métodos empregados, ou seja, o Método dos Elementos Finitos e o Método do Equilíbrio Limite. Ademais, será conduzida uma análise exploratória para investigar a relação entre a inclinação dos tirantes e o somatório de tração máxima exercida sobre eles, utilizando exclusivamente o Método dos Elementos Finitos (Plaxis). As análises foram feitas com inclinação de 10°, 20° (estrutura padrão) e 30° para ambos os métodos.

##### 4.4.1 Ângulo de inclinação dos tirantes *versus* fator de segurança

A Figura 65 exhibe graficamente a relação entre a inclinação dos tirantes e o fator de segurança obtido, considerando tanto o Método dos Elementos Finitos quanto o Método do Equilíbrio Limite.

Figura 65 - Ângulo de inclinação dos tirantes versus dador de segurança



Fonte: Autor (2024)

Observa-se que os valores mais elevados de fator de segurança são alcançados quando o ângulo de inclinação é de 10°, enquanto os menores são registrados para um ângulo de 30°. Essa observação sugere que, à medida que o ângulo de inclinação aumenta, o fator de segurança diminui. A diferença percentual entre os fatores de segurança calculados pelo Método dos Elementos Finitos e pelo Método do Equilíbrio Limite (Morgenstern-Pirce) é de cerca de 2,11% para um ângulo de 10° e de 2,41% para um ângulo de 30°.

Os resultados obtidos pelo MEF em termos de fator de segurança mostram-se ligeiramente inferiores aos obtidos pelo MEL. Dessa forma o MEF é mais conservativo. As diferenças não são suficientemente grandes para invalidar o uso do MEL como método de análise. Teoricamente o ângulo de inclinação dos tirantes igual a 0° conduziria a uma otimização do FS.

#### 4.4.2 Ângulo de inclinação dos tirantes *versus* somatório de tração máxima nos tirantes

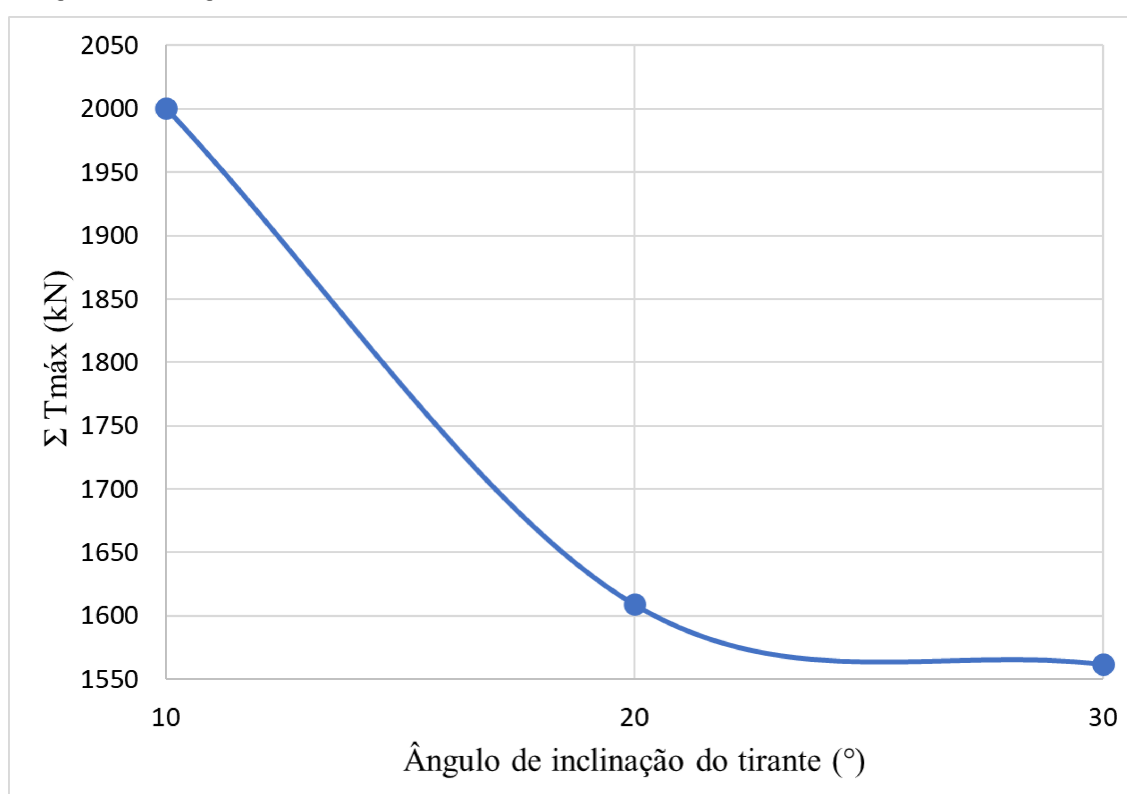
Na Figura 66, é claramente evidente que o somatório de tração máxima nos tirantes é influenciado pela inclinação adotada. Observa-se que à medida que a inclinação dos tirantes

diminui, o somatório de tração máxima tende a aumentar. Essa relação é observada ao comparar os resultados para diferentes ângulos de inclinação dos tirantes. Por exemplo, ao comparar os ângulos de 10° e 20°, verifica-se uma diferença percentual no somatório de tração máxima de aproximadamente 19,57 %. No entanto, ao aumentar a inclinação para valores superiores a 20°, percebe-se uma redução significativa nas trações máximas nos tirantes. Entretanto, essa redução é menos acentuada ao comparar os ângulos de 20° e 30°, apresentando uma diferença percentual de 2,93 %.

É importante ressaltar que as cargas aplicadas nesta análise foram de 200 kN/m, aproximadamente próxima da tração máxima, e que a estrutura possui um espaçamento horizontal de 2 metros.

A Figura 66 apresenta o somatório de tração máxima para a estrutura padrão, onde a única variável alterada é a inclinação dos tirantes, permitindo uma análise isolada dessa característica por meio do Método dos Elementos Finitos (Plaxis).

Figura 66 - Ângulo de inclinação dos tirantes *versus* somatório de tração máxima nos tirantes



Fonte: Autor (2024)

A Tabela 19 exibe os resultados individuais obtidos para cada tirante em todas as análises realizadas variando o ângulo de inclinação dos tirantes, acompanhados das cargas aplicadas em cada um deles.

Tabela 19 - Valores obtidos nas análises para tração máxima em cada tirante variando a inclinação

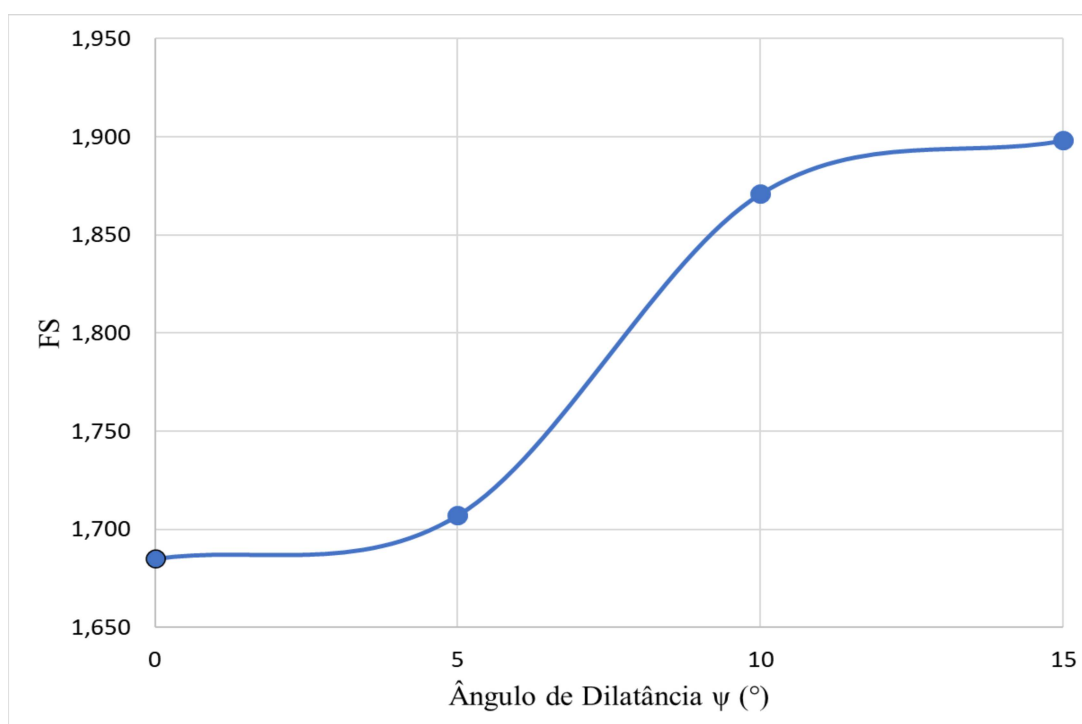
Ângulo de inclinação dos tirantes (°)	Carga aplicada nos tirantes (kN)					Espaçamento Horizontal (m)	T <sub>máx</sub> (kN)					Σ T <sub>máx</sub> (kN)
	T 1	T 2	T 3	T 4	T 5		T 1	T 2	T 3	T 4	T 5	
10	400	400	400	400	400	2,00	296,76	321,96	385,80	453,96	542,08	2000,56
20	400	400	400	400	400	2,00	221,92	272,88	302,96	373,96	437,28	1609,00
30	400	400	400	400	400	2,00	146,24	249,08	293,28	373,92	499,32	1561,84

Fonte: Autor (2024)

#### 4.5 ÂNGULO DE DILATÂNCIA

A Figura 67 ilustra o gráfico resultante da análise do ângulo de dilatância em relação ao fator de segurança, conforme determinado pelo Método dos Elementos Finitos. É evidente que, à medida que o ângulo de dilatância aumenta, o fator de segurança também cresce. Notavelmente, o intervalo de 5° para 10° destaca-se por apresentar o maior aumento no fator de segurança, com uma variação significativa de 8,76% nesse intervalo.

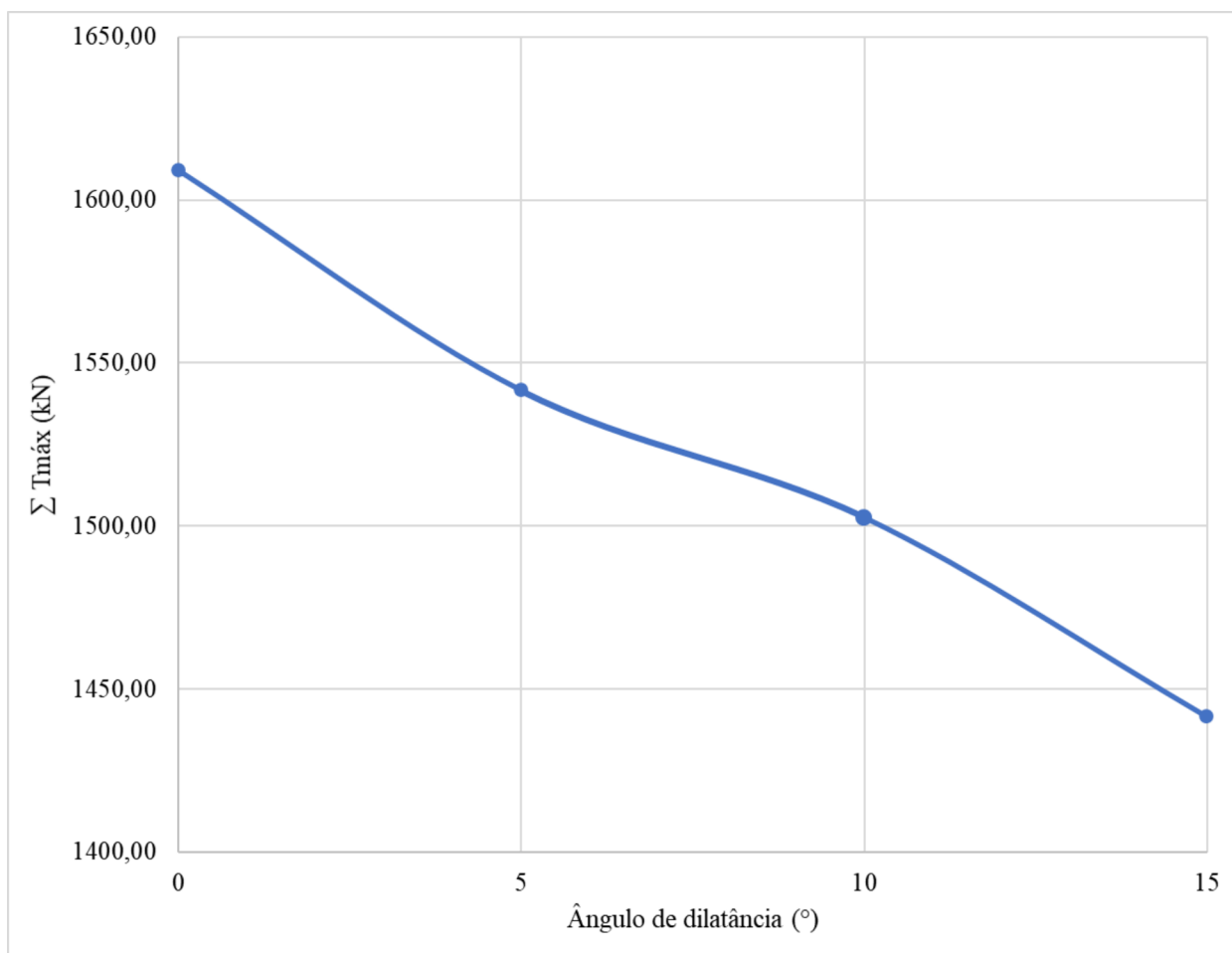
Figura 67 - Ângulo de dilatância *versus* fator de segurança



Fonte: Autor (2024)

A Figura 68 exibe o gráfico que correlaciona o ângulo de dilatância do solo com o somatório de tração máxima nos tirantes. Observa-se claramente que, com o aumento do ângulo de dilatância, há uma diminuição no somatório de tração máxima nos tirantes. Particularmente, o intervalo entre 0° e 5° destaca-se por apresentar a maior variação nesta redução. Essa análise foi realizada exclusivamente pelo Método dos Elementos Finitos (Plaxis).

Figura 68 - Ângulo de dilatância *versus* somatório de tração máxima nos tirantes



Fonte: Autor (2024)

A Tabela 20 apresenta de forma detalhada os resultados individuais para cada tirante em todas as análises realizadas, considerando a variação do ângulo de dilatância do solo. A tabela também inclui as cargas aplicadas em cada tirante, proporcionando uma visão abrangente e comparativa dos efeitos decorrentes das diferentes condições analisadas.

Tabela 20 - Valores obtidos nas análises para tração máxima em cada tirante variando o ângulo de dilatância

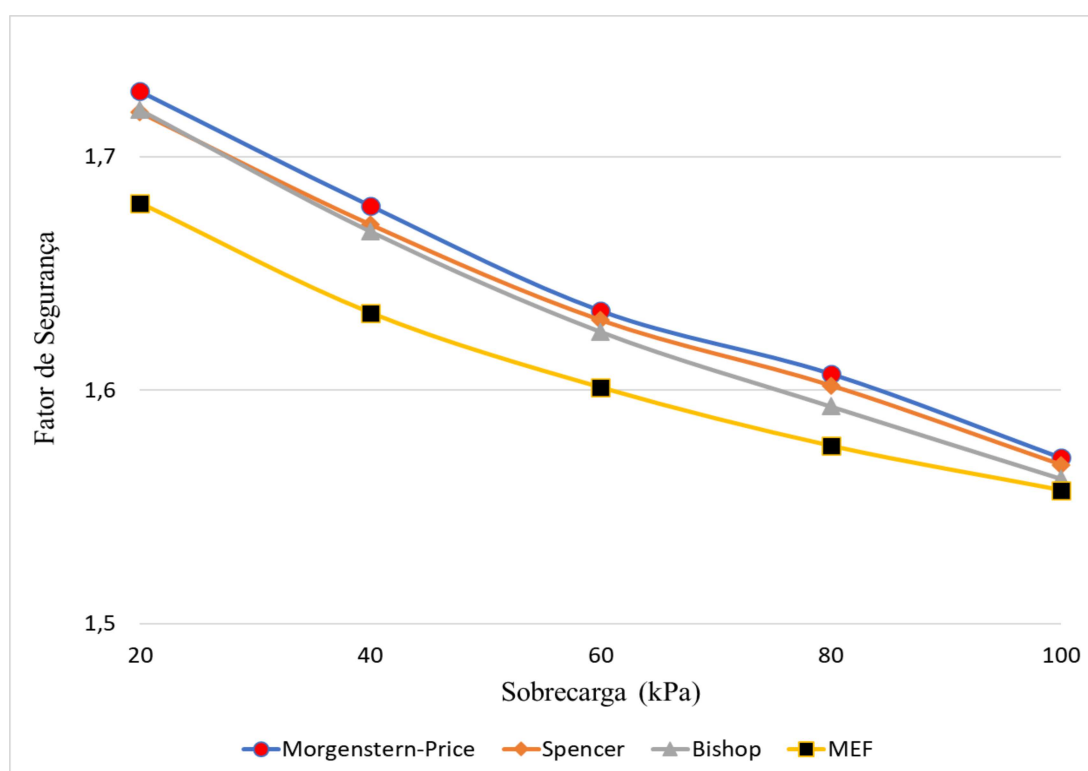
Ângulo de dilatância (°)	Carga aplicada nos tirantes (kN)					Espaçamento Horizontal (m)	T <sub>máx</sub> (kN)					Σ T <sub>máx</sub> (kN)
	T 1	T 2	T 3	T 4	T 5		T 1	T 2	T 3	T 4	T 5	
0	400	400	400	400	400	2,00	221,92	272,88	302,16	373,96	437,28	1608,20
5	400	400	400	400	400	2,00	221,32	266,32	292,84	353	408,08	1541,56
10	400	400	400	400	400	2,00	217,44	260,48	291,76	336,92	396,04	1502,64
15	400	400	400	400	400	2,00	210,24	250,16	289,08	317,04	374,92	1441,44

Fonte: Autor (2024)

#### 4.6 SOBRECARGA

Todas as análises foram conduzidas com uma sobrecarga inicial de 20 kPa, conforme estipulado como mínimo pela NBR 11682/2009 para a realização de análises de estabilidade em obras de terra. Em seguida, foi realizada uma análise adicional variando a sobrecarga de 20 kPa a 100 kPa, com o intuito de comparar o fator de segurança obtido pelo Método dos Elementos Finitos e pelo Método do Equilíbrio Limite. A Figura 69 ilustra o gráfico que relaciona a sobrecarga com o fator de segurança. Observa-se claramente que, à medida que a sobrecarga aumenta, o fator de segurança diminui para ambos os métodos de análise, indicando uma relação inversamente proporcional entre esses parâmetros.

Figura 69 - Sobrecarga *versus* fator de segurança



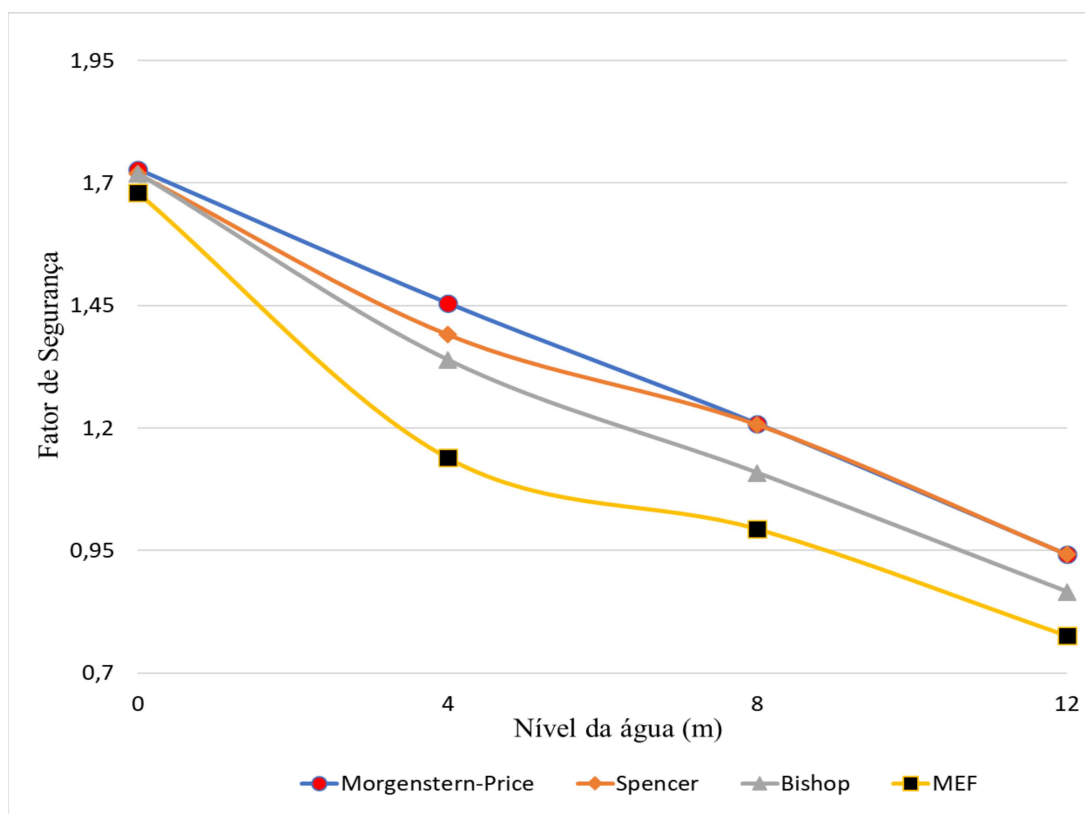
Fonte: Autor (2024)

A variação percentual do fator de segurança para o primeiro valor de sobrecarga foi de aproximadamente 8,30 % considerando o valor Morgenstern-Price como de referência para o Método do Equilíbrio Limite em comparação com o Método dos Elementos Finitos. Há uma redução da variação do fator de segurança comparando ambos os métodos a partir da sobrecarga de 60 kPa, que apresenta uma variação percentual de 2,01 %, bem menor do que o valor inicial. A diferença no valor de FS é relativamente pequena e não invalida o MEL para fins de análise, mesmo para sobrecargas baixas, como 20 kPa.

#### 4.7 NÍVEL DA ÁGUA

As análises conduzidas nas etapas anteriores desconsideraram a influência do lençol freático na estrutura em estudo. No entanto, a presente seção aborda a investigação da presença da água em diferentes níveis: a um terço (4 metros), dois terços (8 metros) e na totalidade da altura da parede da cortina (12 metros), além de considerar a condição sem a presença de água. Esta análise foi realizada utilizando a sobrecarga mínima 20 kPa para todas as hipóteses, sendo verificado nas duas abordagens metodológicas distintas: o Método dos Elementos Finitos e o Método do Equilíbrio Limite. A Figura 70 ilustra o gráfico que relaciona a altura do nível da água com o fator de segurança.

Figura 70 - Nível da água *versus* fator de segurança

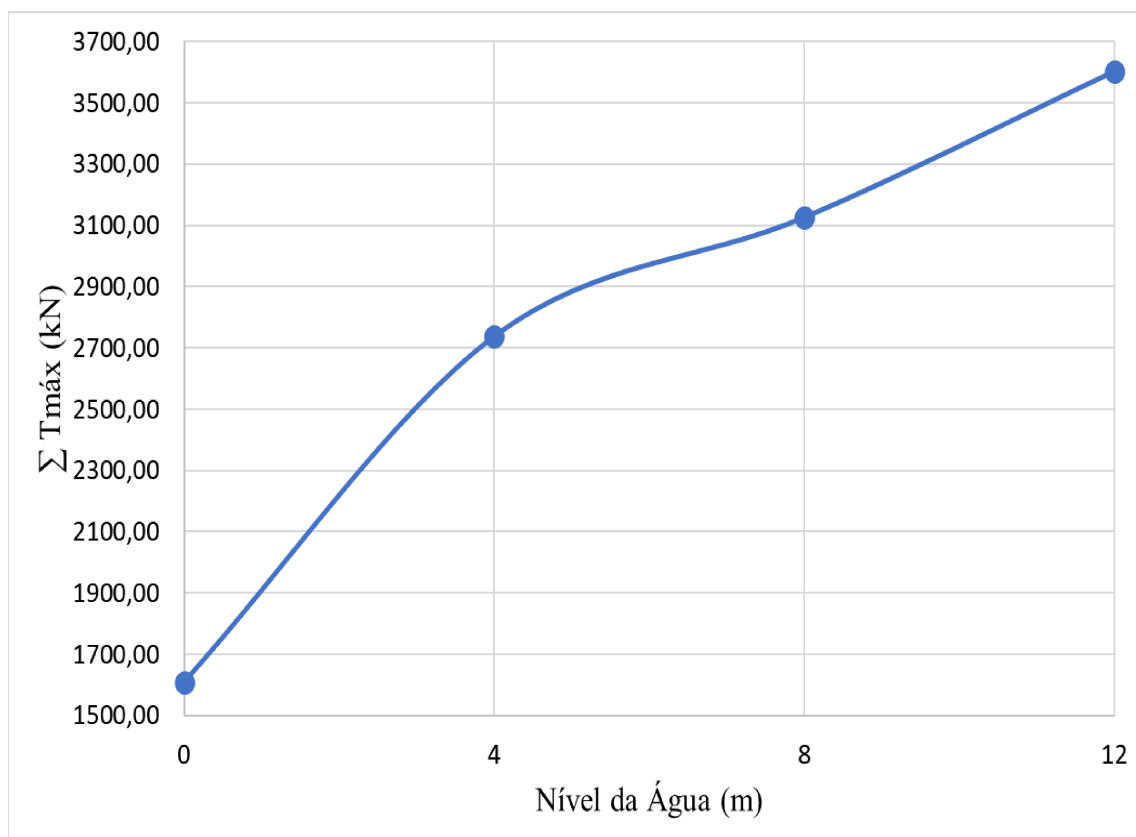


Fonte: Autor (2024)



É evidente que o aumento do nível da água resulta em uma redução significativa do fator de segurança em ambos os métodos analisados. No entanto, o Método dos Elementos Finitos revela uma sensibilidade significativamente maior às variações no lençol freático. Essa sensibilidade é especialmente pronunciada na transição do trecho sem presença de água para uma altura correspondente a  $1/3$ , equivalente a 4 metros. A variação percentual entre o Método dos Elementos Finitos e o Método do Equilíbrio Limite, utilizando o critério de Morgenstern-Price como referência, foi de 2,78% para a condição sem a presença do nível da água. Para a estrutura com presença de água até o topo, a variação percentual alcançou aproximadamente 17,62%, um valor substancialmente maior comparado à condição sem a presença de água. É importante observar que as diferenças no valor de FS entre o MEF e MEL tendem a ser significativas a partir de um nível d'água com 2,0 m, sendo que as diferenças são significativas, sendo o MEF a favor da segurança. Para o nível d'água aproximadamente maior que 9,0 m todos os métodos mostram que a estrutura rompe devido à ação do empuxo da água. Neste sentido ambos os métodos MEF e MEL representam a condição limite de estabilidade.

A Figura 71 ilustra o gráfico que representa o comportamento do somatório de tração nos tirantes em função da posição do nível da água. O gráfico inicia no ponto zero, correspondente à ausência de água, e se estende até o topo da cortina, a uma altura de 12 metros. A análise foi conduzida exclusivamente através do Método dos Elementos Finitos, utilizando o software Plaxis. Observa-se claramente que, com o aumento do nível da água, há um aumento significativo nas trações acumuladas nos tirantes.

Figura 71 - Nível da água *versus* somatório de tração máxima nos tirantes

Fonte: Autor (2024)

A Tabela 21 detalha os resultados individuais obtidos para cada tirante em todas as análises realizadas, contemplando tanto a ausência de água quanto as variações na altura do nível da água em relação à altura da cortina. Além disso, a tabela inclui as cargas aplicadas em cada tirante, oferecendo uma visão abrangente e comparativa dos efeitos resultantes das diferentes condições analisadas. Essa abordagem permite uma análise minuciosa e comparativa dos impactos específicos que cada condição exerce sobre a estrutura.

Tabela 21 - Valores obtidos nas análises para tração máxima em cada tirante variando o nível da água

Nível da Água (m)	Carga aplicada nos tirantes (kN)					Espaçamento Horizontal (m)	Tmáx (kN)					Σ Tmáx (kN)
	T 1	T 2	T 3	T 4	T 5		T 1	T 2	T 3	T 4	T 5	
Sem NA	400	400	400	400	400	2,00	221,92	272,88	302,16	373,96	437,28	1609
4	400	400	400	400	400	2,00	406,80	486,76	585,04	437,96	657,20	2537,76
8	400	400	400	400	400	2,00	524,60	579,60	642,76	688,20	691,60	3126,76
12	400	400	400	400	400	2,00	645,80	729,28	732,84	741,72	754,32	3603,96

Fonte: Autor (2024)

A consideração de um sistema de drenagem é crucial em obras de contenção. A ausência de um sistema adequado pode resultar no aumento da poropressão e do empuxo total, o que, por sua vez, reduz a resistência ao cisalhamento do solo e provoca um aumento significativo nos deslocamentos horizontais, podendo ser percebido conforme a Tabela 22 que apresenta os deslocamentos horizontais totais da cortina de acordo com cada nível da água obtidos pelo Método dos Elementos Finitos (Plaxis).

Tabela 22 - Nível da água *versus* deslocamentos horizontais totais

Nível da água (NA)	Deslocamentos Horizontais totais (mm)
Sem NA	17,55
NA = 4 m	67,68
NA = 8 m	126,05
NA = 12 m	219,58

Fonte: Autor (2024)

Além disso, falhas no sistema de drenagem podem comprometer a qualidade e a durabilidade do concreto e das barras de aço, devido à sobrecarga de tração nos tirantes, corrosão das armaduras e consequente redução da vida útil do concreto.

Portanto, em obras de cortinas atirantadas, é essencial captar a água presente no maciço para minimizar o afloramento pela face, utilizando drenos sub-horizontais profundos (DHP). Geralmente, empregam-se drenos curtos do tipo barbacã, drenos de areia ou geossintéticos na face interna. A drenagem superficial é responsável por coletar e direcionar o fluxo da crista e do pé do talude, bem como a água coletada pelos drenos de paramento e profundos, utilizando canaletas e escadas hidráulicas para encaminhá-la a um ponto de captação ou descarga adequado.

#### 4. 8 CONSIDERAÇÕES FINAIS DAS ANÁLISES

No dimensionamento dos tirantes, não se deve apenas simplificar as cargas aplicadas sobre eles, é crucial também considerar os esforços desenvolvidos durante a execução da obra. Além disso, é fundamental contemplar a possibilidade de ruptura de algum tirante, o que resultaria no redirecionamento dos esforços para os tirantes adjacentes. Essa análise numérica é indispensável para garantir a integridade estrutural e a segurança do projeto. Por se tratar de um estudo numérico, os resultados apresentados neste trabalho possuem um caráter predominantemente qualitativo, oferecendo uma compreensão detalhada dos comportamentos

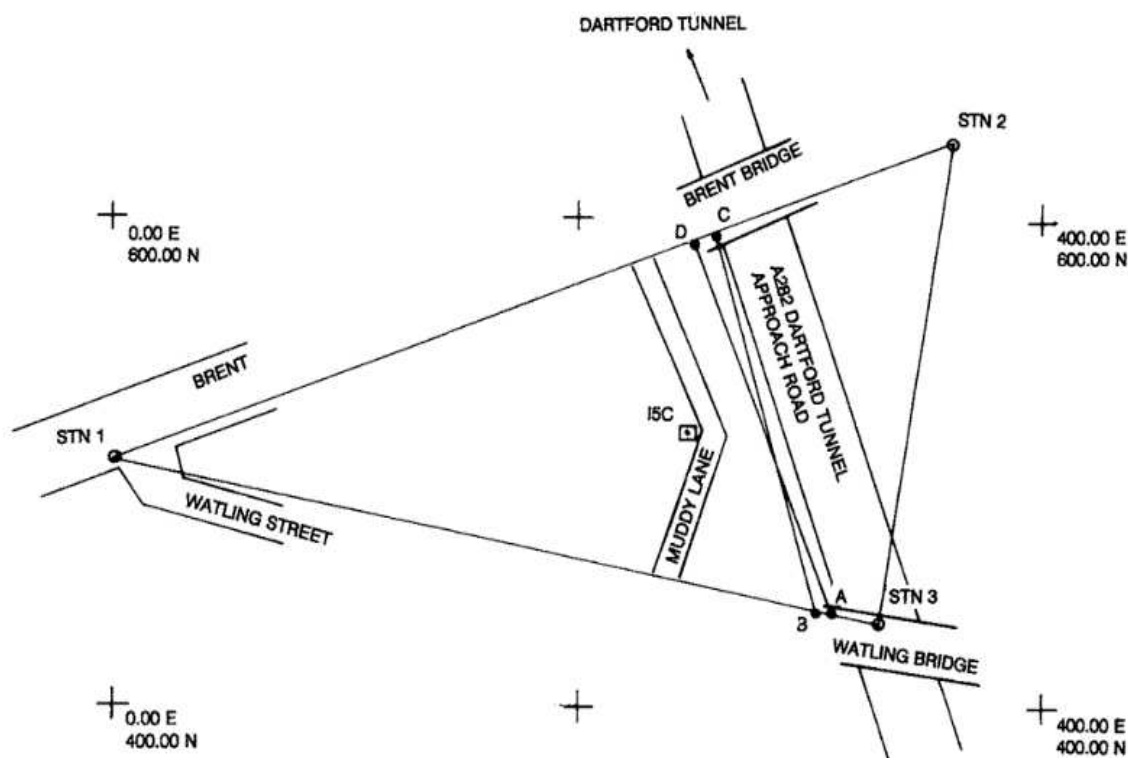
esperados sob diferentes condições, mas necessitando de validação prática para uma aplicação definitiva.

## 5. VALIDAÇÃO DO MODELO

Para validar o modelo numérico utilizado para análise da estrutura hipotética desenvolvido neste estudo, realizou-se uma modelagem de uma estrutura de contenção ancorada e instrumentada e que é apresentada no artigo intitulado "*The Instrumentation and Performance of an Anchored Retaining Wall*" de Wood *et al.*, (1990). Este artigo, de origem britânica, fornece dados valiosos sobre a instrumentação e desempenho de uma cortina atirantada construída na rodovia "M25 London Orbital Motorway", situada em Londres, Inglaterra.

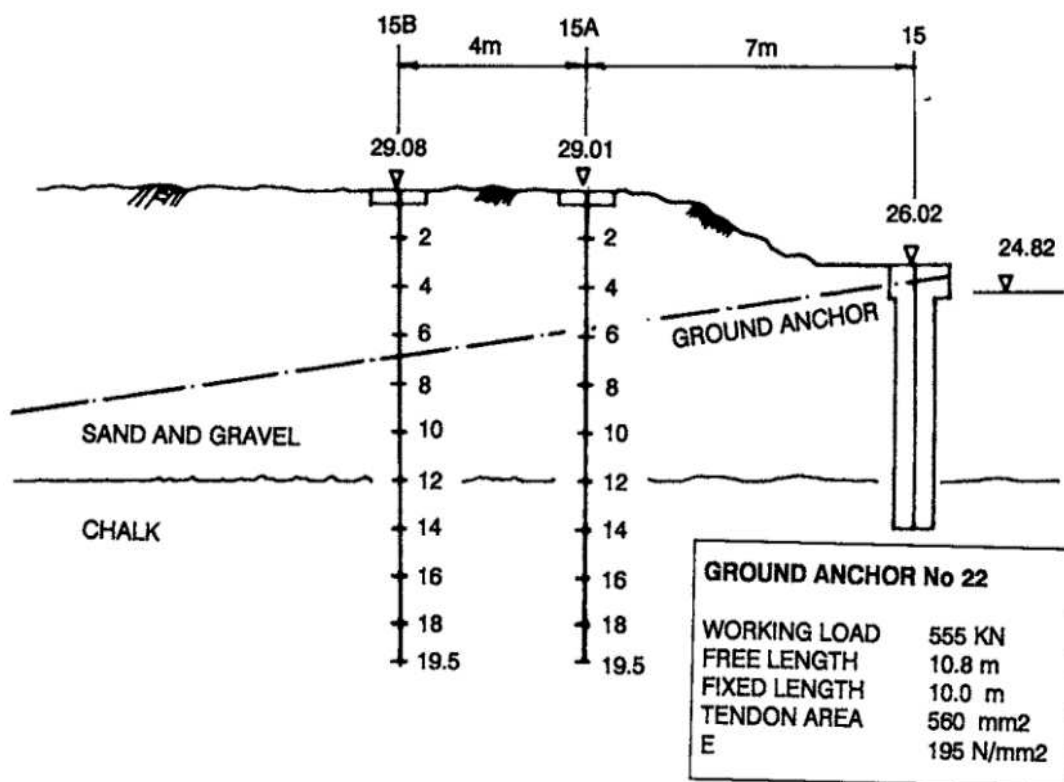
A rodovia M25, conhecida por circundar a Grande Londres, foi uma obra de grande magnitude realizada na década de 1980. Durante sua construção, foram implementadas várias cortinas atirantadas para suportar os cortes de terra necessários para a estrada. O artigo mencionado detalha o processo de instrumentação dessas cortinas, permitindo a coleta de dados precisos sobre seu desempenho estrutural. A Figura 72 apresenta a localização dos pontos analisados. A Figura 73 apresenta a seção transversal da estrutura.

Figura 72 - Localização dos pontos analisados



Fonte: Wood *et al.*, (1990)

Figura 73 - Seção transversal com dados da ancoragem 22

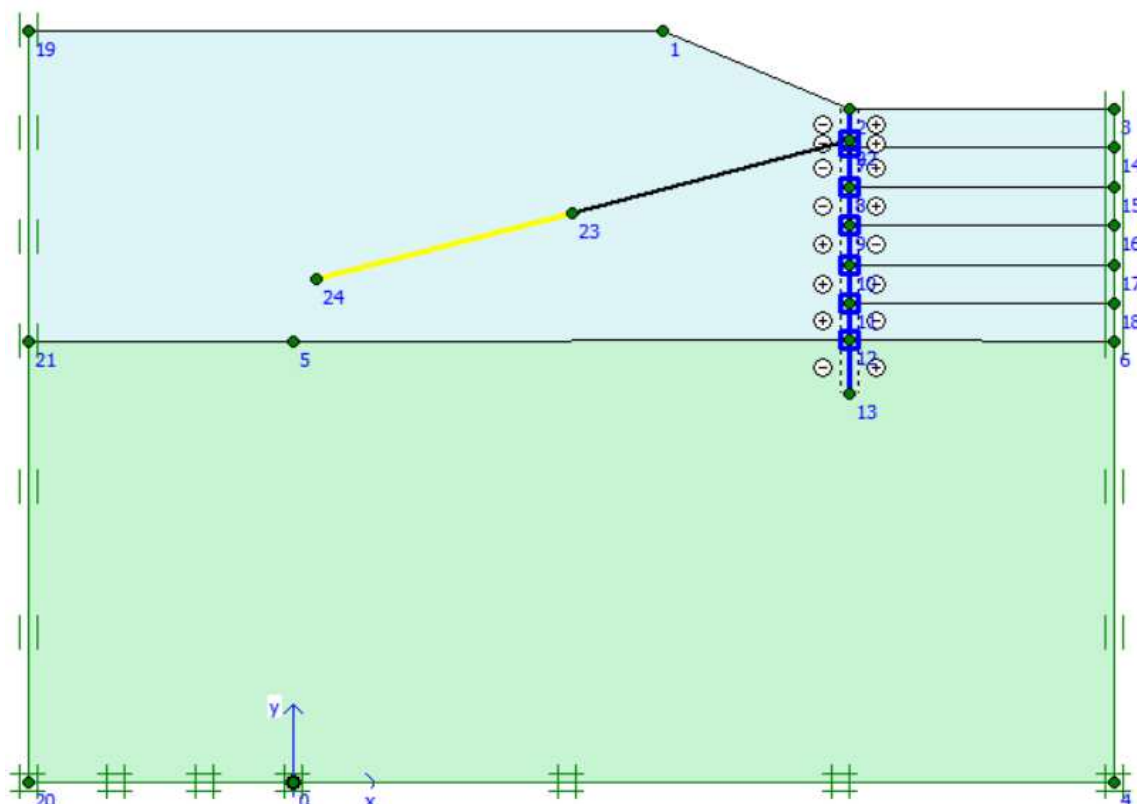


Fonte: Wood *et al.*, (1990)

Os parâmetros inseridos no software Plaxis para reproduzir a estrutura descrita no artigo são os seguintes: uma parede com 800 mm de espessura e 9 metros de altura, incluindo um embutimento de 2 metros, com o tirante com inclinação de 15°. Além disso, considerou-se que cada etapa de escavação possui 1,50 metro de altura e foi executado pelo método descendente. Na análise geotécnica, não foi detectada a presença de água até a profundidade de 24,5 metros.

Os piezômetros instalados permaneceram secos durante todo o período de coleta de dados, indicando a ausência de água subterrânea até essa profundidade. A instrumentação foi realizada utilizando inclinômetros, extensômetros e células de carga. A Figura 74 apresenta a estrutura modelada no *software* Plaxis.

Figura 74 - Estrutura do artigo no Plaxis



Fonte: Autor (2024)

Os parâmetros geotécnicos empregados no dimensionamento da estrutura foram definidos considerando os limites superior e inferior de cada parâmetro, estabelecendo-se uma média representativa para a estrutura de contenção. A Tabela 23 apresenta os parâmetros geotécnicos utilizados.

Tabela 23 - Parâmetros geotécnicos utilizados na estrutura do artigo

Tipo de Solo	$\gamma(kN/m^3)$	$E(MPa)$	$c(kPa)$	$\phi(^{\circ})$
<i>Sand &amp; Gravel</i>	20	80	0	32
<i>Upper Chalk</i>	19	100	0	32

Fonte: Adaptado de Wood *et al.*, (1990)

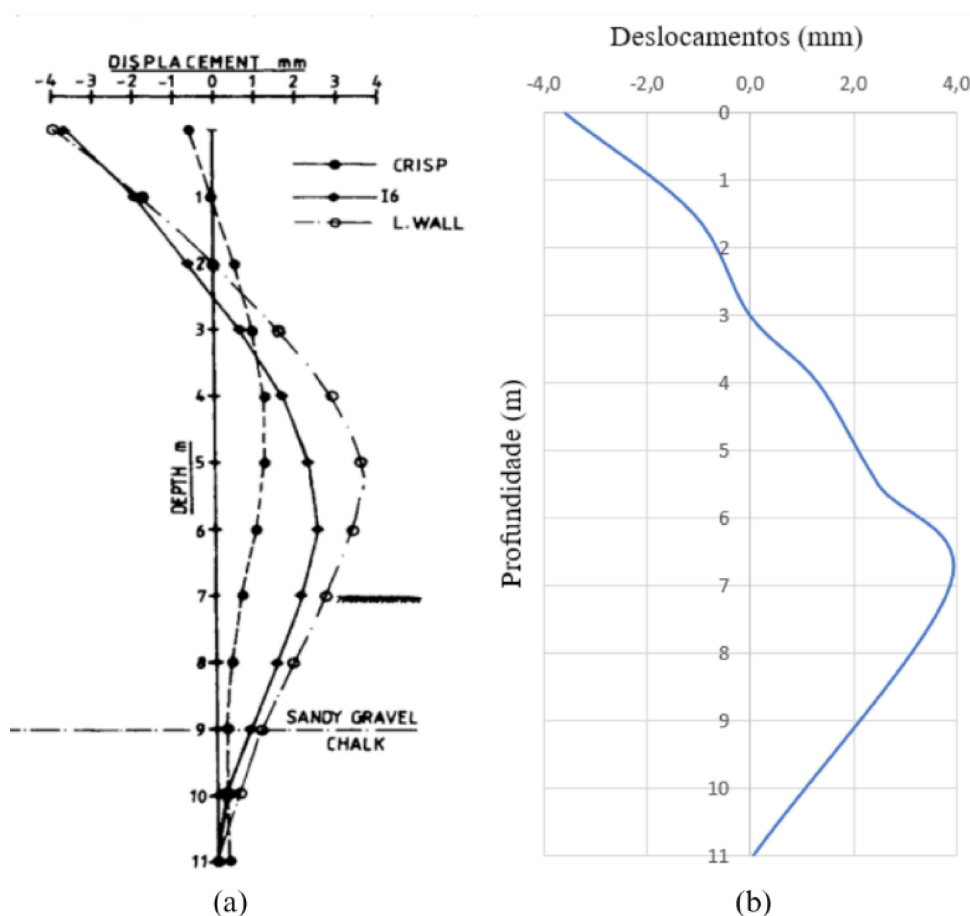
## 5.1 COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS OBTIDOS COM OS RESULTADOS DA INSTRUMENTAÇÃO

A análise foi realizada usando uma carga de trabalho de 555 kN de acordo com o valor utilizado no campo. Os deslocamentos na parede da cortina foram avaliados em 9 metros e 2

metros de embutimento, e os deslocamentos foram avaliados tanto em profundidade quanto em distância.

A Figura 75 (a) mostra os valores de deslocamentos horizontais na parede da cortina obtidos com medições em campo e a Figura 75 (b) mostra os valores obtidos com o *software* Plaxis. Para o primeiro ponto, há uma diferença percentual de aproximadamente 10,25% se considerar o valor L.Waal do artigo como o de referência, para o ponto em que o tipo de solo muda de “Sandy & Gravel” para “Chalk”, há uma diferença percentual de cerca de 20%.

Figura 75 - Deslocamentos horizontais medidos na parede da cortina



Fonte: Adaptado de Wood *et al.*, (1990)

A distância entre os tirantes foi de 2,50 metros e a carga de protensão obtida após a escavação final foi de 196,43 kN/m, ou 490,075 kN. A diferença relativa inicial foi de 11,99%, o que é um valor bem convergente. Além disso, a estrutura apresentou um fator de segurança de 2,166, um valor considerável que converge para a conclusão de que a cortina atirantada foi dimensionado de acordo com sua segurança e estabilidade. A Tabela 24 apresenta os dados sobre a protensão.



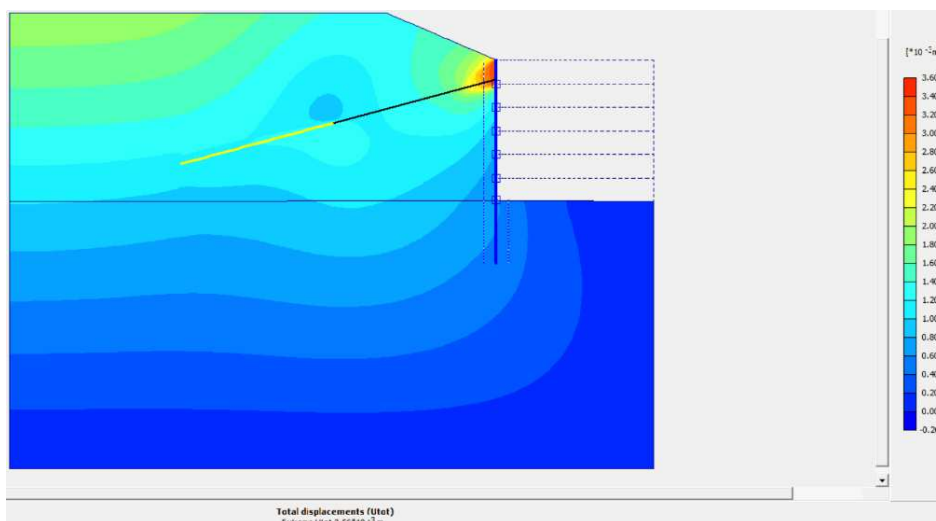
Tabela 24 - Valor obtido na análise de tração máxima

Carga Aplicada no Tirante (kN/m)	Espaçamento Horizontal (m)	T <sub>máx</sub> (kN/m)	T <sub>máx</sub> (kN)	Carga medida em campo (kN)
222	2,5	196	491	558

Fonte: Autor (2024)

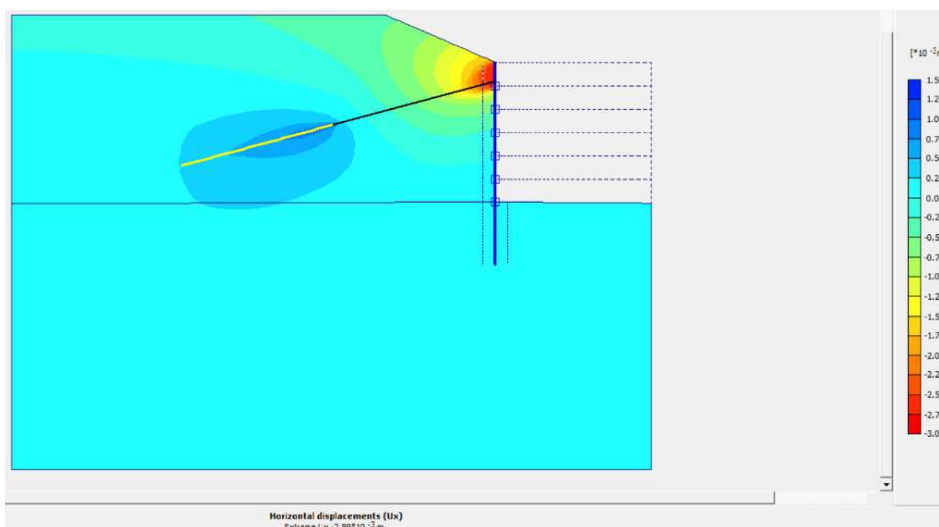
A estrutura tem deslocamentos totais na Figura 76, deslocamentos horizontais na Figura 77 e deslocamentos verticais na Figura 78. As análises mostram que os deslocamentos da estrutura são muito baixos, com valores abaixo de 4 mm.

Figura 76 - Deslocamentos totais



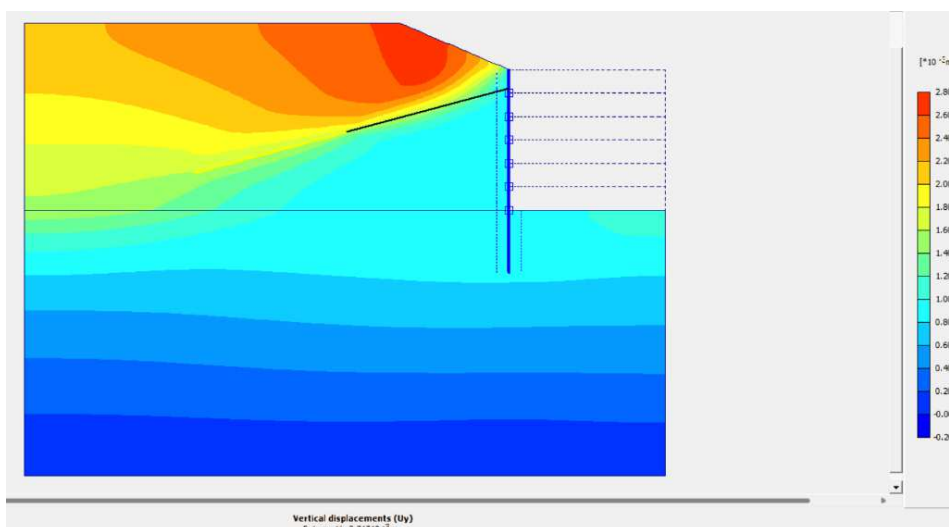
Fonte: Autor (2024)

Figura 77 - Deslocamentos horizontais



Fonte: Autor (2024)

Figura 78 - Deslocamentos verticais



Fonte: Autor (2024)

A Tabela 25 apresenta resumidamente alguns dados obtidos durante a análise da estrutura do artigo no *software* Plaxis, demonstrando que os deslocamentos são consideravelmente baixos e uma fator de segurança de acordo com a segurança e estabilidade de obras desse tipo.

Tabela 25 - Resumo com os deslocamentos e o fator de segurança

Tabela resumo com os deslocamentos analisados e o fator de segurança	
Profundidade (m)	Deslocamentos na parede (mm)
0,0	-3,5910
1,5	-1,0900
3,0	-0,0080
4,5	1,6960
6,0	2,9370
7,5	3,4690
9,0	2,1030
11,0	0,0668
Deslocamentos Totais da estrutura	3,5600
Deslocamentos Horizontais da estrutura	2,8900
Deslocamentos Verticais da estrutura	2,7100
Fator de Segurança	2,1660

Fonte: Autor (2024)

## 5.2 CONSIDERAÇÕES FINAIS SOBRE A VALIDAÇÃO DO MODELO

A validação do modelo apresentou resultados satisfatórios, evidenciando a eficácia das análises realizadas no *software* utilizado. O fator de segurança alcançado foi considerado adequado, confirmando a estabilidade da cortina atirantada projetada. As simulações e cálculos realizados corroboraram a robustez do modelo, assegurando que os parâmetros de segurança estejam em conformidade com as normas técnicas.

Assim, o estudo valida a confiabilidade do projeto, permitindo que os valores obtidos no estudo hipotético sejam confiáveis e demonstrando qualitativamente a credibilidade dos dados obtidos na dissertação de mestrado.

## 6 CONCLUSÕES

Nesta dissertação, foi conduzida uma análise da aplicação de diferentes metodologias de cálculo para cortinas atirantadas, abrangendo tanto o Método dos Elementos Finitos (MEF) quanto vários Métodos do Equilíbrio Limite (MEL), incluindo os métodos de Morgenstern-Price, Bishop e Spencer. Para a avaliação da estabilidade utilizando o Método dos Elementos Finitos, foi empregado o *software* Plaxis, na versão 8.2. Já para a análise por meio dos Métodos do Equilíbrio Limite, utilizou-se o *software* Slide.

Este estudo examinou a influência de diversos parâmetros na estabilidade da estrutura, tais como a coesão do solo, o ângulo de atrito, a sobrecarga aplicada na estrutura, o módulo de elasticidade do solo na base da fundação da cortina, o ângulo de dilatância, a inclinação dos tirantes e o nível da água. Além disso, foram comparadas as diferenças nos resultados obtidos através dos distintos métodos utilizados, proporcionando uma visão detalhada das variáveis que afetam a estabilidade das cortinas atirantadas.

### 6.1 QUANTO À COESÃO

A análise do aumento da coesão do solo, tanto pelo Método dos Elementos Finitos quanto pelo Método do Equilíbrio Limite, demonstrou um incremento significativo no fator de segurança. Isso indica que solos com maior coesão exibem uma estabilidade superior, evidenciando uma relação diretamente proporcional entre a coesão e o fator de segurança, reafirmando a importância da coesão como um parâmetro crítico na análise de estabilidade de cortinas atirantadas.

### 6.2 QUANTO AO ÂNGULO DE ATRITO

Conforme descrito por Carmignani e Fiori (2009), o ângulo de atrito se manifesta quando há uma tendência ao movimento, atuando o atrito como uma força resistente que se opõe à força causadora do deslocamento. Diante desse contexto, as análises realizadas variando esse parâmetro, tanto pelo Método do Equilíbrio Limite quanto pelo Método dos Elementos Finitos, corroboraram essa teoria. O aumento do ângulo de atrito do solo resultou em uma maior estabilidade, refletida em um aumento do fator de segurança.

### 6.3 QUANTO AO MÓDULO DE ELASTICIDADE DO SOLO NA FUNDAÇÃO

A análise do módulo de elasticidade do solo foi realizada exclusivamente pelo Método dos Elementos Finitos (Plaxis). Observou-se que a variação do módulo de elasticidade na base da fundação resultou em maiores deformações verticais para valores menores desse módulo.

Adicionalmente, verificou-se que valores maiores de módulo de elasticidade do solo geraram menores deslocamentos horizontais na parte superior da parede de contenção. Esse comportamento pode ser explicado pelo fato de que um aumento no módulo de elasticidade do solo reduz sua deformabilidade, conferindo maior estabilidade à estrutura e, convergindo para os valores maiores de fatores de segurança para módulos de elasticidades do solo maiores na base da fundação da cortina atirantada.

Ademais, módulos de elasticidade do solo mais elevados resultaram em menores somatórios de tração máxima nos tirantes, uma vez que a menor deformação do maciço implica em menores esforços de tração nos tirantes.

### 6.4 QUANTO AO ÂNGULO DE INCLINAÇÃO DOS TIRANTES

O estudo da influência da inclinação dos tirantes sobre a cortina atirantada revelou que uma menor inclinação dos tirantes em relação à horizontal proporciona maior estabilidade à estrutura, conforme indicado tanto pelo Método dos Elementos Finitos quanto pelo Método do Equilíbrio Limite. Inclinações superiores a  $30^\circ$  devem ser consideradas apenas em casos específicos, como a necessidade de desviar de obstáculos ou assegurar a ancoragem em terrenos mais resistentes.

Além disso, observou-se que maiores ângulos de inclinação resultaram em um menor somatório de tração máxima nos tirantes. Isso pode ser explicado pela maior componente horizontal dos esforços transmitidos pelos tirantes ao maciço, em comparação com a componente vertical, o que reduz o esforço axial na direção horizontal. Com componentes horizontais menores, a parede de contenção tem maior liberdade para se deslocar devido às pressões exercidas pelo maciço, o que provoca uma conseqüente perda de estabilidade e aumento dos deslocamentos.

### 6.5 QUANTO AO ÂNGULO DE DILATÂNCIA

A análise do ângulo de dilatância foi conduzida exclusivamente pelo Método dos Elementos Finitos (Plaxis). Os resultados indicaram que maiores valores do ângulo de

dilatância resultam em uma maior estabilidade do maciço. Isso ocorre porque o aumento do ângulo de dilatância contribui diretamente para o incremento do ângulo de atrito interno do solo, o que, por sua vez, eleva a resistência ao cisalhamento do solo, proporcionando uma maior estabilidade e, conseqüentemente, um fator de segurança superior.

Adicionalmente, verificou-se que maiores ângulos de dilatância resultam em menores trações máximas nos tirantes, corroborando a maior estabilidade do maciço em solos com maior dilatância.

## 6.6 QUANTO À SOBRECARGA

A sobrecarga foi analisada utilizando tanto o Método dos Elementos Finitos quanto o Método do Equilíbrio Limite. A análise começou com a sobrecarga mínima de 20 kPa, conforme estabelecido pela NBR 11.682/2009, e foi aumentada progressivamente até o valor de 100 kPa.

Observou-se que o aumento da sobrecarga resulta em uma redução da estabilidade do maciço, devido ao aumento das tensões no interior do solo, o que culmina em um menor fator de segurança para ambos os métodos analisados.

## 6.7 QUANTO AO NÍVEL DA ÁGUA

A análise da influência do nível da água no fator de segurança foi realizada utilizando tanto o Método dos Elementos Finitos quanto o Método do Equilíbrio Limite. Observou-se que o aumento do nível da água resulta em uma redução do fator de segurança para ambos os métodos. Isso ocorre porque a presença da água no interior do solo eleva a poropressão, diminuindo significativamente o fator de segurança. Contudo, o Método dos Elementos Finitos demonstrou uma maior sensibilidade a este parâmetro, evidenciada por uma maior variação do fator de segurança em função dos diferentes níveis de água.

Além disso, o aumento do nível da água provoca maiores trações máximas nos tirantes. A elevação do nível da água aumenta os deslocamentos horizontais totais, intensificando os esforços axiais nas barras para manter a estabilidade da estrutura.

Portanto, é essencial o dimensionamento adequado e a execução correta de sistemas de drenagem para assegurar a segurança da obra. Este fator é um dos principais desafios na estabilidade de obras de contenção, tornando a drenagem uma prática indispensável para o sucesso do projeto.

## 6.8 AVALIAÇÃO DOS PROGRAMAS NAS ANÁLISES

É perceptível que os resultados obtidos através do Slide e do Plaxis não coincidiram perfeitamente, embora tenham apresentado uma considerável proximidade. Ambos os métodos se mostraram adequados para a análise de estabilidade de solos. Contudo, o Slide revelou uma menor precisão na avaliação de solos saturados. Adicionalmente, este software demonstra certas limitações em comparação com o Plaxis, uma vez que não incorpora alguns parâmetros cruciais do solo, como o ângulo de dilatância e o módulo de elasticidade do solo. Estas limitações evidenciam a capacidade reduzida do Slide para conduzir análises geotécnicas mais detalhadas e realistas.

## 6.9 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

As diferenças observadas nos resultados das diversas metodologias aplicadas sublinham a importância de estudos e pesquisas adicionais sobre este tema. Para futuras investigações, recomenda-se a utilização de outros programas de Equilíbrio Limite, como o GeoSlope ou o *software* Geo5, para uma comparação mais abrangente. Além disso, seria vantajoso realizar análises utilizando o método dos elementos finitos com o Plaxis 3D, permitindo uma avaliação mais detalhada e tridimensional dos resultados.

Outra área promissora para pesquisas futuras seria a realização de um estudo paramétrico detalhado, examinando o comportamento do efeito das etapas construtivas da cortina atirantada em relação a diversos parâmetros, tais como o comprimento do bulbo, o comprimento do trecho livre, e o espaçamento vertical entre os tirantes.

Adicionalmente, a consideração de terraplenos inclinados, uma situação frequentemente encontrada em encostas, também merece atenção especial. Este tipo de análise poderia fornecer percepções valiosas sobre a estabilidade e o desempenho das estruturas de contenção em condições variadas e realistas.

## REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. **NBR 5629: Tirantes ancorados no terreno**. 3 ed. Rio de Janeiro, 2018. 46 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto**: Procedimento. Rio de Janeiro, 2023. 100 p.

Adam, D., and Markiewicz, R. 2009. **Energy from earth-coupled structures, foundations, tunnels and sewers**. *Géotechnique*, 59(3): 229–236. [doi: 10.1680/geot.2009.59.3.229].

BARLEY A.D. **The Single Bore Multiple Anchor System**. Proc. of the International Conference on Ground Anchorages & Anchored Structures, London 20-21. Thomas Telford, 1997.

Benmokrane, Brahim & Zhang, Burong & Chennouf, Adil. (2000). **Tensile properties and pullout behaviour of AFRP and CFRP rods for grouted anchor applications**. *Construction and Building Materials*. 14. 157-170. 10.1016/S0950-0618(00)00017-9.

Bessa, A.K.S., Monteiro, F.F., Aguiar, M.F.P., Monteiro, T.M., e Oliveira, F.H.L. 2016. **Análise de Métodos de Interpretação de Curva Carga x Recalque de Provas de Carga Estática em Fundações Profundas no Nordeste do Brasil**. XVIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, COBRAMSEG, Belo Horizonte, MG.

BORGATTO, A. V. A. **Estudo do efeito fibra e da morfologia na estabilidade de aterros de resíduos sólidos urbanos**. 2006. 174 p. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Rio de Janeiro.

Budhu, M. (2015). **Soil Mechanics and Foundation**. 3rd Edition, John Wiley & Sons, Inc., Hoboken.

BUSTAMANTE, M. & DOIX, B. **Une Méhode Pour le Calcul des Tirants et Micropieux Injectées**. Bulletin des Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n° 140, 1985.

BRINKGREVE, R. B. J.; AL-KHOURY, R.; BAKKER, K. J.; BONNIER, P.G.; BRAND, P. J. W.; BROERE, W.; BURD, H. J.; SOLTYS, G.; VERMEER, P. A.. 2002. **Plaxis v.8: finite element code for soil and rock analysis. Manuais**. Delft (Holanda): Universidade Técnica de Delft e PLAXIS b. v.2.8



Cintra, J.C.A, Aoki, N., and Albiero, J.H. **Fundações diretas: projeto geotécnico**. Oficina de Textos, São Paulo, 2011.

Cintra, J.C.A, Aoki, N., Tsuha, C.H.C., and Giacheti, H.L. **Fundações: ensaios estáticos e dinâmicos**. Oficina de Textos, São Paulo, 2013.

CLOUTERRE, RECOMMENDATIONS CLOUTERRE.. **Soil nailing recommendations for designing, calculating, constructing and inspecting earth support systems using soil nailing (English translation)**. 1991. Scientific Committee of the French National Project Clouterre, ENPC, Paris, France. In: Report FHWA-SA-93- 026, U.S.Department of Transportation, Federal Highway Administration, Washington, DC, USA, July. Edited by F. Schlosser.

DAS, B. M. **Fundamento de Engenharia Geotécnica**. 6ª Edição. Tradução All Tasks. Campinas: Thomson. 2007. 562 p.

Dias, M.V.L. 2019. **Proposta de dimensionamento geotécnico de tirantes por meio de ensaios de recebimento**. Dissertação de mestrado. Programa de pós-graduação em Geotecnia, Núcleo de Geotecnia da Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, MG.

DAVISSON, M. **High capacity piles**. Proceedings ASCE Lecture Sections - Innovations in foundations construction., Chicago, 1972.

ECHEVARRÍA FERNÁNDEZ, Sandra Patrícia. **Efeitos de arqueamento em aterros sobre solo estaqueado**. 2006. 136 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Universidade de Brasília, Brasília, 2006.

Ehrlich, M., e Silva, R.C. 2015. **Behavior of a 31 m high excavation supported by anchoring and nailing in residual soil of gneiss**. Engineering Geology, 191: 48-60. [doi: 10.1016/j.enggeo.2015.01.028].

FIGUEIREDO, J. G. **Contribuição ao processo de dimensionamento de cortinas atirantadas**. Dissertação de M.Sc. Rio de Janeiro: COPPE/Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2018.

FIORI, Alberto Pio. **Fundamentos de mecânica dos solos e das rochas: aplicações na estabilidade de taludes**/ Alberto Pio Fiori, Luigi Carmignani. – 2. Ed. rev. e ampl – Curitiba: Ed. UFPR, 2009. [ISBN 9788573352122].

FELLENIUS, B. H. **Basics of Foundation Design**. Electronic Edition. ed. [S.l.]: Pile Buck International, 2018

Fredlund, D.G., Krahn, J. (1977). **Comparison of slope stability methods of analysis**. Canadian Geotechnical Journal, Vol 14, pp.429-439.

GABA, A. R.; et al (2003). C580 - **Embedded Retaining Wall** – Guidance for Economic Design. Construction Industry Research and Information Association (CIRIA), London.

GERSCOVICH, D.; DANZIGER, B.; SARAMAGO R. **Contenções: Teoria e Aplicações em Obras**. 1.ed. São Paulo: Oficina de Livros, 2016. 319 p. il ISBN 978- 85-7975-248-3.

Gontijo, G.M. 2020. **Reavaliação geotécnica das ancoragens de uma estrutura de contenção com patologias diversas**. Dissertação de mestrado. Programa de pós-graduação em Geotecnia, Núcleo de Geotecnia da Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, MG.

HASHASH, Y. M. A.; WHITTLE A. J. 2002. **Mechanisms of load transfer and arching for braced excavations in clay**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE. 2002. 187 – 197 p.

HANNA, T.H. **Foundation in Tension: Ground Anchor**. Trans Tech Publications Series on Rock and Soil Mechanics Vol. 6, 1982.

HENRIQUES JUNIOR, P. R. D. **Simulação Numérica de Ensaios de Arrancamento de Grampos**. Dissertação de M.Sc. Rio de Janeiro: COPPE/Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2007.

INCOTEP - SISTEMAS DE ANCORAGENS (Brasil). **Tirantes: monobarra**. 2023. Disponível em: <https://incotep.com.br/tirantes-de-barras/tirantes-monobarra/>. Acesso em: 24 nov. 2023.

JIMENEZ SALAS, J.A Anclajes. Capítulo 13, Tomo III, del Libro de **Geotecnia y Cimientos**. Ed. Rueda, 1143-1153. Madrid, 1980.

Kou, H., Guo, W., e Zhang., M. 2015. **Pullout performance of GFRP anti-floating anchor in weathered soil.** *Tunnelling and Underground Space Technology*, 49: 408-416. [doi: 10.1016/j.tust.2015.06.001].

LAMBE, T. W.; WHITMAN, R. V. **Soil Mechanics**. New York: John Willey & Sons. 1969. 553 p.

MAGALHÃES, M. S. **Dimensionamento de estruturas de contenção atirantadas utilizando os métodos de equilíbrio limite e de elementos finitos.** Dissertação de mestrado – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Departamento de Engenharia Civil. Rio de Janeiro, 2015.

MARTINS, M. ; MACEDO, L. F.; PACHECO M. 2004. **Uma discussão sobre empuxos em paredes atirantadas.** Instituto Politécnico, UERJ. 8 p.

MENDES, Douglas de Castro. **Comportamento de estruturas de contenção composta por tirantes e grampos.** 2019. 96 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Juiz de Fora, Juiz de Fora, 2019.

MENDES, Fernando Borges. **O uso de ferramenta computacional na avaliação e dimensionamento de cortina atirantada.** 2010. 148 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Programa de Pós-Graduação em Engenharia Geotécnica, Escola de Minas - Núcleo de Geotecnia, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2010.

Mimouni, T., Dupray, F., e Laloui, L. 2014. **Estimating the geothermal potential of heat-exchanger anchors on a cut-and-cover tunnel.** *Geothermics*, 51: 380-387. [doi: 10.1016/j.geothermics.2014.02.007].

Morais, T.S.O., Tsuha, C.H.C. **Estacas trocadoras de calor no Brasil: Aspectos Executivos e de Desempenho Térmico.** IX Congresso Brasileiro de Geotecnia Ambiental, REGEO. São Carlos, São Paulo, Brasil, 2019.

MORE, J. Z. P. **Análise numérica do comportamento de cortinas atirantadas em solos.** Dissertação (mestrado) – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Departamento de Engenharia Civil, Rio de Janeiro, 2003. 120p. 2003.

NOVAIS SOUSA, R. **Ancoragens Reinjetáveis e Protendidas em Solos: Previsão do Comportamento e Controle de Execução**. Tese de Doutorado, DEC / EPUSP - São Paulo, 2001

NUNES, A.J.C. **Método de Ancoragens – Conceção e Cálculo**. Escola de Engenharia da UFRJ, 1978.

Oliveira, Thays Car Feliciano de. **Desempenho geotécnico de cortinas atirantadas executadas em Cascavel-PR**. [manuscrito] / Thays Car Feliciano de Oliveira. Dissertação de Mestrado, UFOP - 2023.

PACHECO, Cássio da Silva. **Avaliação de Processos de Dimensionamento de Cortinas Atirantadas**. 2019. 192 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Coppe, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2019.

Pinelo, A. M. Serrano (1980) – **Dimensionamento de ancoragens e de cortinas ancoradas**. Tese apresentada ao concurso para especialista do Laboratório Nacional de Engenharia Civil - LNEC.

PLAXIS. **Plaxis 2D Reference Manual**. Netherlands, 2019. 520 p.

PLAXIS V.8, 2002. **Delf University of Technology & Plaxis bv**, Editado por BRINKGREV, R. B. J., The Netherlands.

PROGEO. 2022. **Ensaio de protensão de tirantes**. Disponível em: <https://www.progeo.com.br/ensaio-protensao-tirantes>. Acessado em: 22 de fev, 2024.

RAY, R. P. 2006. **Design practice for tieback excavations in the U.S**. 22 p.

RIO DE JANEIRO. FUNDAÇÃO INSTITUTO DE GEOTÉCNICA DO MUNICÍPIO DO RIO DE JANEIRO. **Manual Técnico de Encostas: ancoragens e grampos**. 4. ed. Rio de Janeiro: Georio, 2000. 99 p.

RIO DE JANEIRO. FUNDAÇÃO INSTITUTO DE GEOTÉCNICA DO MUNICÍPIO DO RIO DE JANEIRO. **Manual Técnico de Encostas: ancoragens e grampos**. 7. ed. Rio de Janeiro: Georio, 2014 .

RESENDE, P. T. **Análise numérica da estabilidade de taludes empregando astacas como elemento de reforço**. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Uberlândia, 2021, 196p.

SILVA, J. P. M., **Os métodos de equilíbrio-limite e dos elementos finitos na análise de estabilidade de taludes**. Dissertação de Mestrado. Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, 2011, 173p.

SILVA, Kamila Fernanda da. **Análise do comportamento tensão - deformação de cortinas atirantadas**. 2016. 212 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Programa de Pós-Graduação em Engenharia Geotécnica, Escola de Minas - Núcleo de Geotecnia, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2016.

SILVA, L. C. R.; ABRAMENTO, M.; MARINHO, F. L.; ABUKATER, J., & CARRETTI, L. G. C. 2002. **A Influência da movimentação do paramento na distribuição de tensões laterais em muros de arrimo rígidos**. XII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, São Paulo.

SILVA, P. V. C. **Análises numéricas 2d e 3d do comportamento de estruturas de solo grampeado**. Dissertação de M.Sc. Rio de Janeiro: COPPE/Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2015.

STROM, R. W; EBELING, R. M. **Methods Used in Tieback Wall Design and Construction to Prevent Local Anchor Failure, Progressive Anchorage Failure, and Ground Mass Stability Failure**. US Army Corps of Engineers Research and Development Center. 2002. 185 p.

TEIXEIRA, F.F. **Análise de uma estrutura de estabilização de talude em solo coluvionar no km 78 da RJ – 116 em Nova Friburgo, RJ**. Dissertação de Mestrado – Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Faculdade de Engenharia. Rio de Janeiro, 2018.

TERZAGHI, K. **Theoretical Soil Mechanics**. New York: John Wiley & Sons. 1943. 510 p.

TERZAGHI, K.; PECK, R. B. **Soil mechanics in engineering practice**. 2ª Edição. New York: John Wiley. 1967.

TSCHEBOTARIOFF G. P. **Soil Mechanics: Foundations and Earth Structures**, McGraw - Hill, Inc., New York, 1951.

Vasconcelos, L.A.C. 2016. **Estudo da capacidade de carga de ancoragens protendidas e reinjetáveis em maciços geotécnicos**. Dissertação de mestrado. Programa de pós-graduação em Geotecnia, Núcleo de Geotecnia da Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, MG.

WOOD, L. A.; FORBES KING, C.J.; MAYNARD, A. **The instrumentation and performance of an anchored retaining wall**. Geotechnical Instrumentation In Practice, Londres, p. 239-256, 07 jul. 2015.

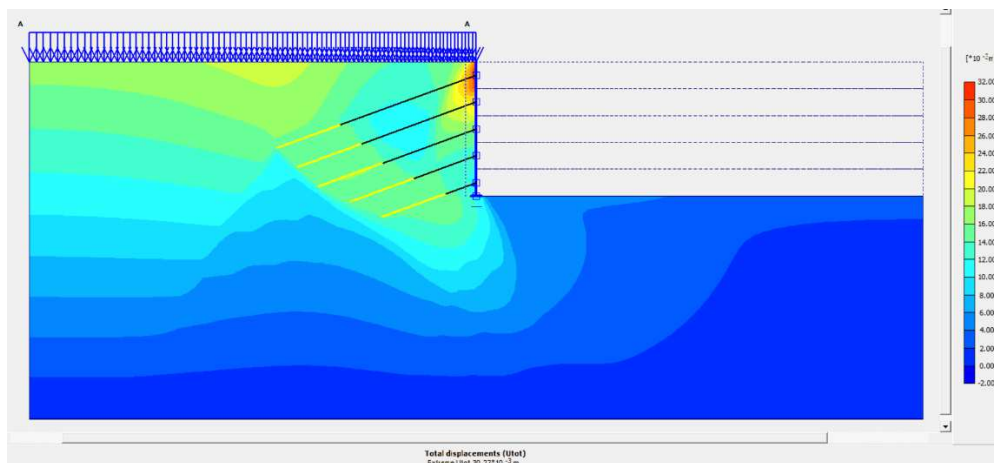
YASSUDA, C. T.; DIAS, P. H. V. Tirantes. In: **Fundações: Teoria e Prática**, 2ª edição, Hachich et al. (eds.), cap. 17, PINI, São Paulo, SP, 1996.

ZHU, D,Y. **Investigations on the accuracy of the simplified Bishop method. Landslides and Engineered Slopes**, Chen et al. (eds.), pp. 1055-1057, Taylor & Francis Group, London, 2008.

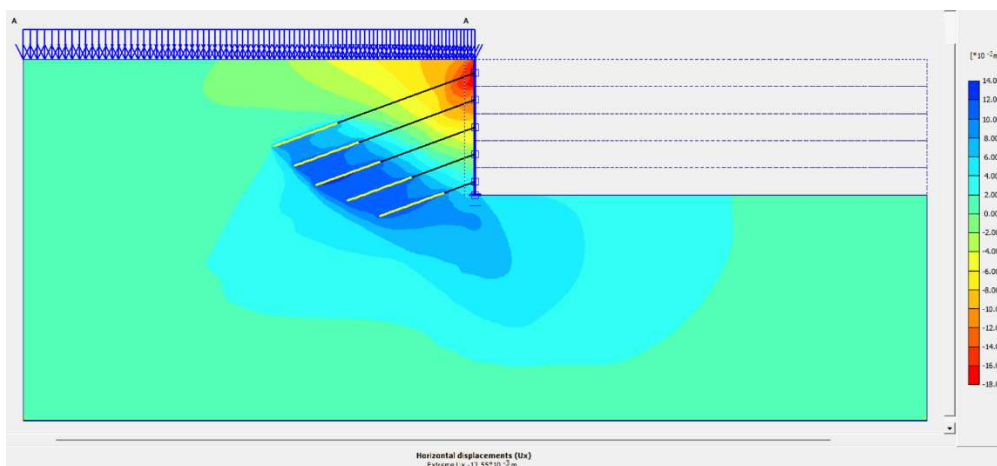
## APÊNDICE A – Deslocamentos Totais, Verticais e Horizontais no Plaxis

### - Análise da Estrutura padrão

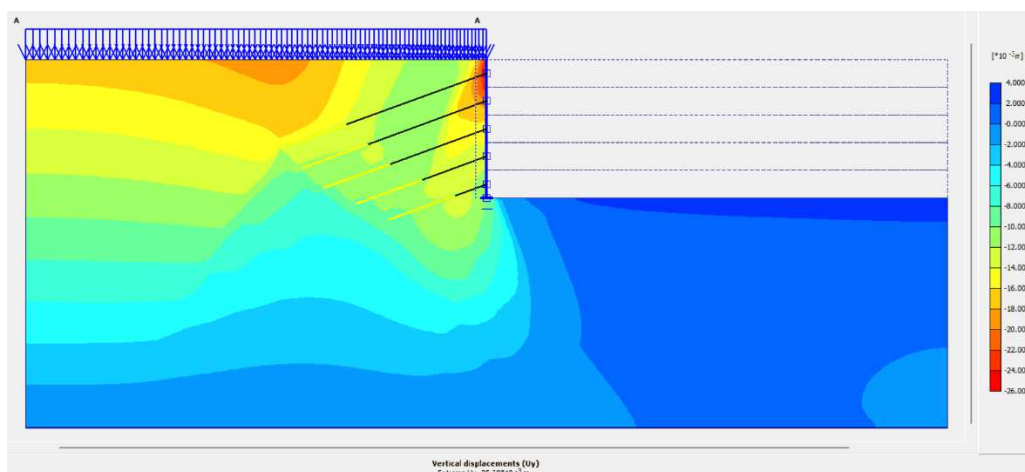
Deslocamento Total: 30,27 mm



Deslocamento Horizontal: - 17,55 mm

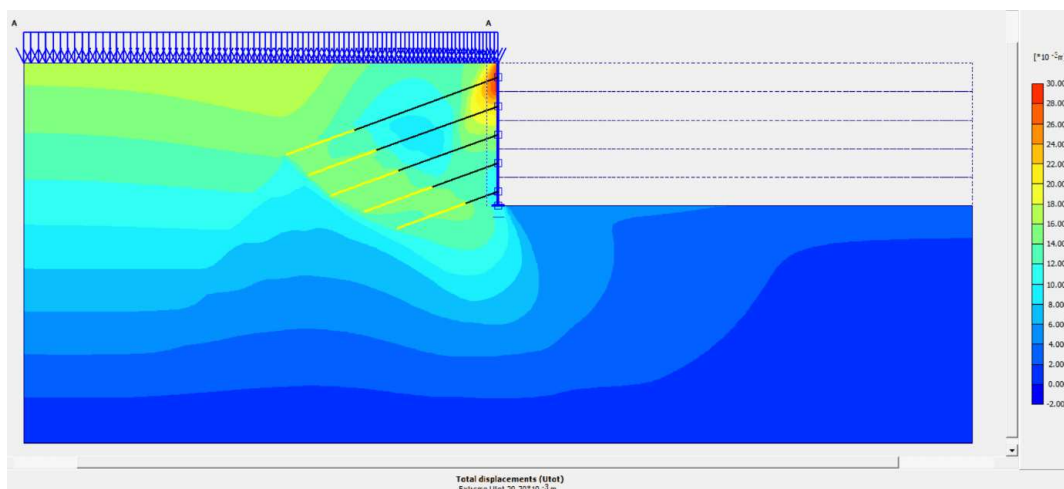


Deslocamento Vertical: - 25,38 mm

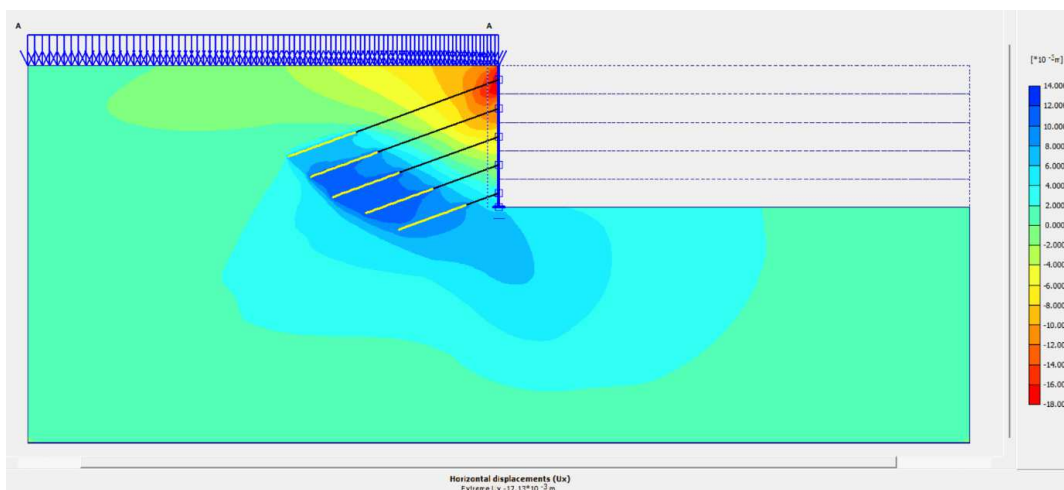


- Análise com  $\psi = 5^\circ$

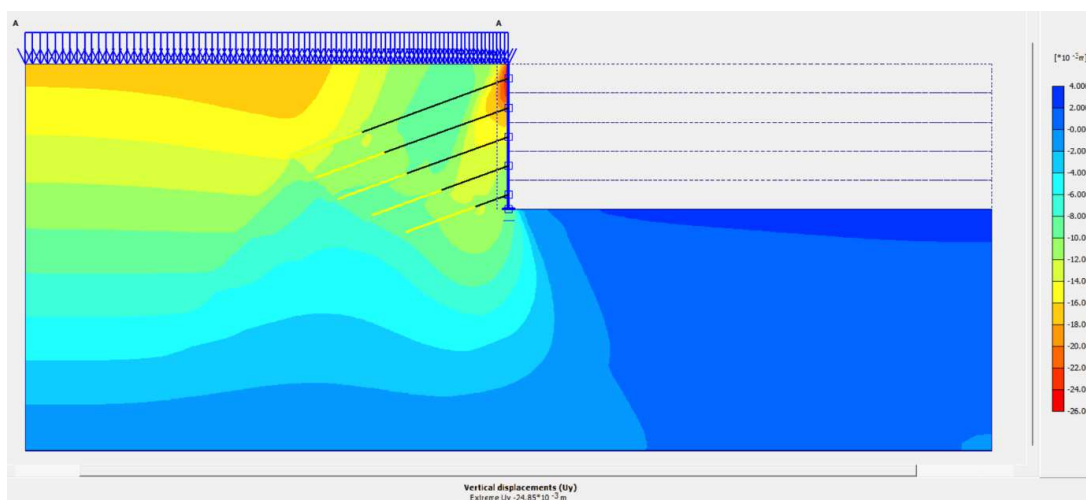
Deslocamento Total: 29,70 mm



Deslocamento Horizontal: -17,13 mm



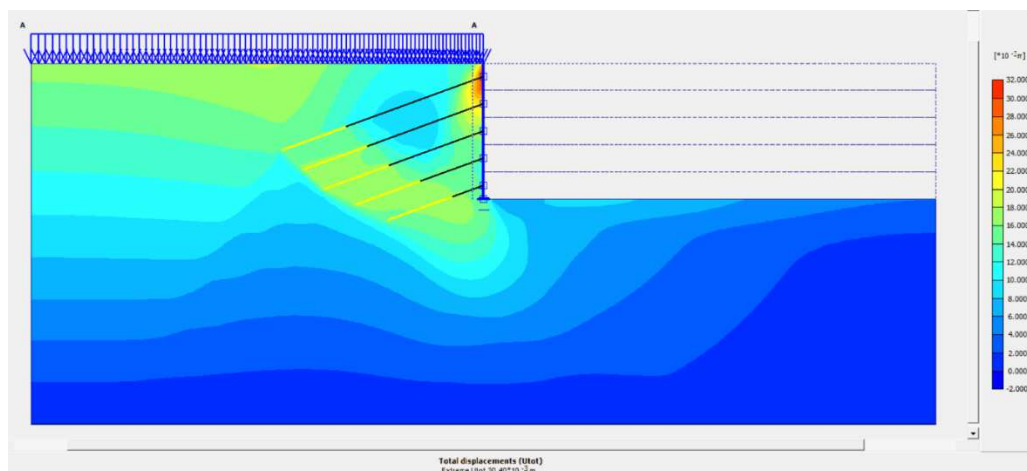
Deslocamento Vertical: -24,85 mm



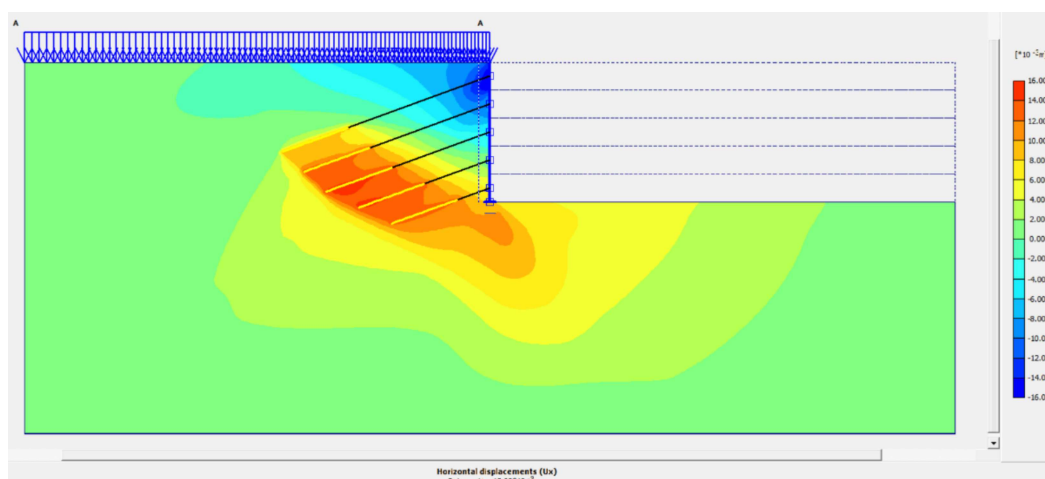


- Análise com  $\psi = 10^\circ$

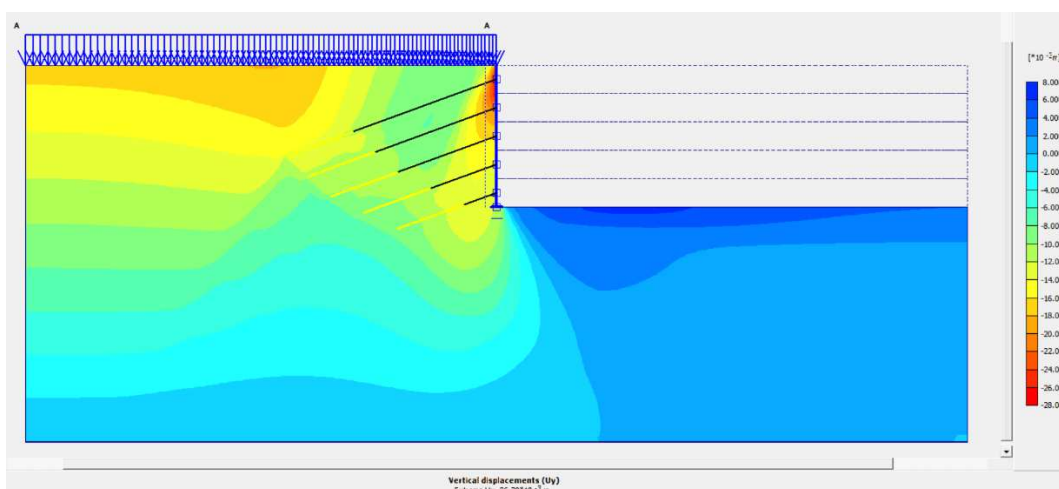
Deslocamento Total: 30,40 mm



Deslocamento Horizontal: -15,28 mm

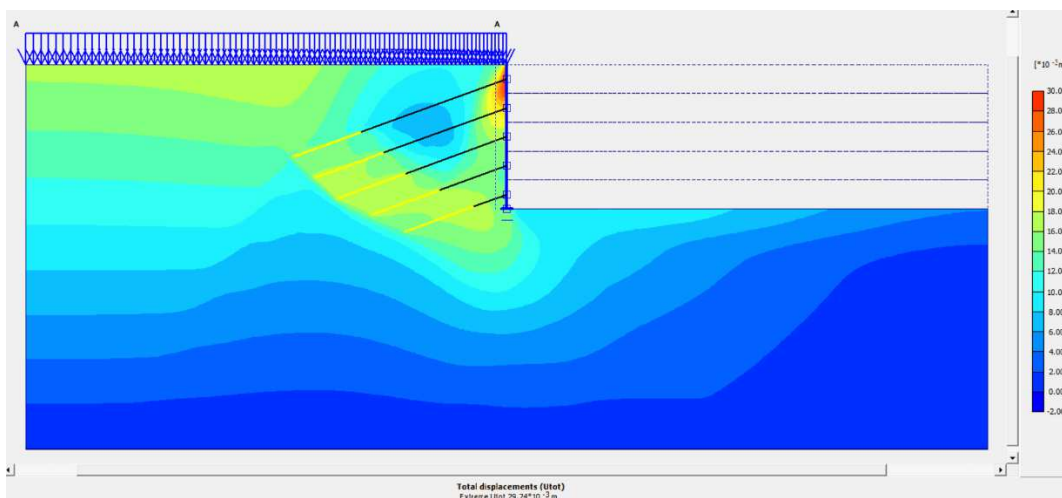


Deslocamento Vertical: -26,79 mm

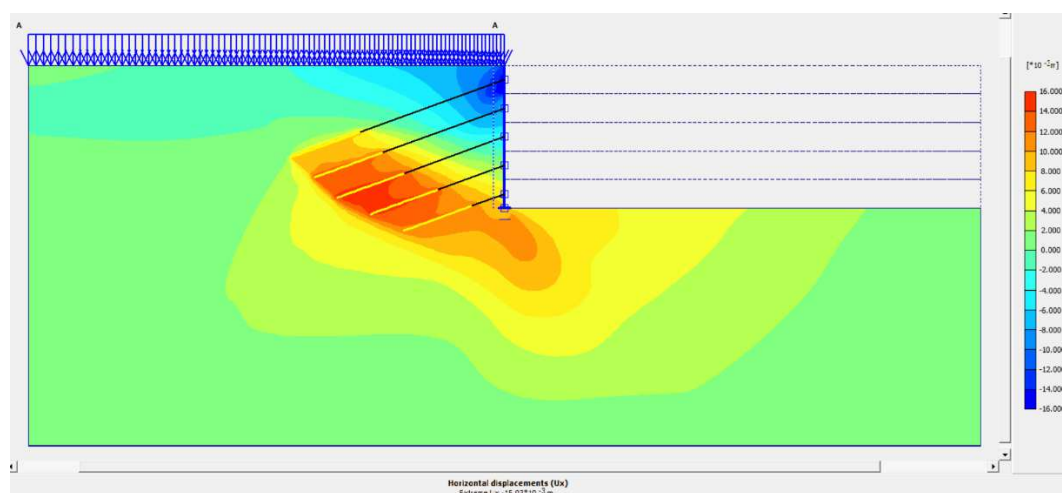


- Análise com  $\psi = 15^\circ$

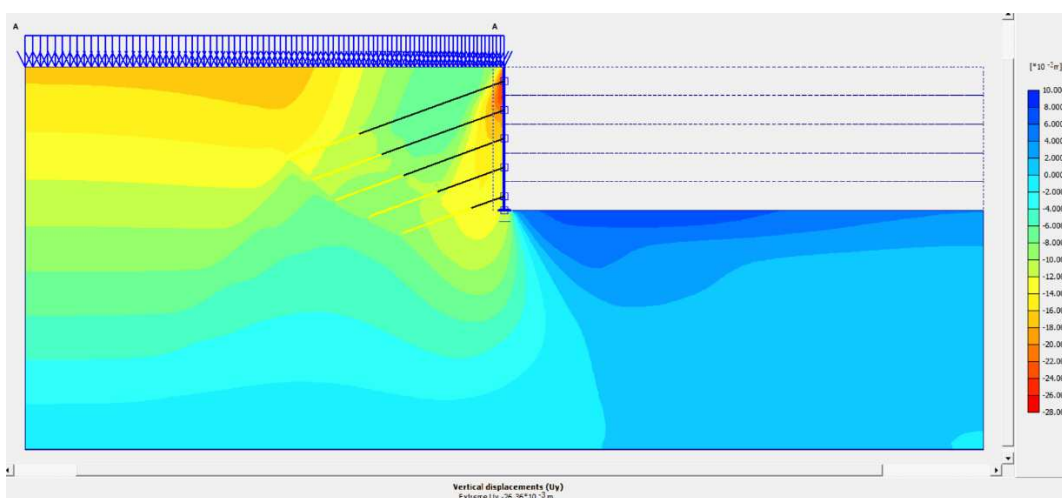
Deslocamento Total: 29,74 mm



Deslocamento Horizontal: -15,03 mm

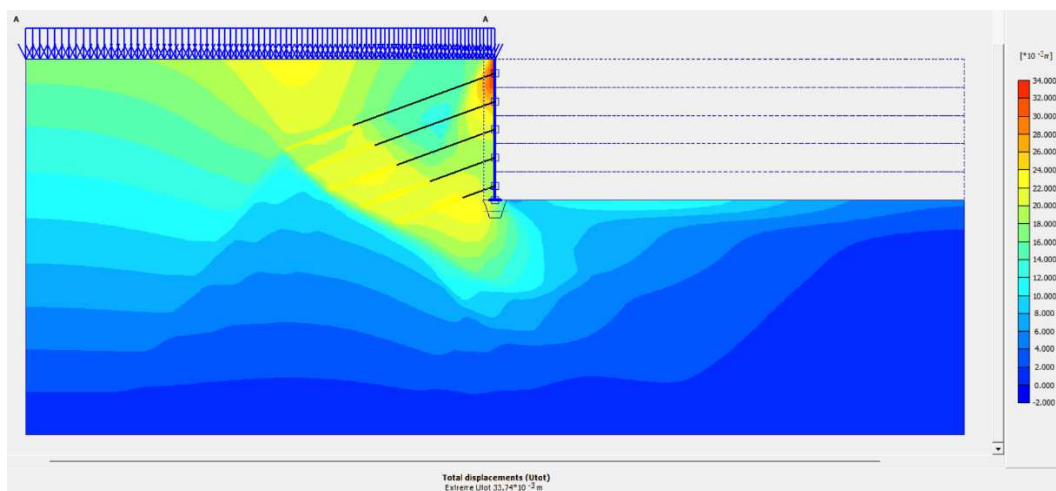


Deslocamento Vertical: -26,36 mm

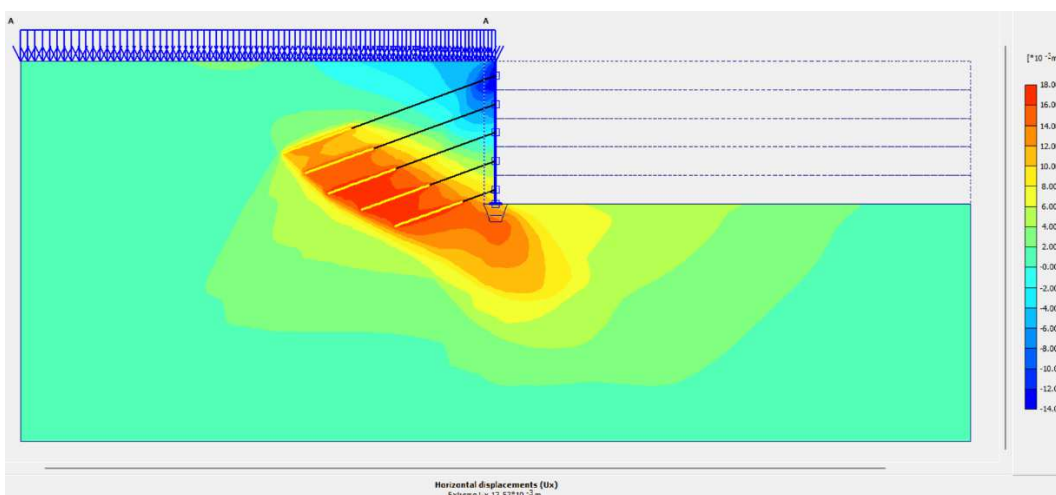


- Análise com  $E = 5.000 \text{ kPa}$

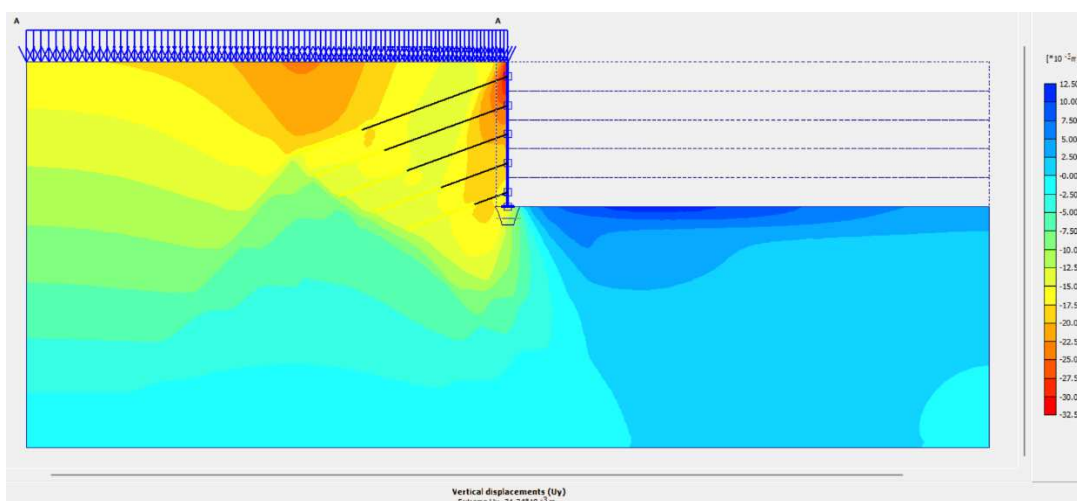
Deslocamento Total: 33,74 mm



Deslocamento Horizontal: 17,57 mm

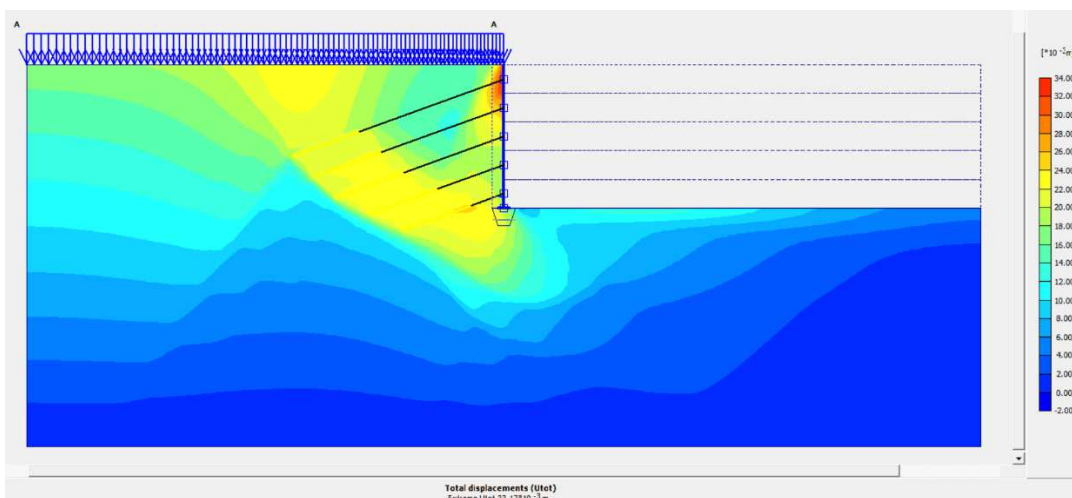


Deslocamento Vertical: -31,24 mm

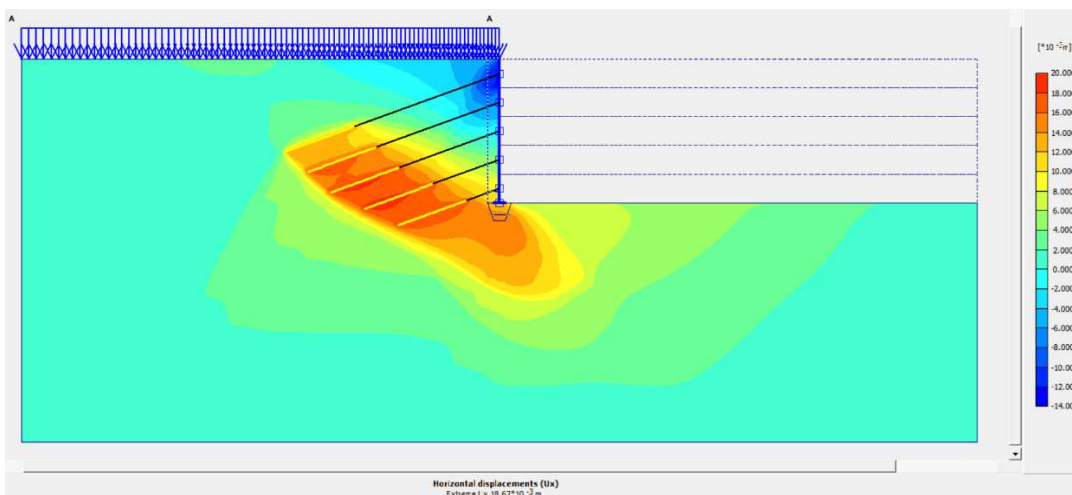


- Análise com  $E = 10.000 \text{ kPa}$

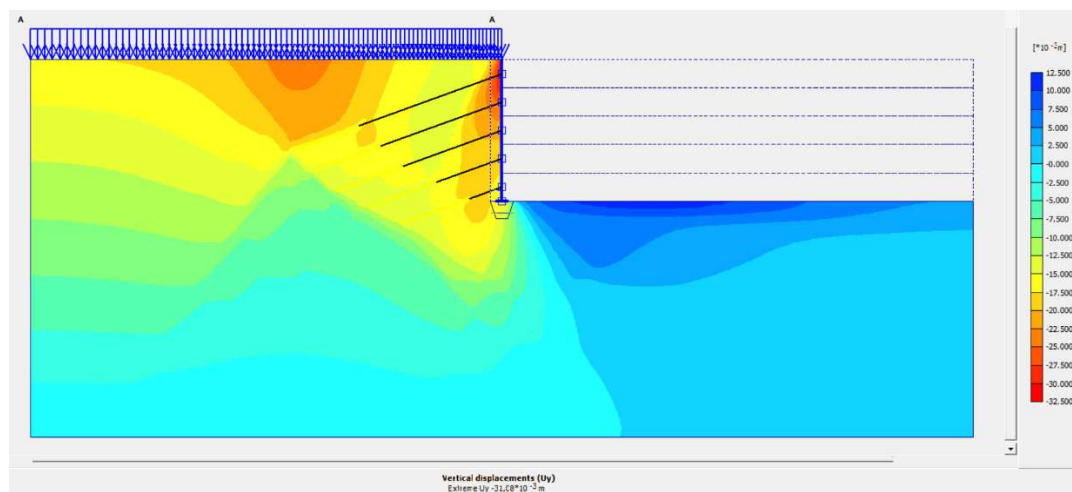
Deslocamento Total: 33,17 mm



Deslocamento Horizontal: 18,67 mm

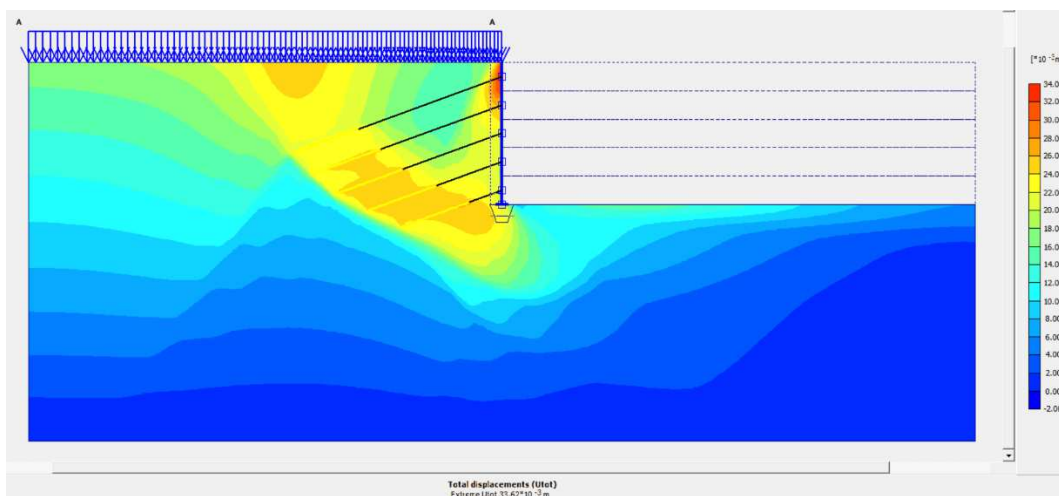


Deslocamento Vertical:  $-31,08 \text{ mm}$

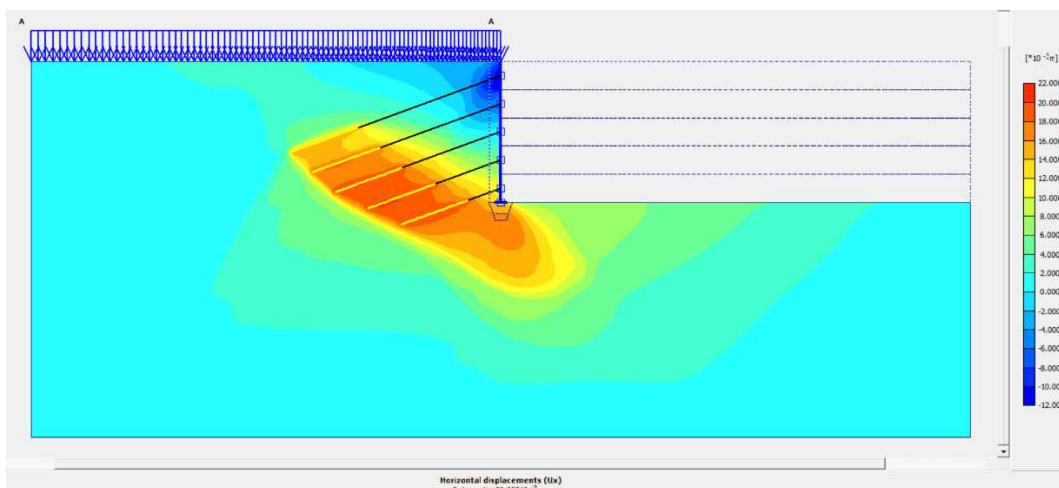


- Análise com  $E = 15.000 \text{ kPa}$

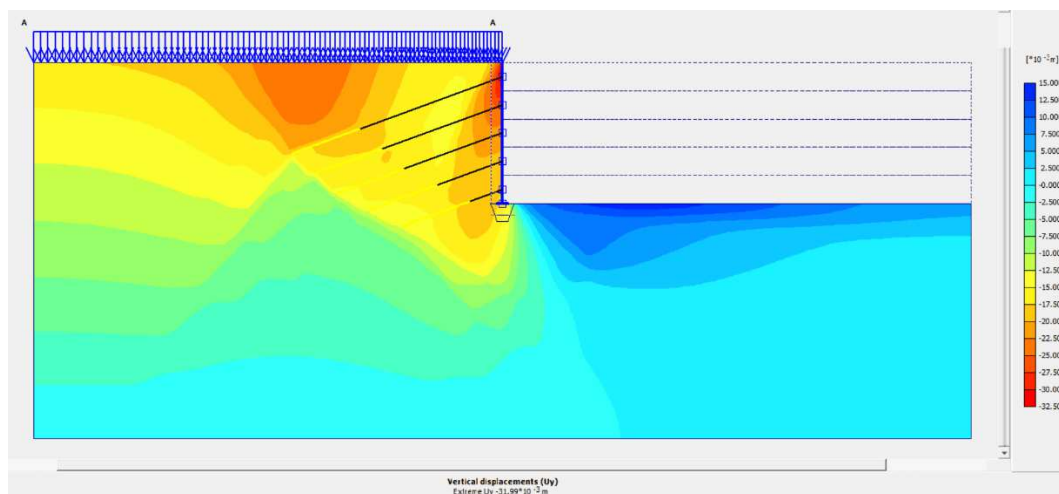
Deslocamento Total: 33,62 mm



Deslocamento Horizontal: 20,35 mm

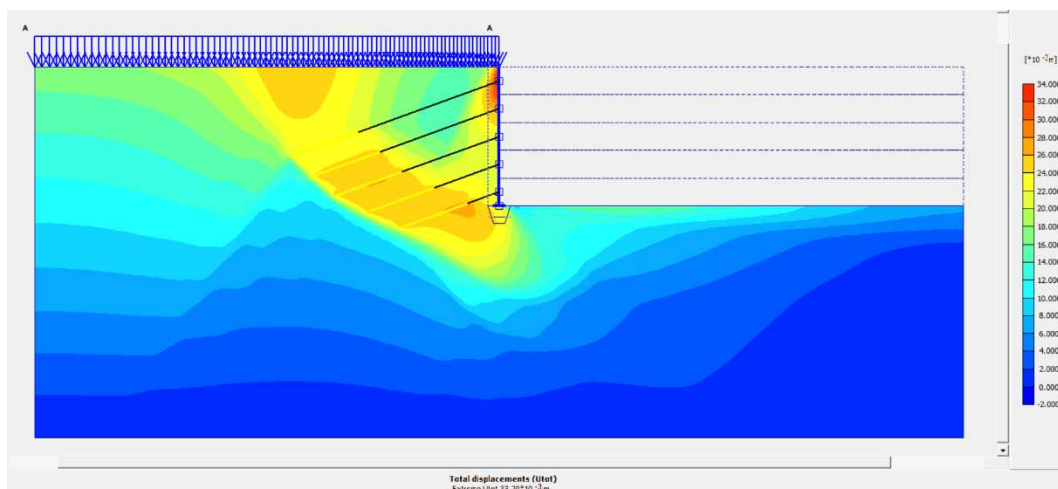


Deslocamento Vertical: -31,99 mm

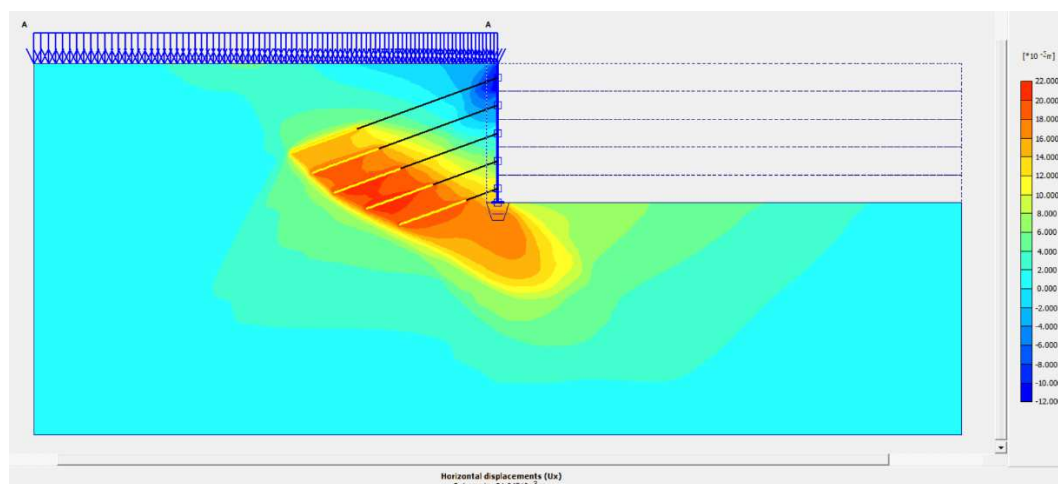


- Análise com  $E = 20.000 \text{ kPa}$

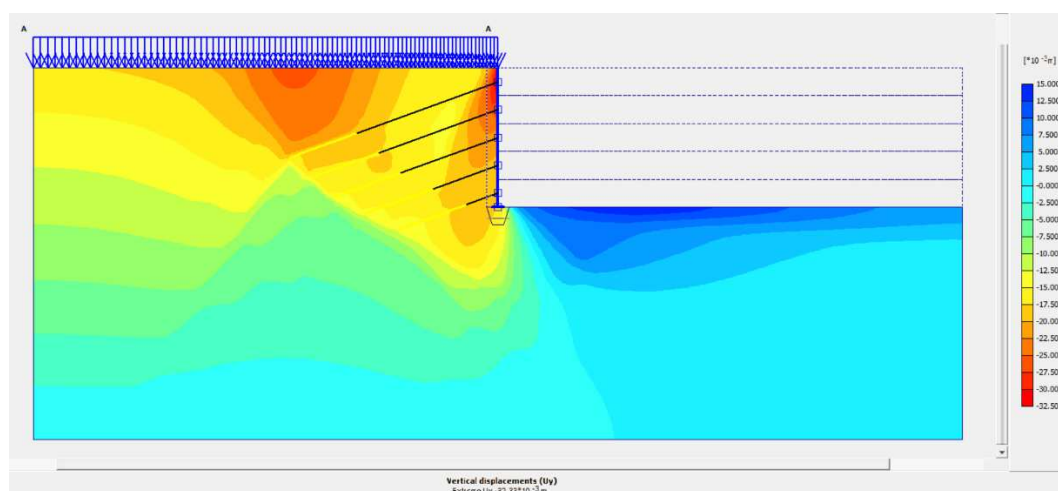
Deslocamento Total: 33,79 mm



Deslocamento Horizontal: 21,04 mm

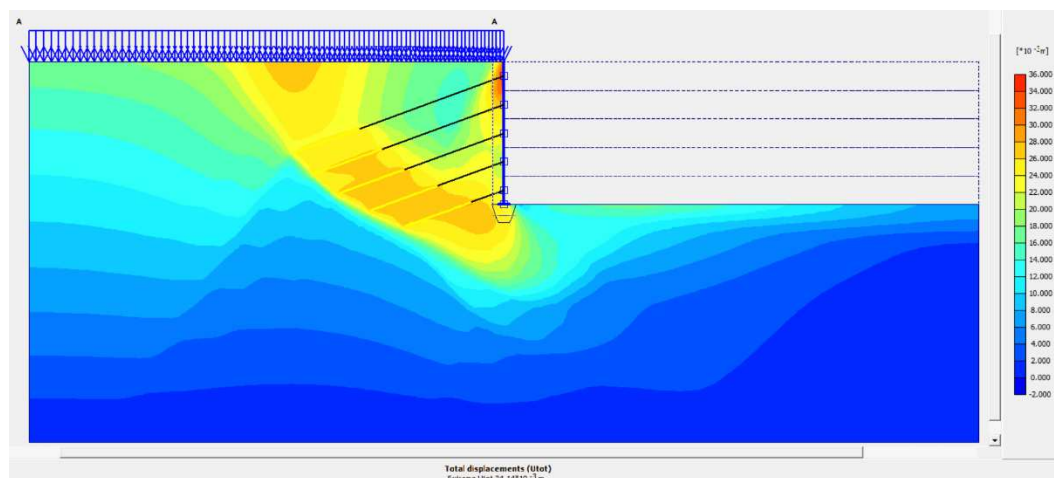


Deslocamento Vertical: -32,33 mm

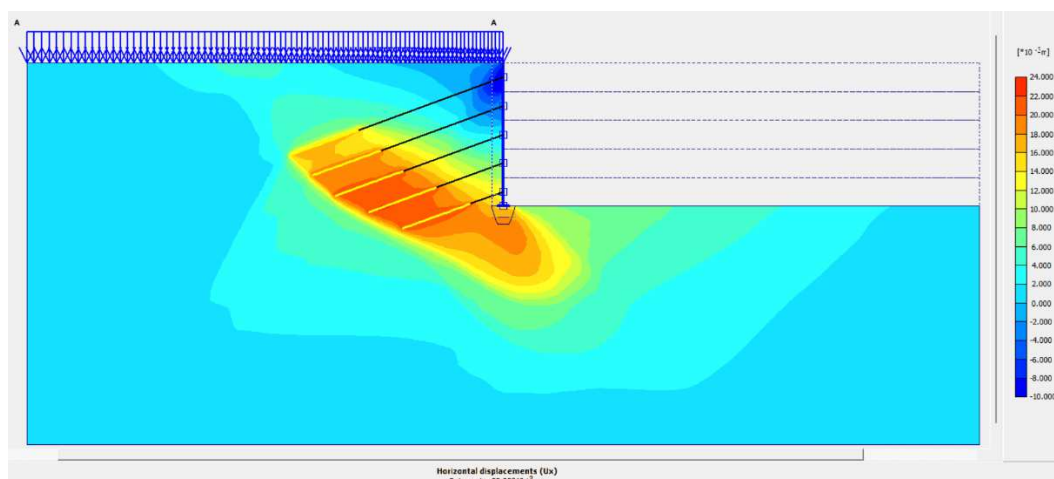


- Análise com  $E = 25.000 \text{ kPa}$

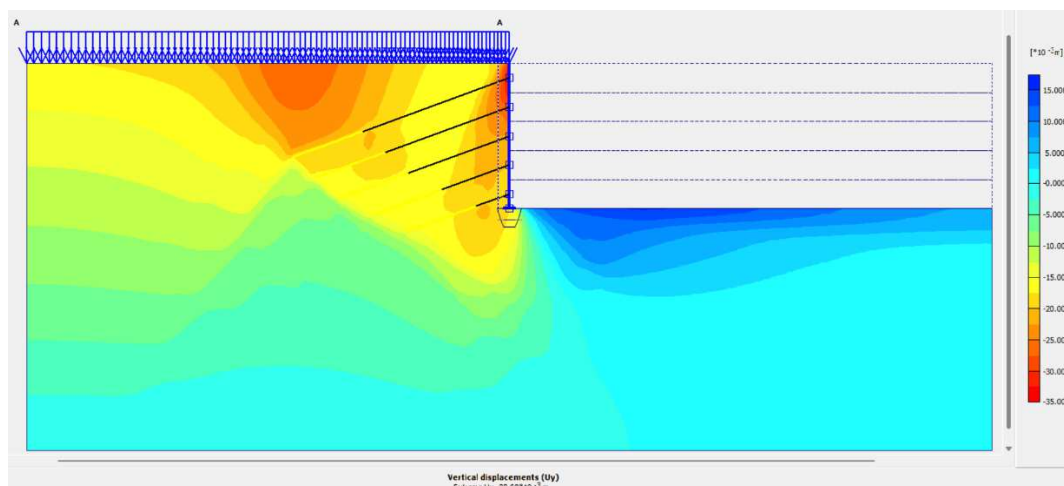
Deslocamento Total: 34,14 mm



Deslocamento Horizontal: 22,25 mm

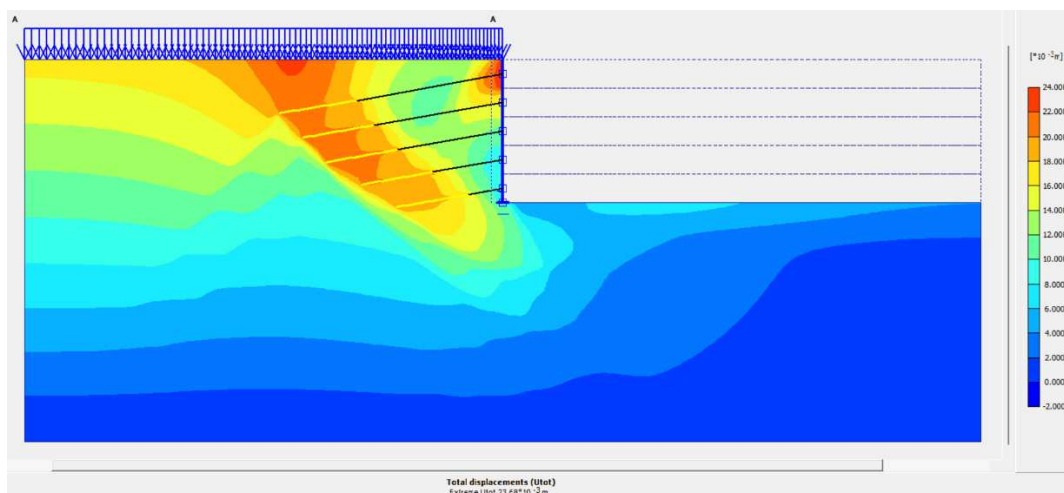


Deslocamento Vertical: -32,98 mm

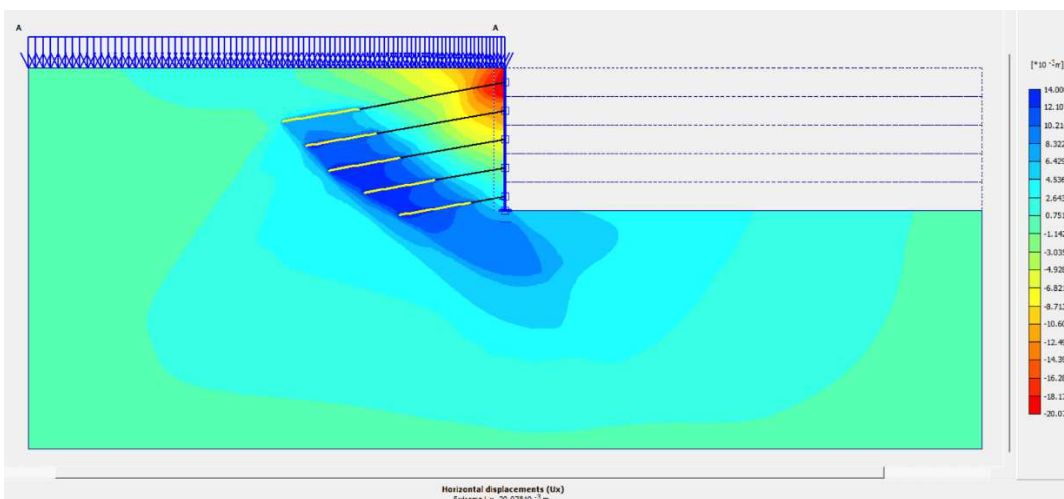


**- Análise com inclinação de 10° nos tirantes**

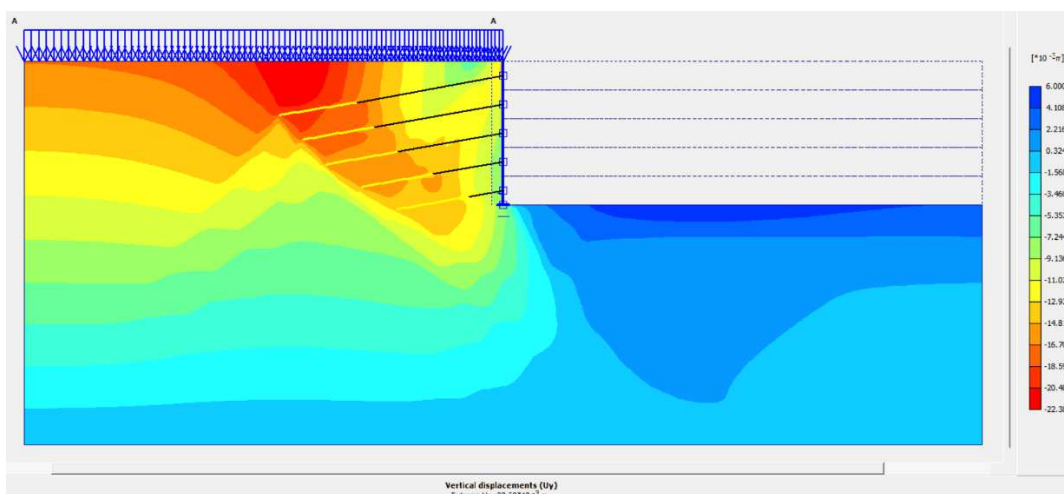
Deslocamento Total: 23,68 mm



Deslocamento Horizontal: -20,07 mm



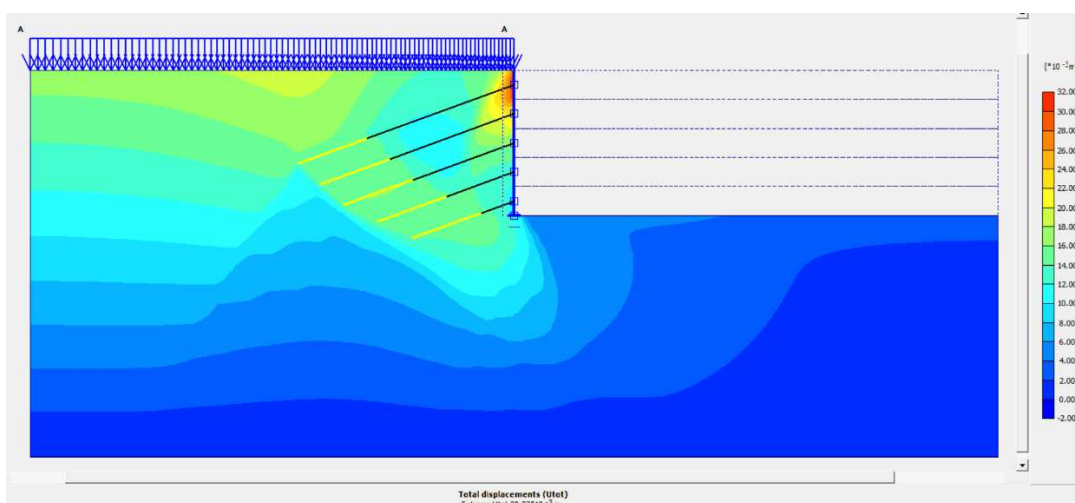
Deslocamento Vertical: -22,38 mm



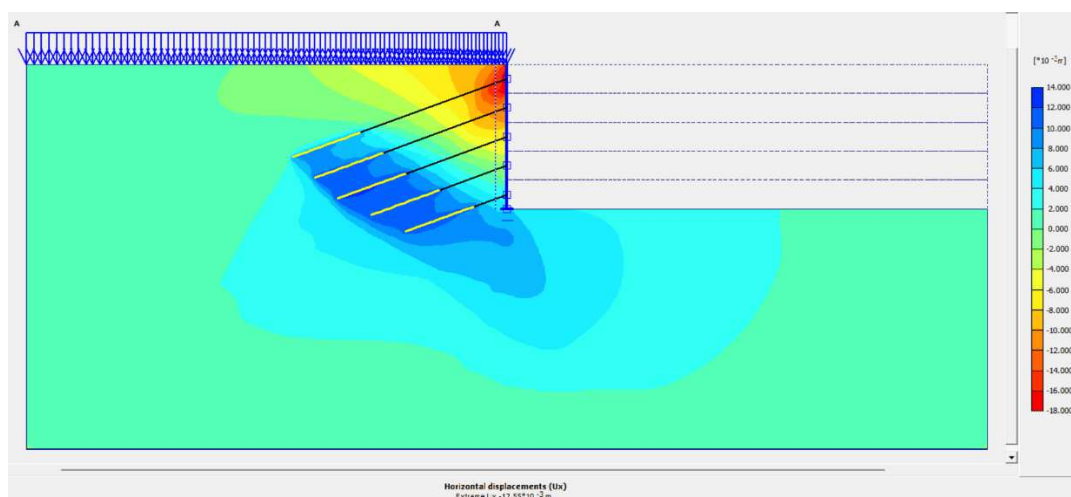


**- Análise com inclinação de 20° nos tirantes**

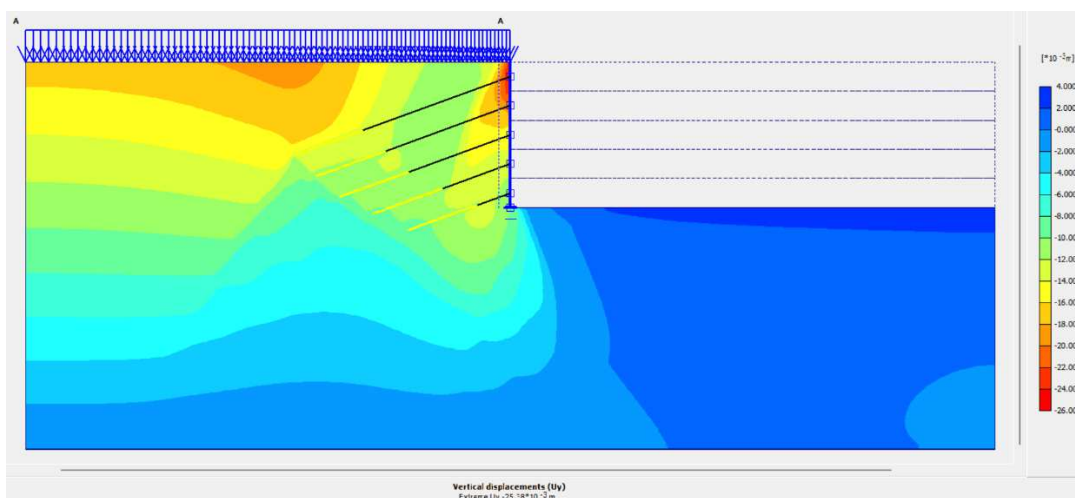
Deslocamento Total: 30,27 mm



Deslocamento Horizontal: -17,55 mm

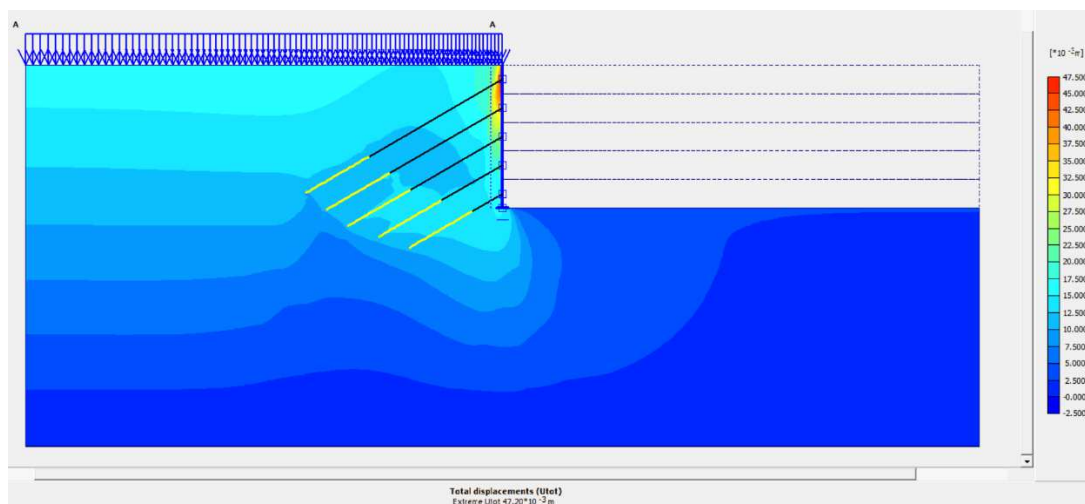


Deslocamento Vertical: -25,38 mm

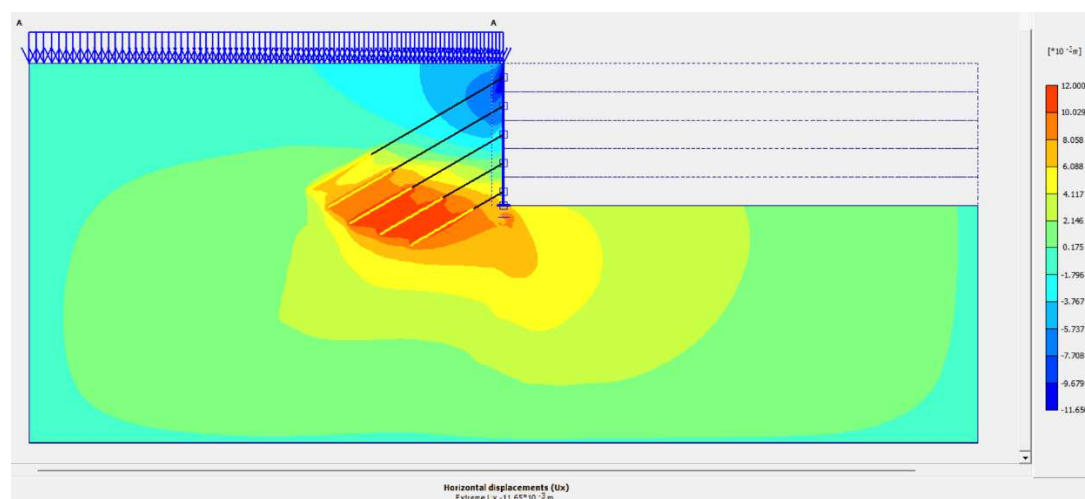


**- Análise com inclinação de 30° nos tirantes**

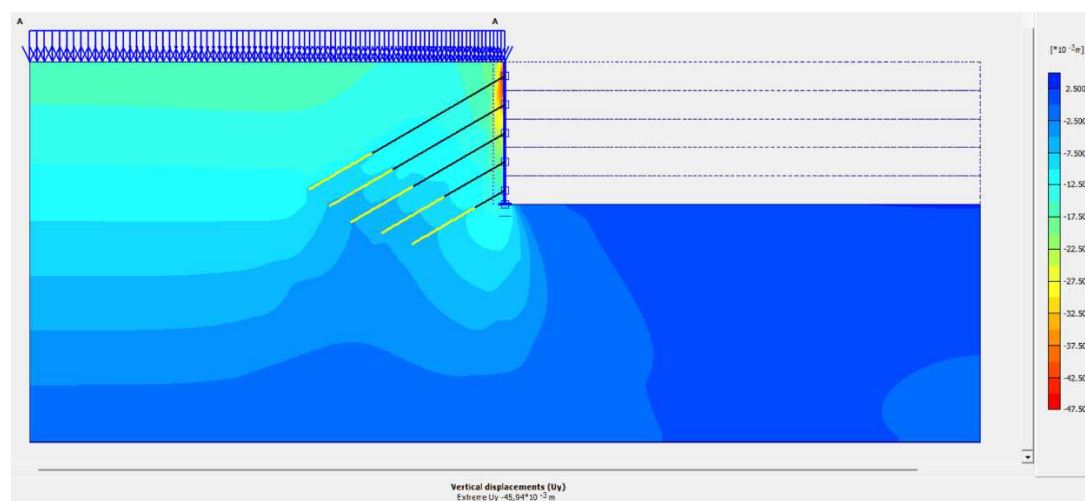
Deslocamento Total: 47,20 mm



Deslocamento Horizontal: -11,65 mm

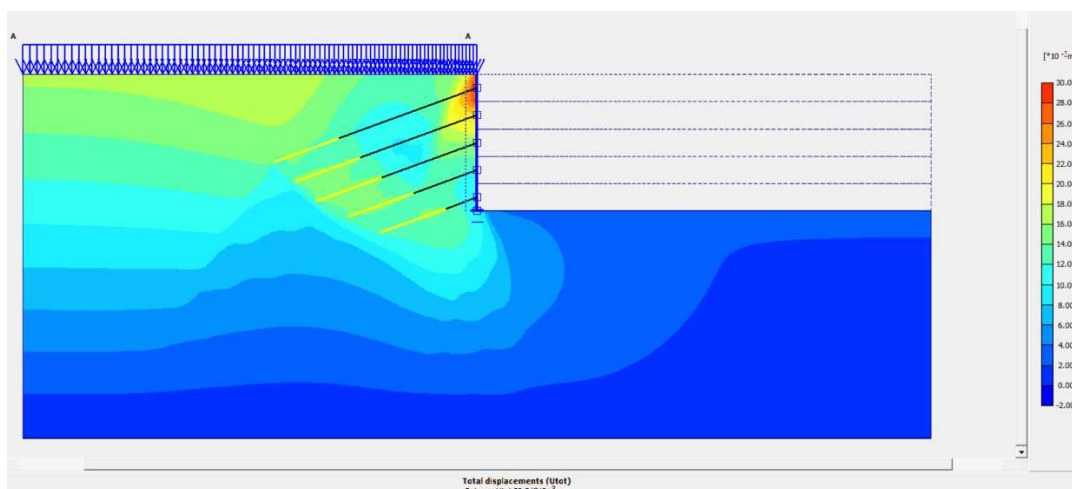


Deslocamento Vertical: -45,94 mm

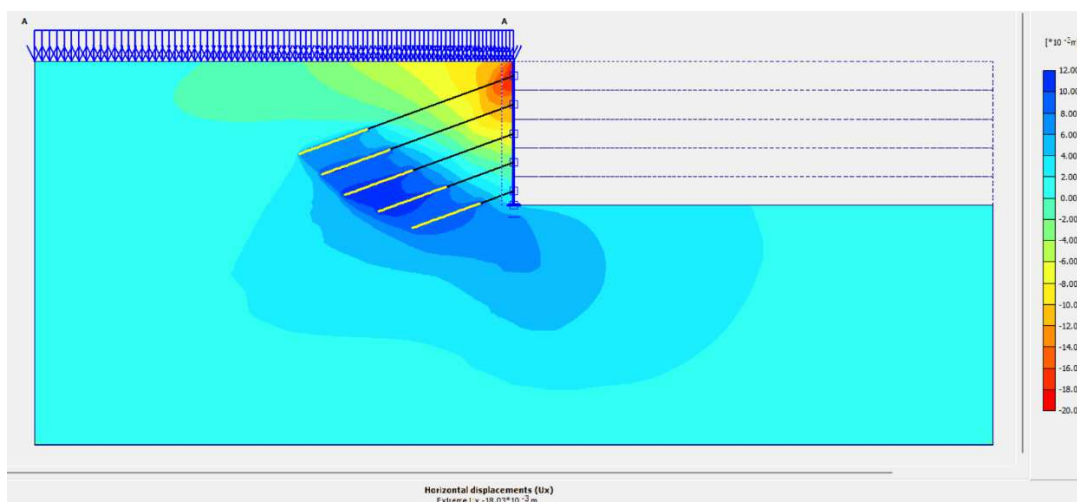


**- Análise com sobrecarga de 40 kPa**

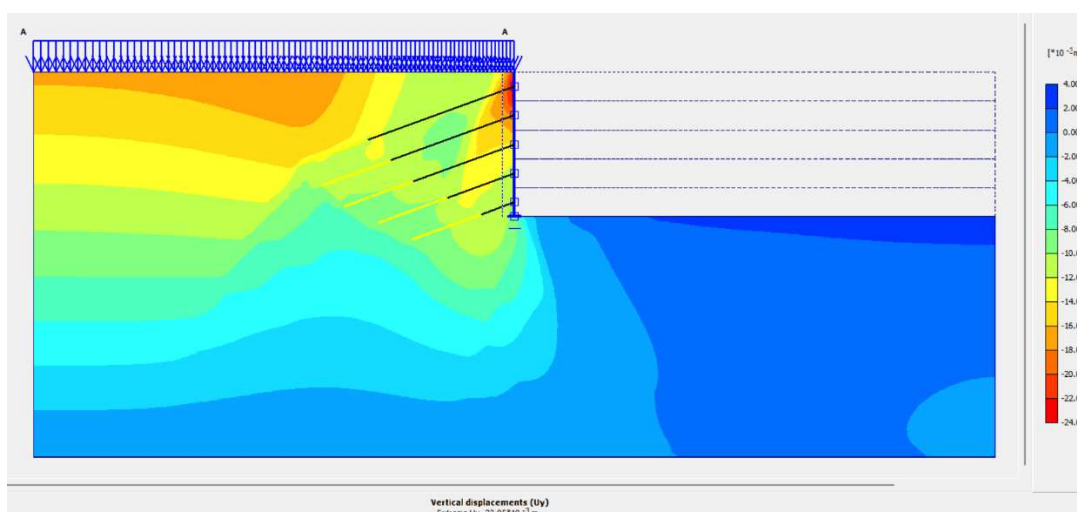
Deslocamento Total: 29,21 mm



Deslocamento Horizontal: -18,03 mm

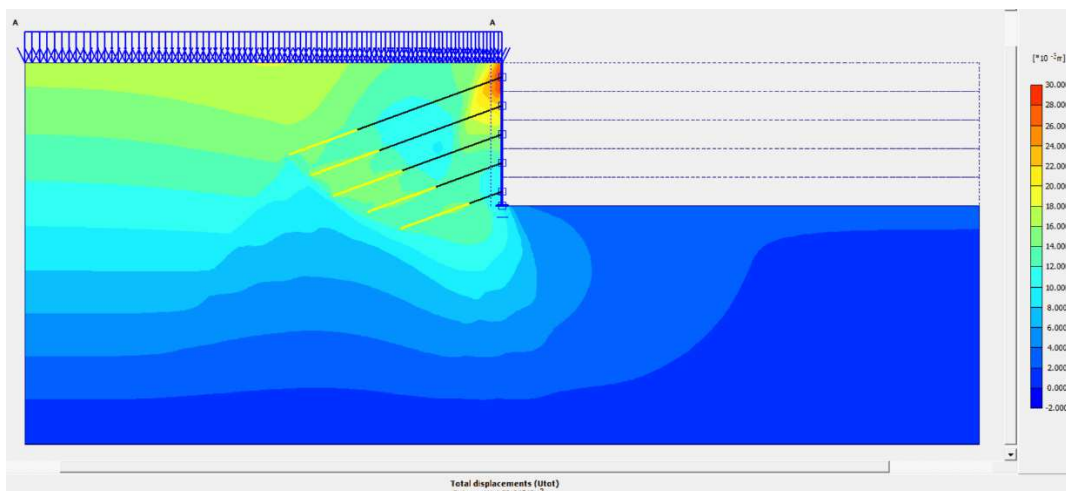


Deslocamento Vertical: -23,05 mm

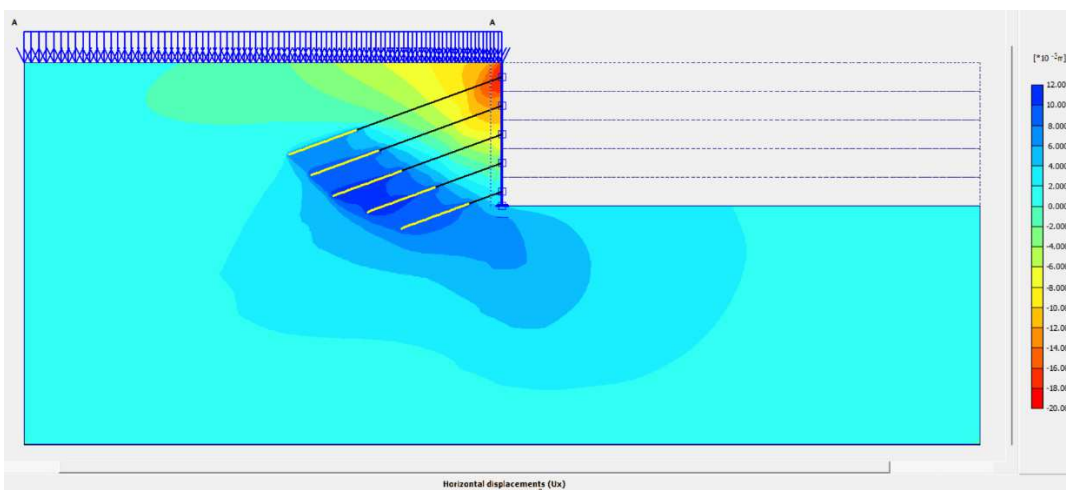


**- Análise com sobrecarga de 60 kPa**

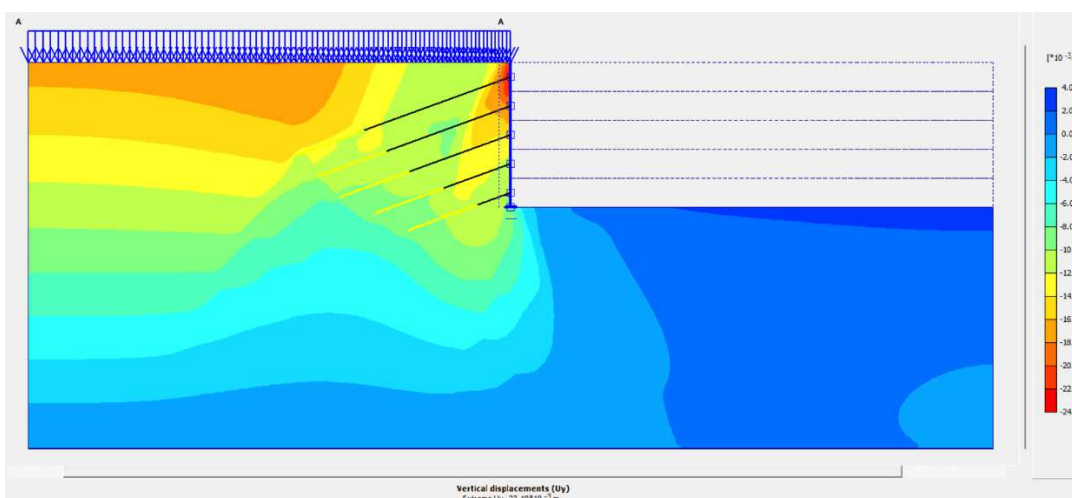
Deslocamento Total: 29,34 mm



Deslocamento Horizontal: -18,17 mm

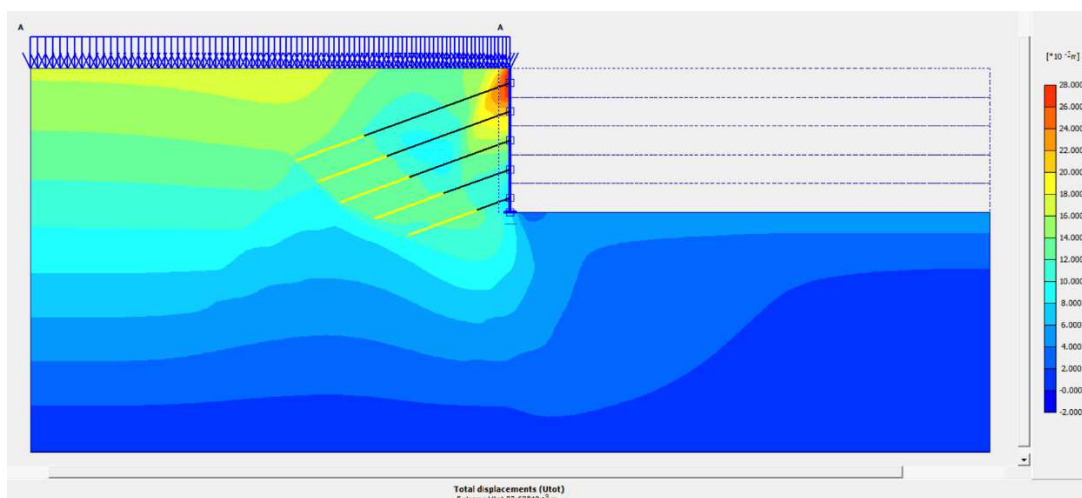


Deslocamento Vertical: -23,10 mm

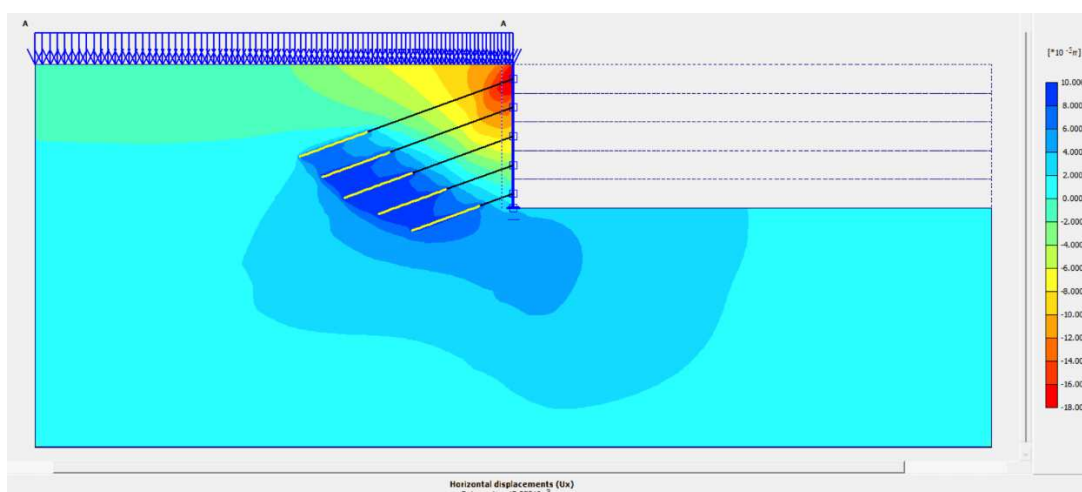


**- Análise com sobrecarga de 80 kPa**

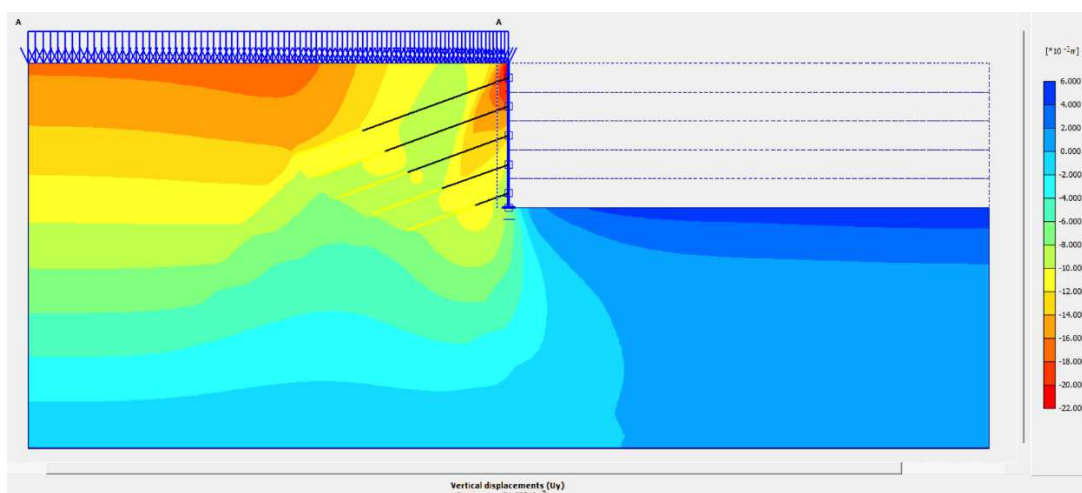
Deslocamento Total: 27,62 mm



Deslocamento Horizontal: -17,82 mm

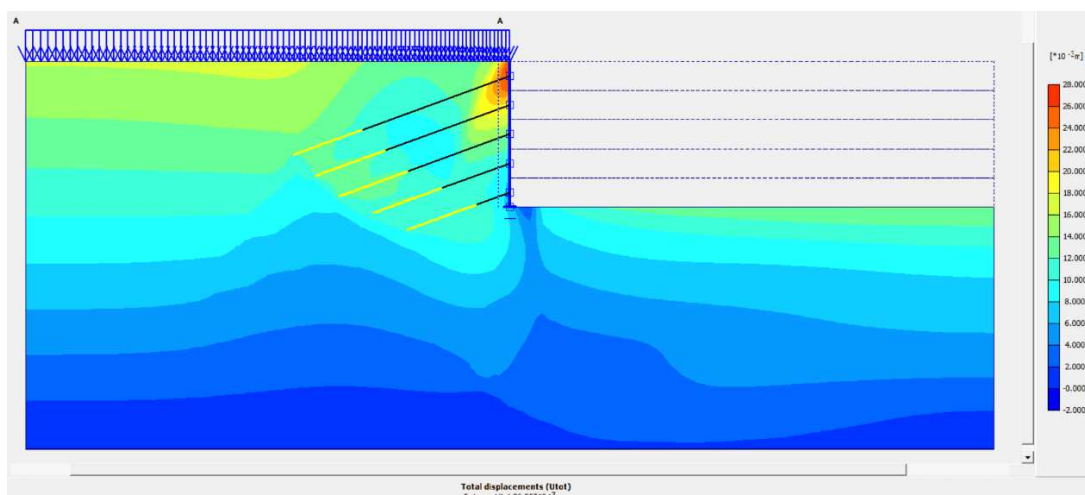


Deslocamento Vertical: -21,52 mm

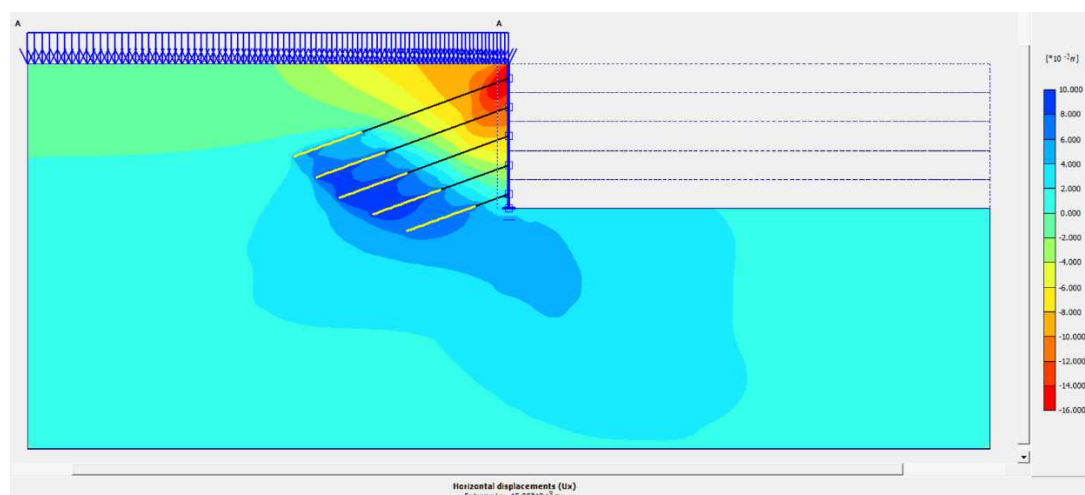


**- Análise com sobrecarga de 100 kPa**

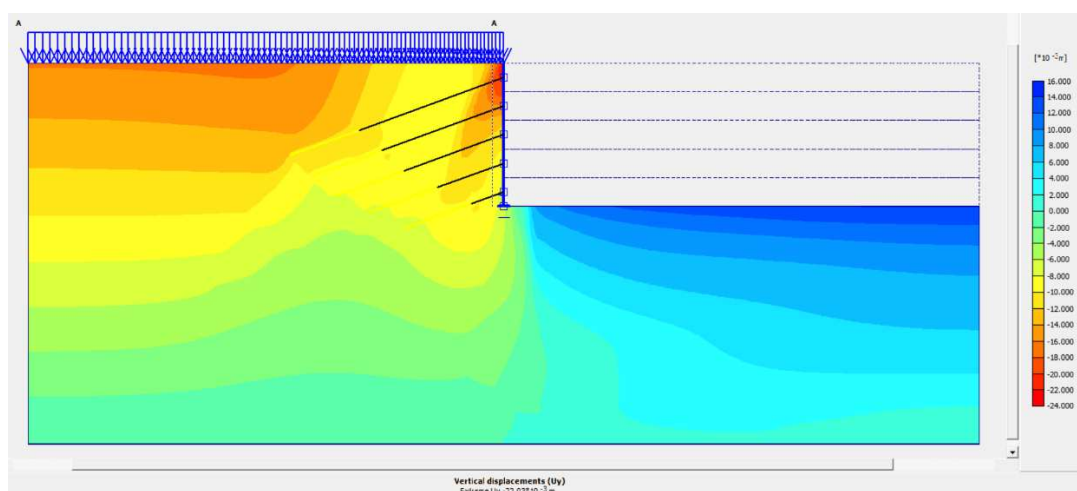
Deslocamento Total: 26,85 mm



Deslocamento Horizontal: -15,85 mm

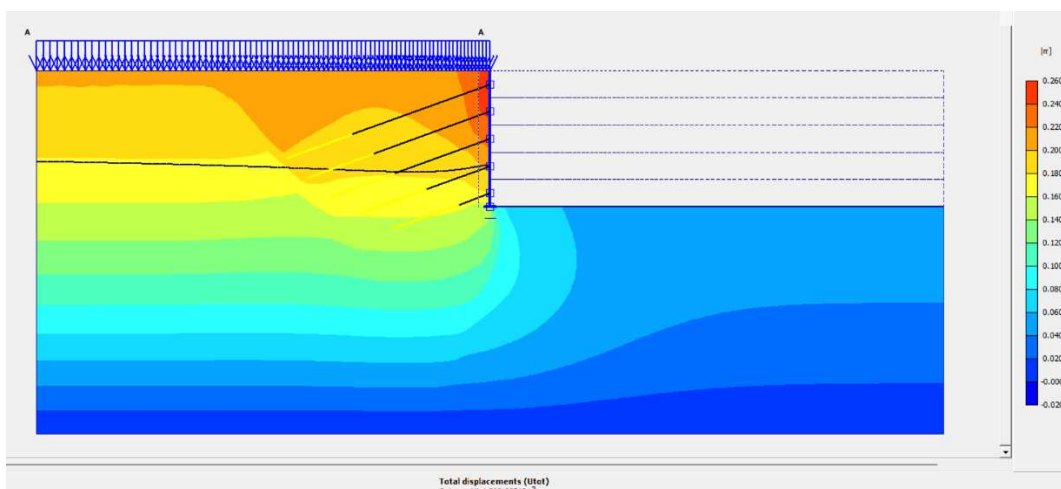


Deslocamento Vertical: -22,03 mm

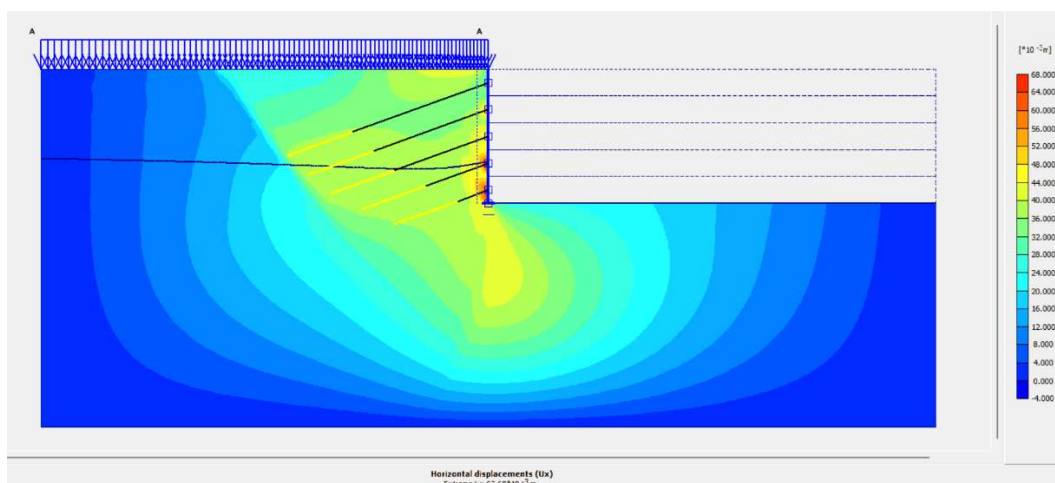


- Análise com nível da água em 4 metros de altura da parede

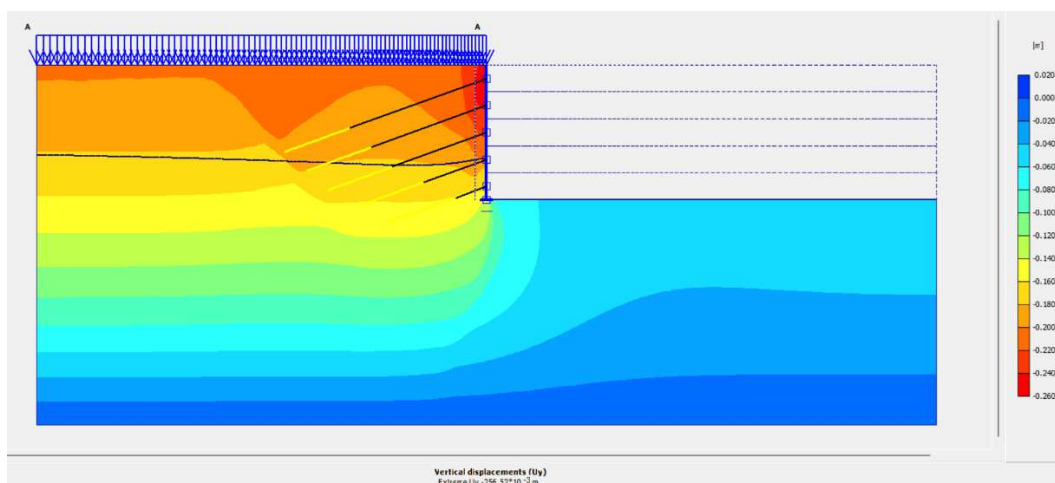
Deslocamento Total: 258,35 mm



Deslocamento Horizontal: 67,68 mm

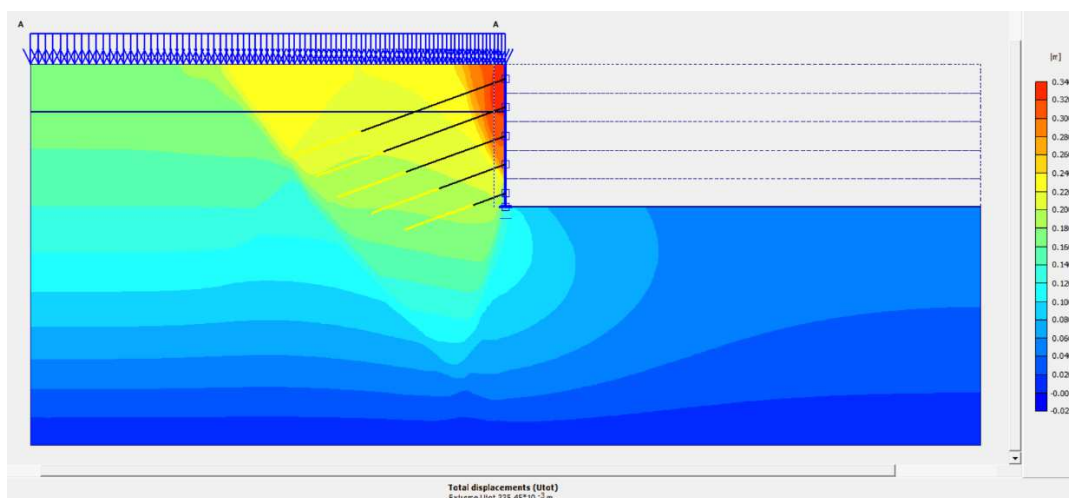


Deslocamento Vertical: - 256,52 mm

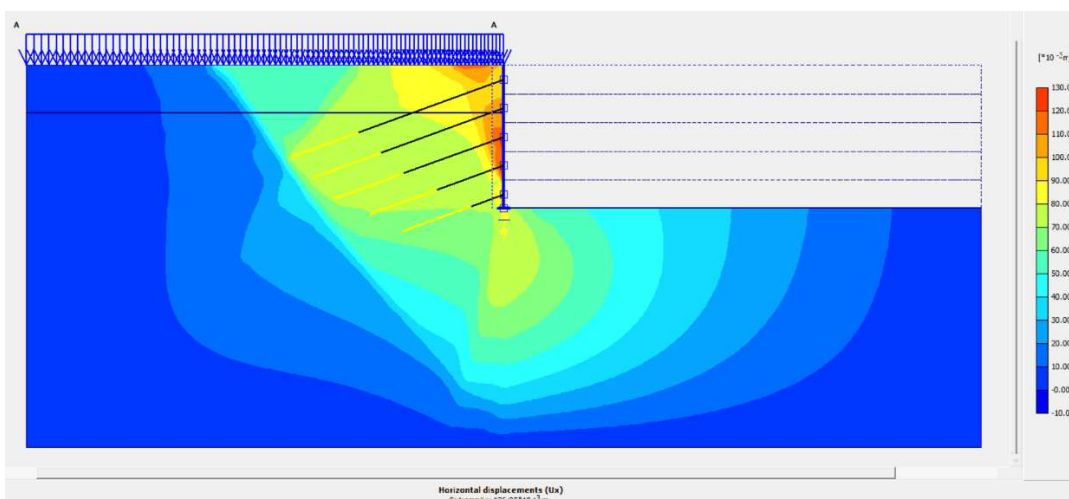


- Análise com nível da água em 8 metros de altura da parede

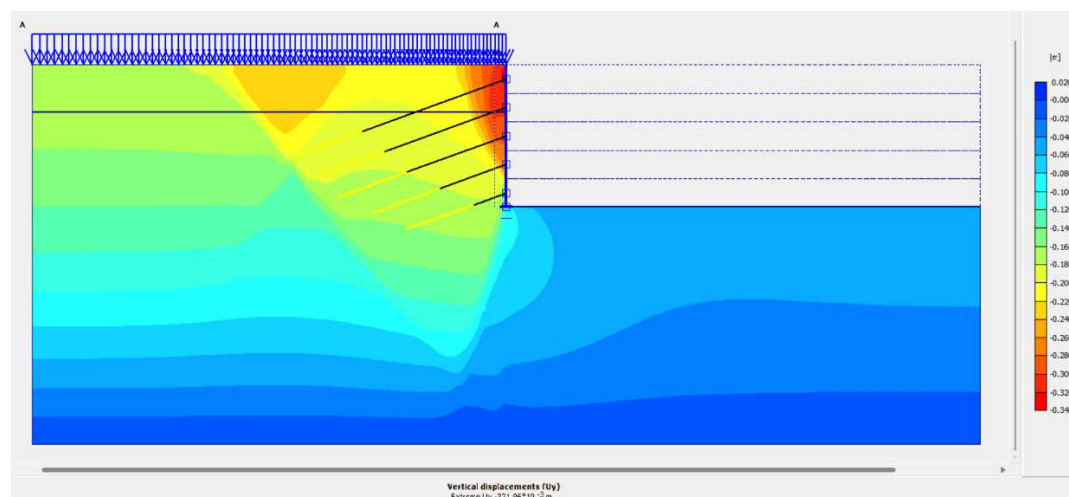
Deslocamento Total: 335,45 mm



Deslocamento Horizontal: 126,05 mm



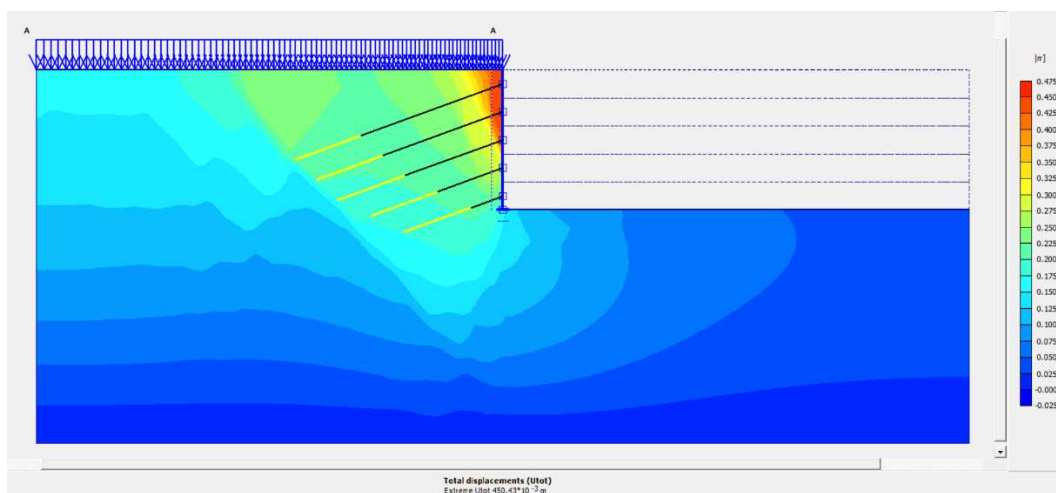
Deslocamento Vertical: -321,96 mm



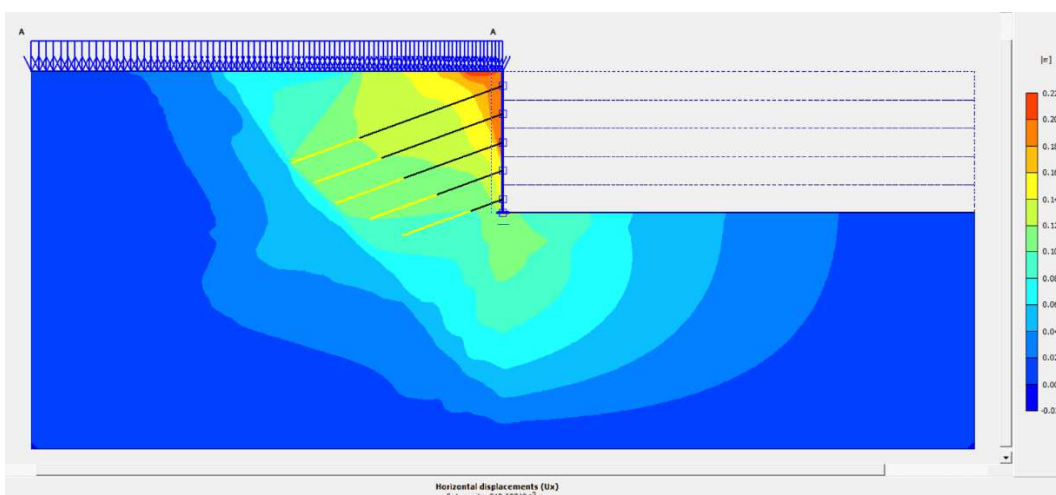


- Análise com nível da água em 12 metros de altura da parede (topo)

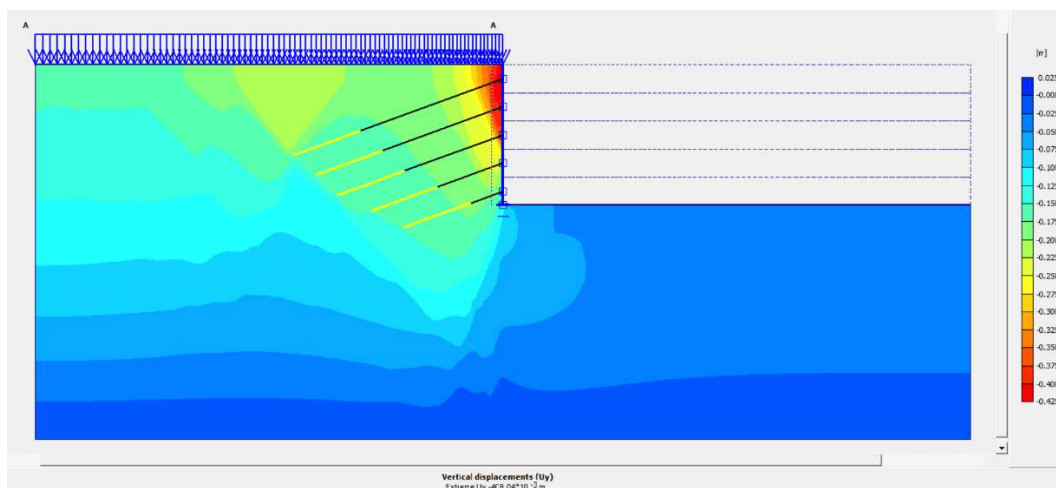
Deslocamento Total: 450,43 mm



Deslocamento Horizontal: 219,58 mm

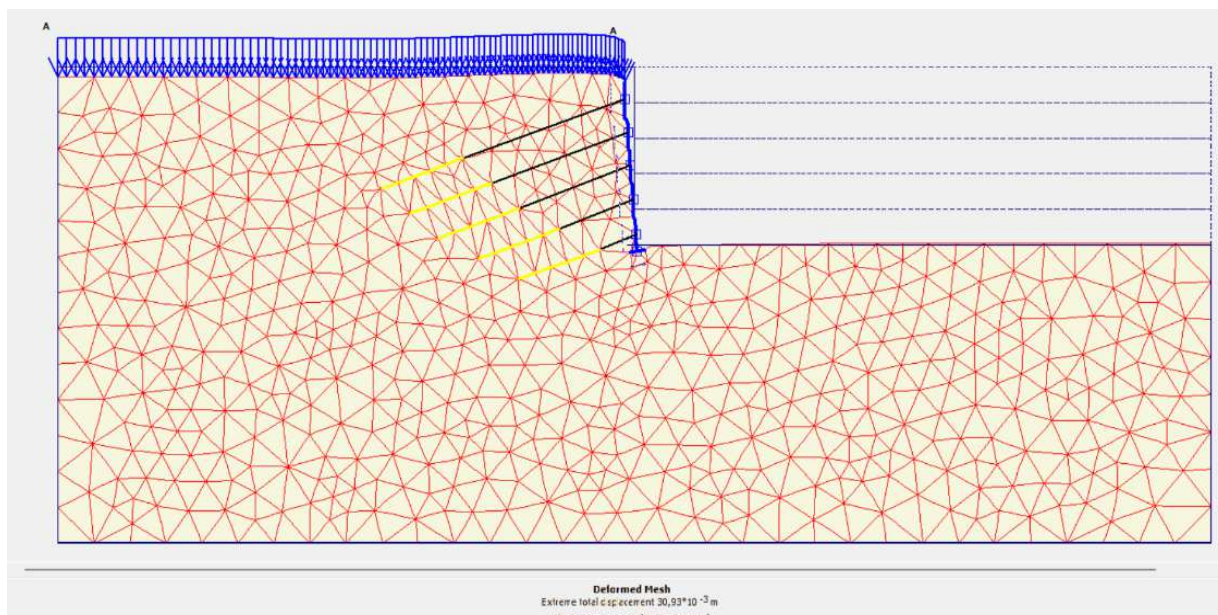


Deslocamento Vertical: -408,04 mm

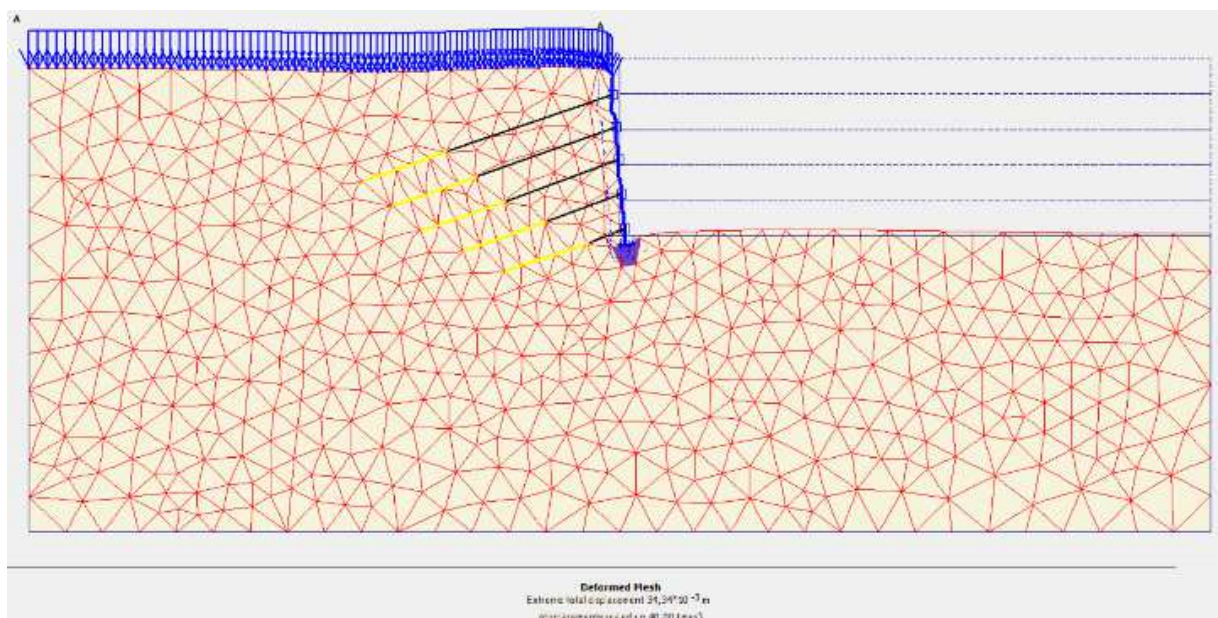


## APÊNDICE B – Estrutura deformada aumentada em 40 vezes variando o módulo de elasticidade do solo na fundação – Plaxis

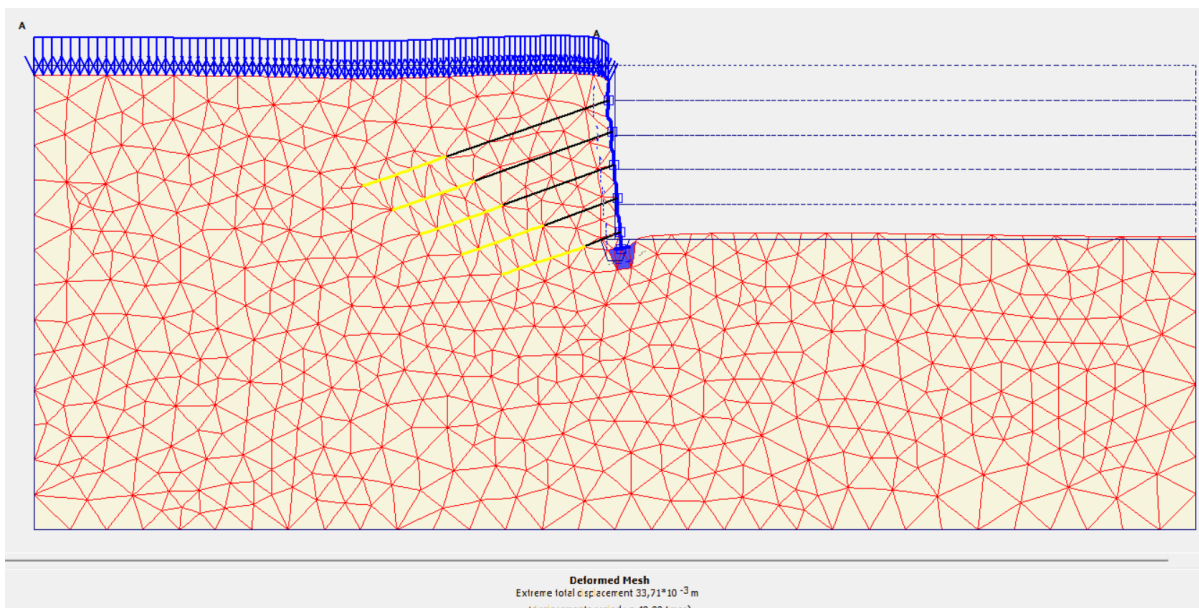
### - Análise da Estrutura padrão



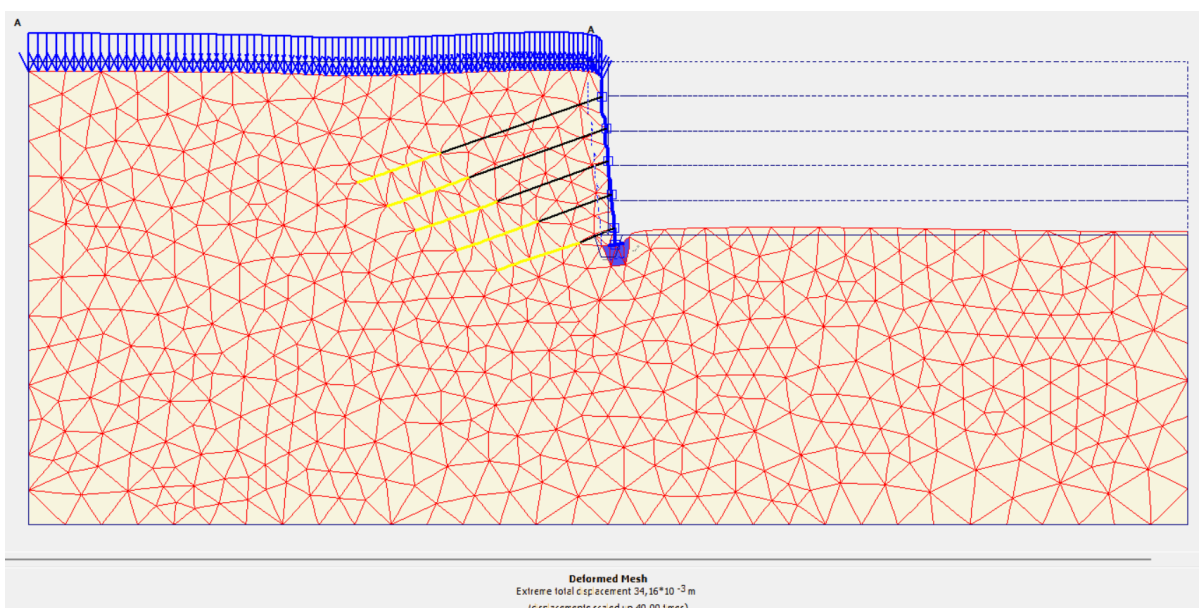
### - Análise com $E = 5.000 \text{ kPa}$



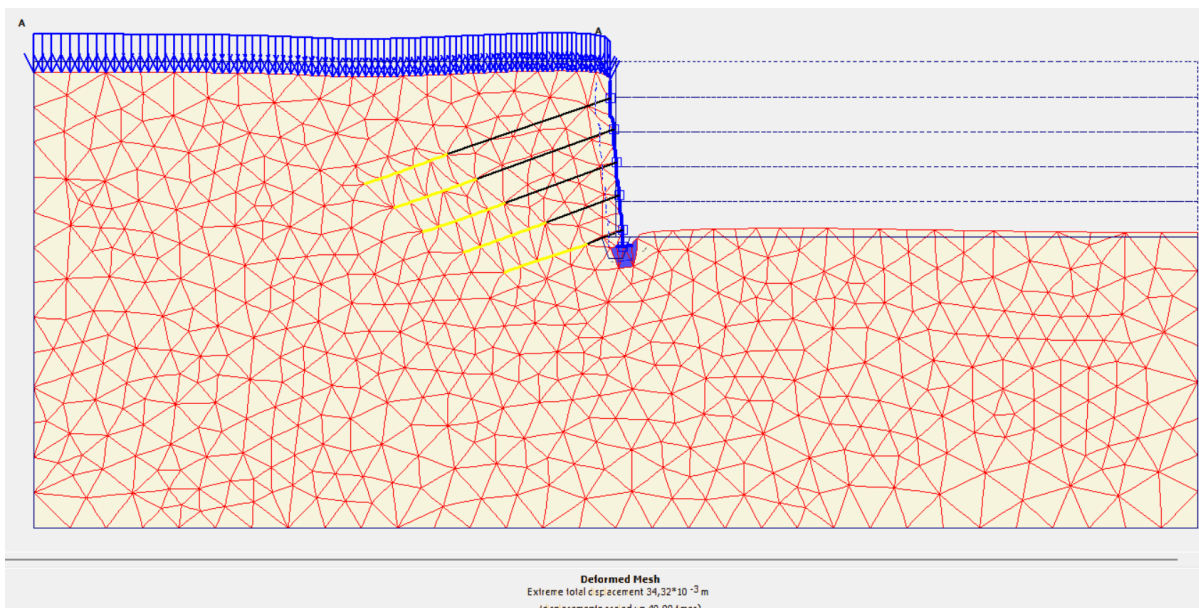
**- Análise com  $E = 10.000$  kPa**



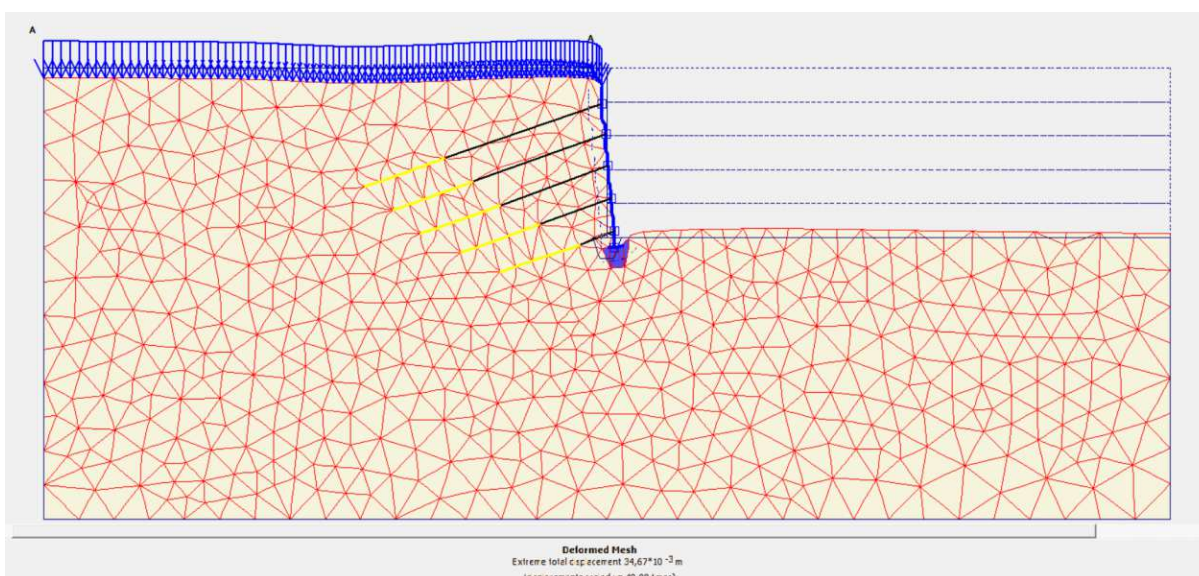
**- Análise com  $E = 15.000$  kPa**



**- Análise com  $E = 20.000 \text{ kPa}$**

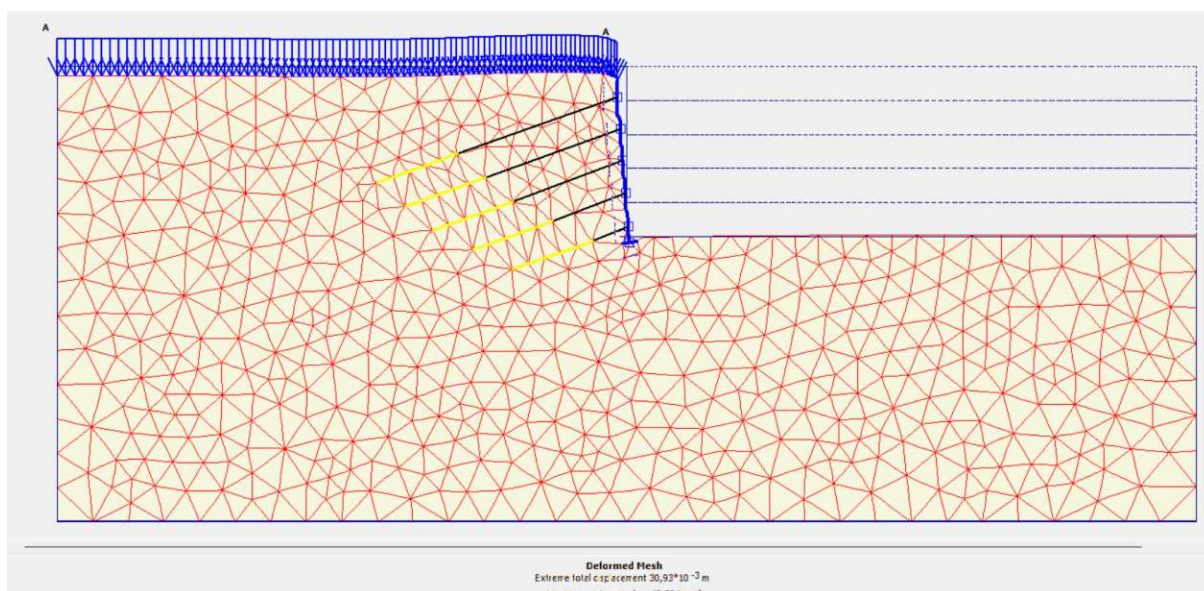


**- Análise com  $E = 25.000 \text{ kPa}$**

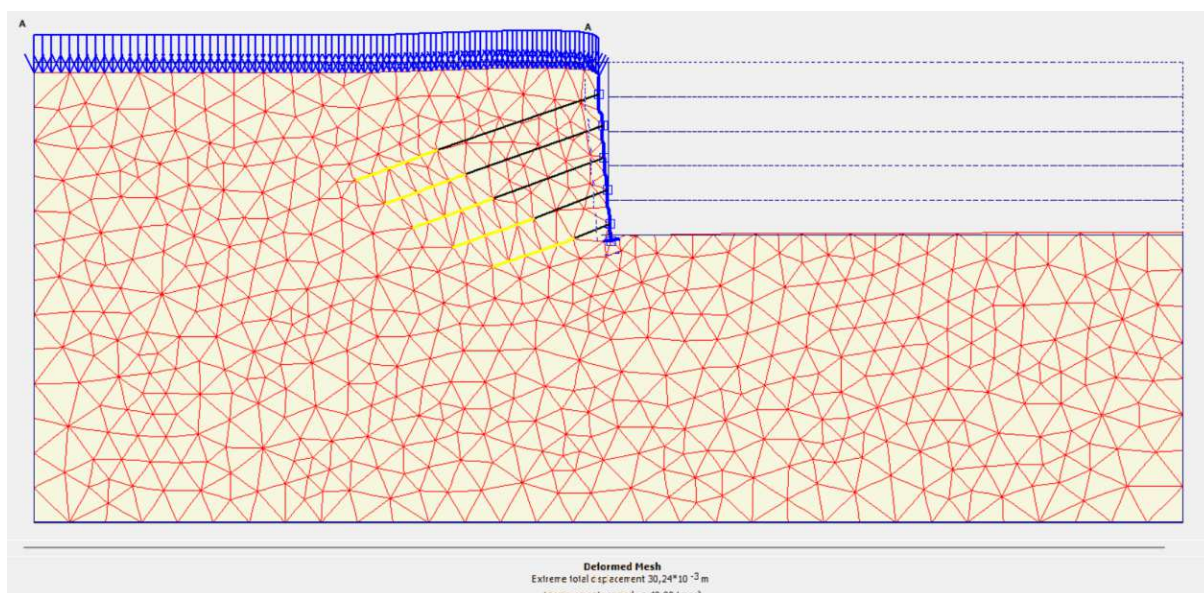


## APÊNDICE C – Estrutura deformada aumentada em 40 vezes variando a dilatância do solo - Plaxis

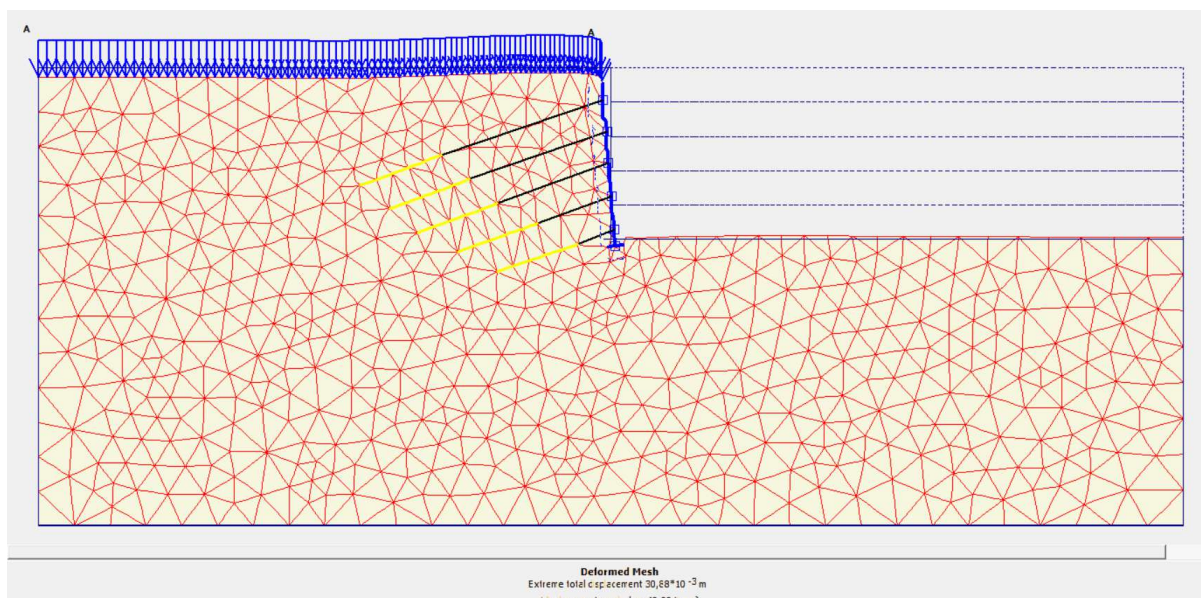
- Análise com  $\psi = 0^\circ$



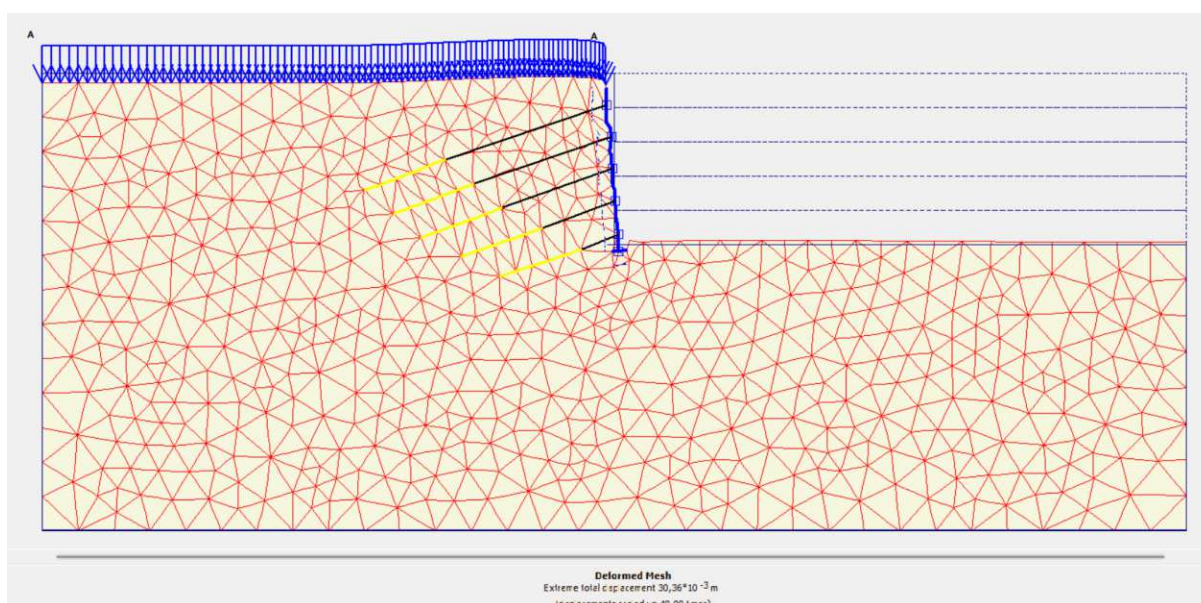
- Análise com  $\psi = 5^\circ$



- Análise com  $\psi = 10^\circ$

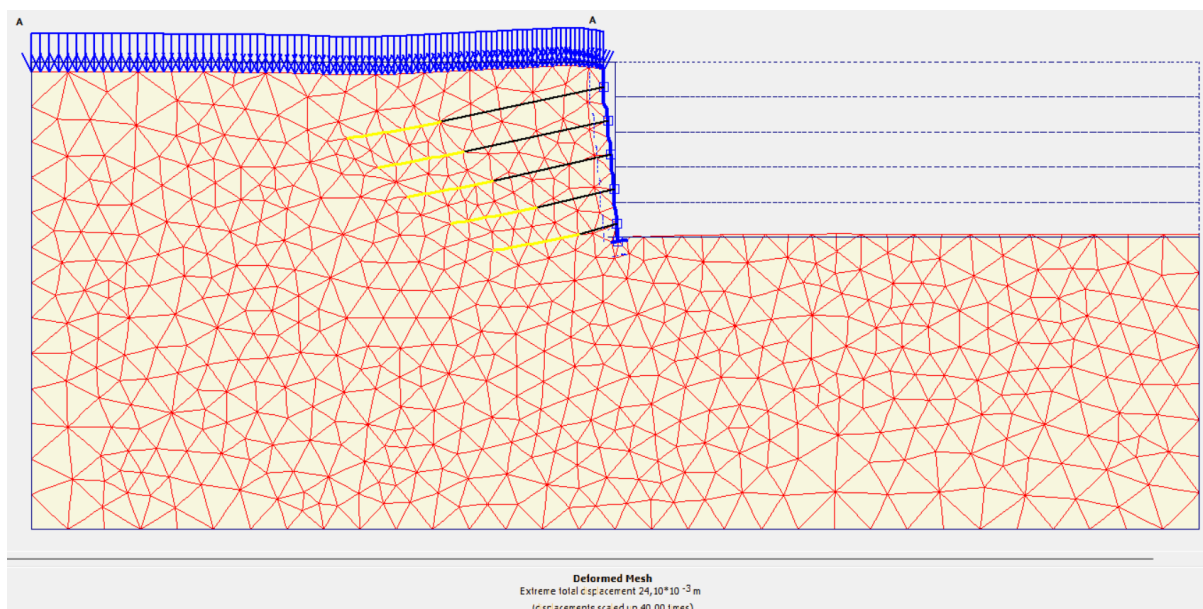


- Análise com  $\psi = 15^\circ$

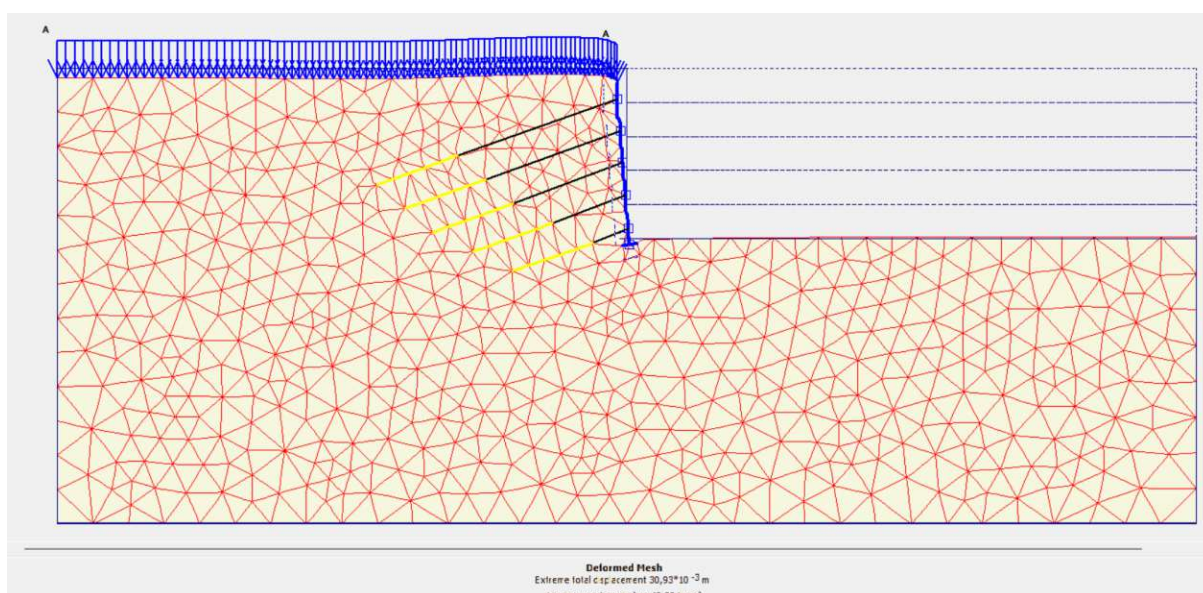


## APÊNDICE D – Estrutura deformada aumentada em 40 vezes variando a inclinação dos tirantes – Plaxis

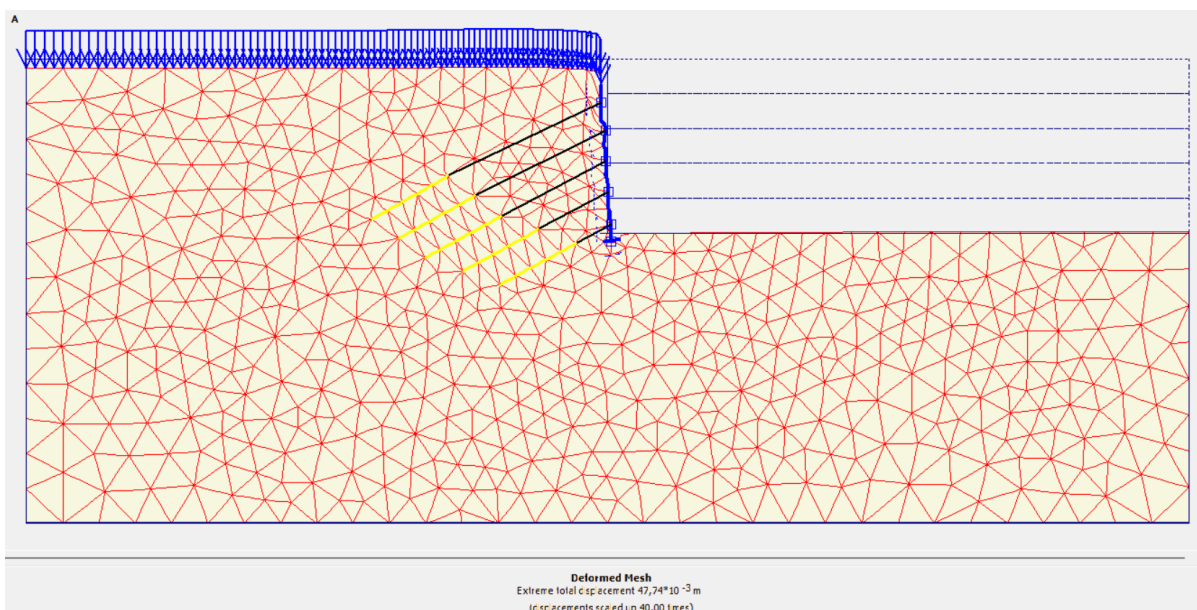
### - Análise com inclinação de 10° nos tirantes



### - Análise com inclinação de 20° nos tirantes



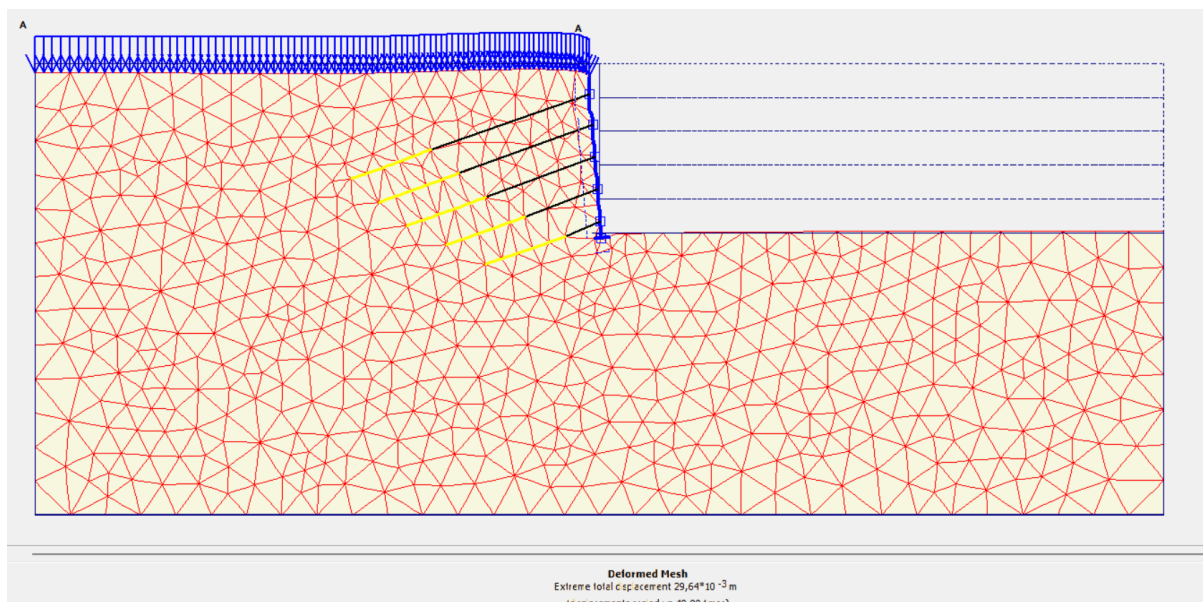
**- Análise com inclinação de 30° nos tirantes**



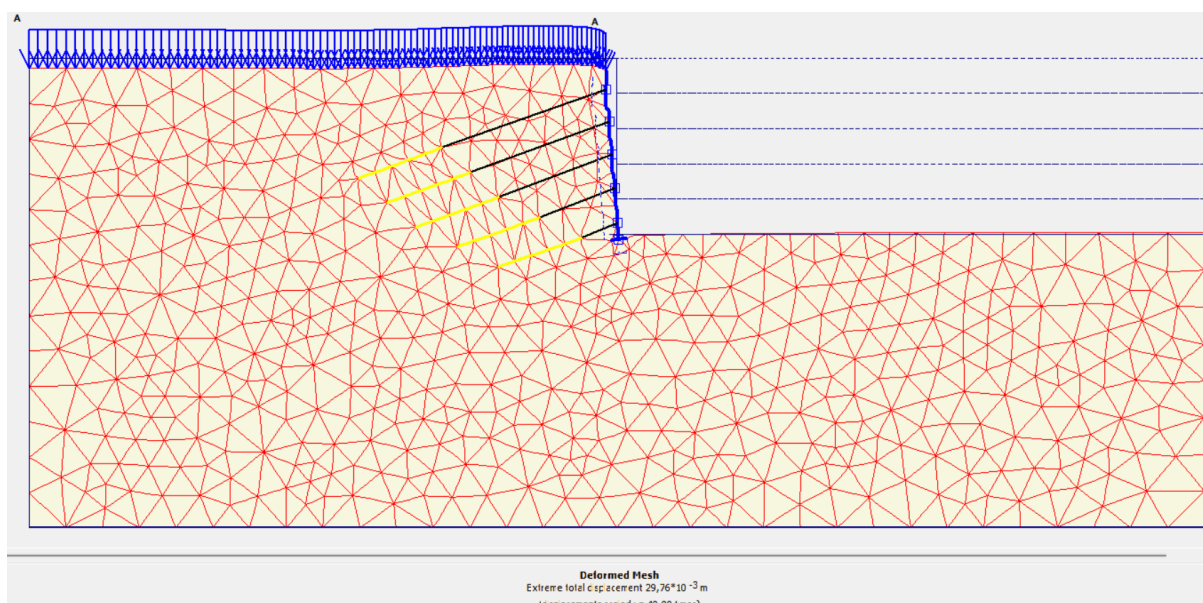


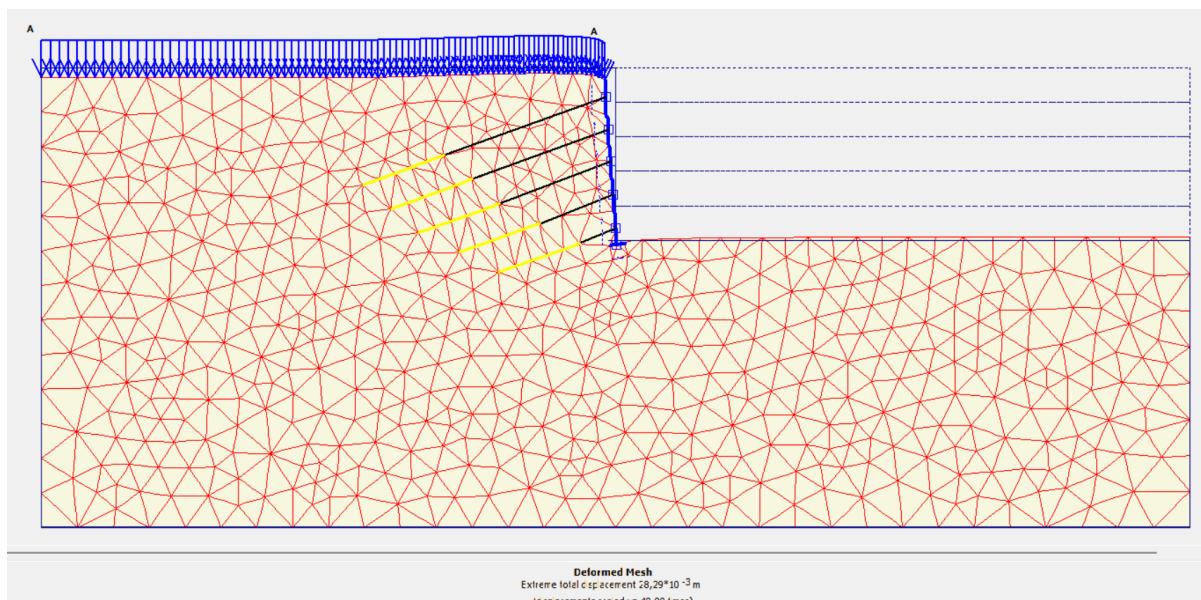
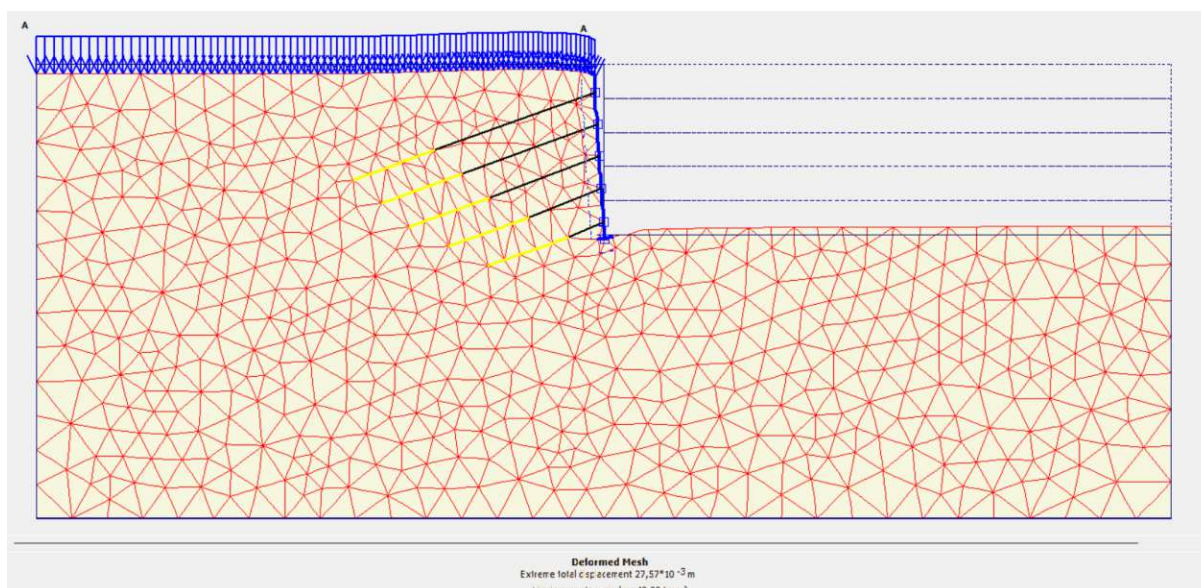
## APÊNDICE E – Estrutura deformada aumentada em 40 vezes variando a sobrecarga – Plaxis

### - Análise com sobrecarga de 40 kPa



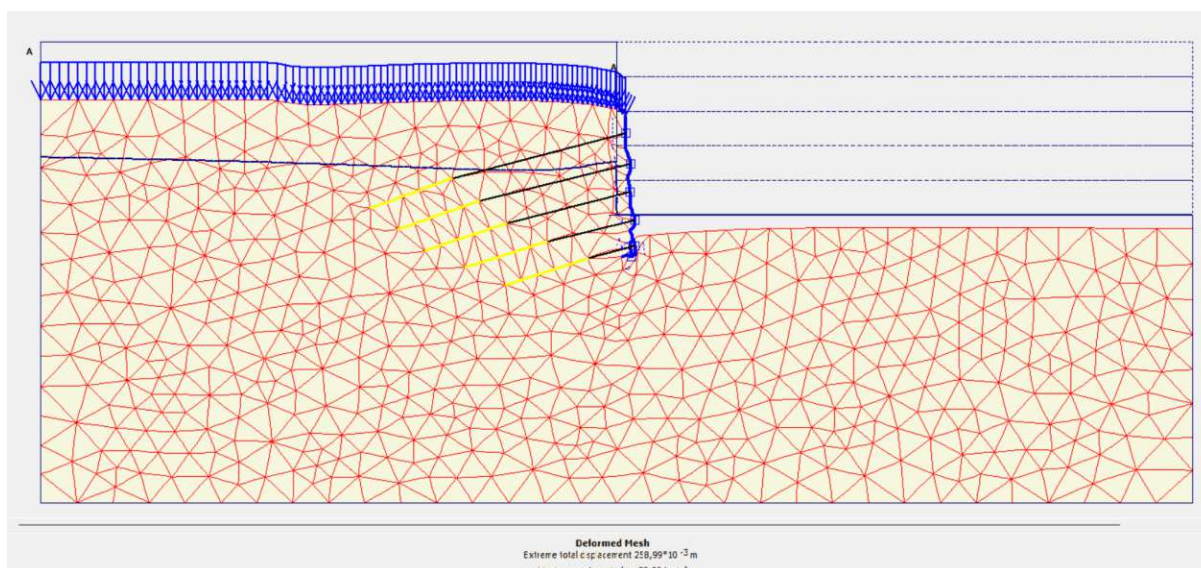
### - Análise com sobrecarga de 60 kPa



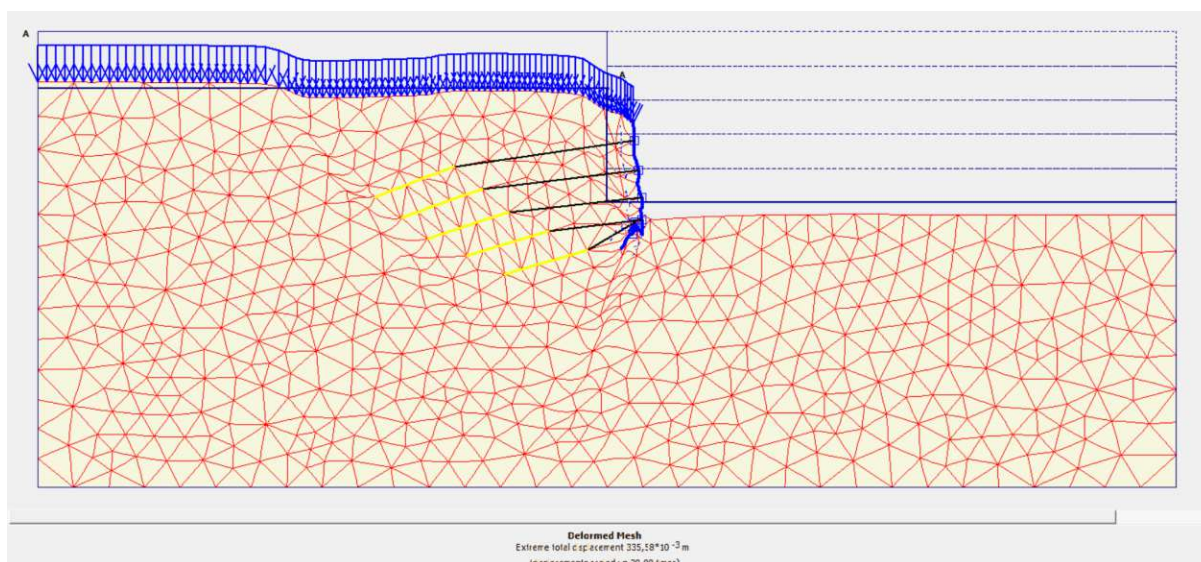
**- Análise com sobrecarga de 80 kPa****- Análise com sobrecarga de 100 kPa**

**APÊNDICE F – Estrutura deformada aumentada em 20 vezes variando o nível da água**  
**– Plaxis**

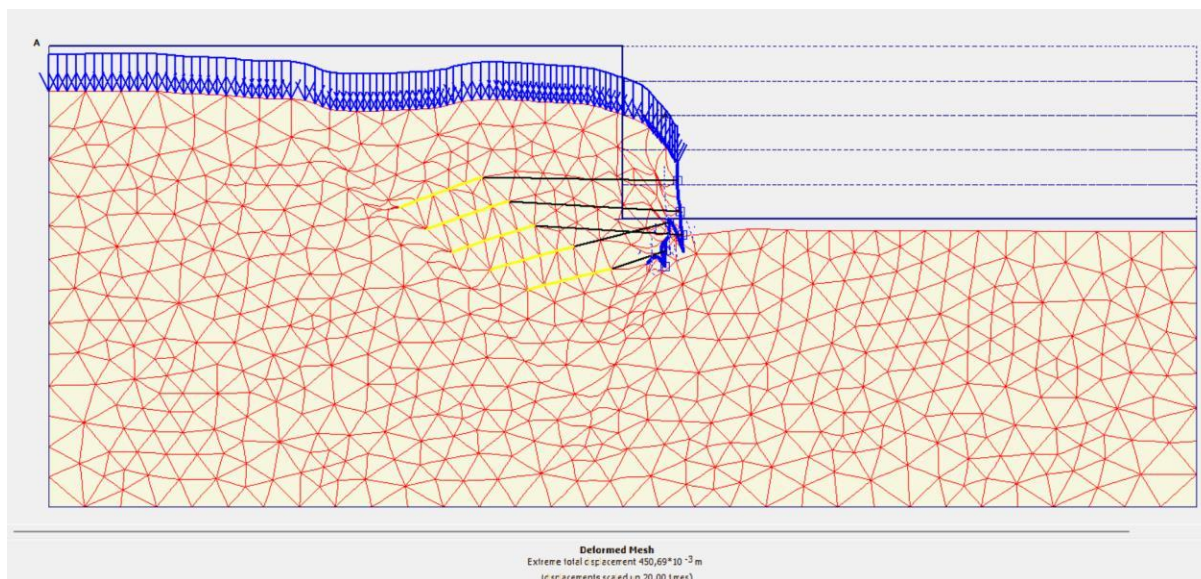
**- Análise com nível da água em 4 metros de altura da parede**



**- Análise com nível da água em 8 metros de altura da parede**



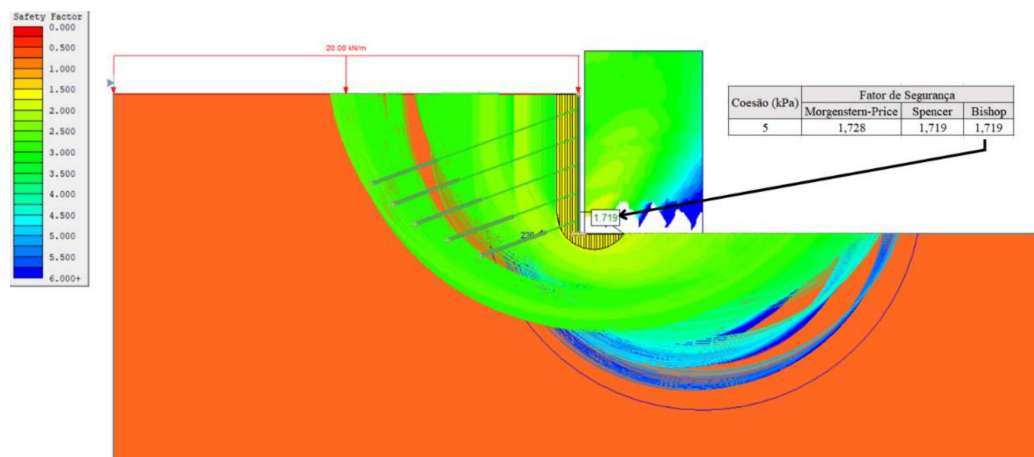
- Análise com nível da água em 12 metros de altura da parede (topo)



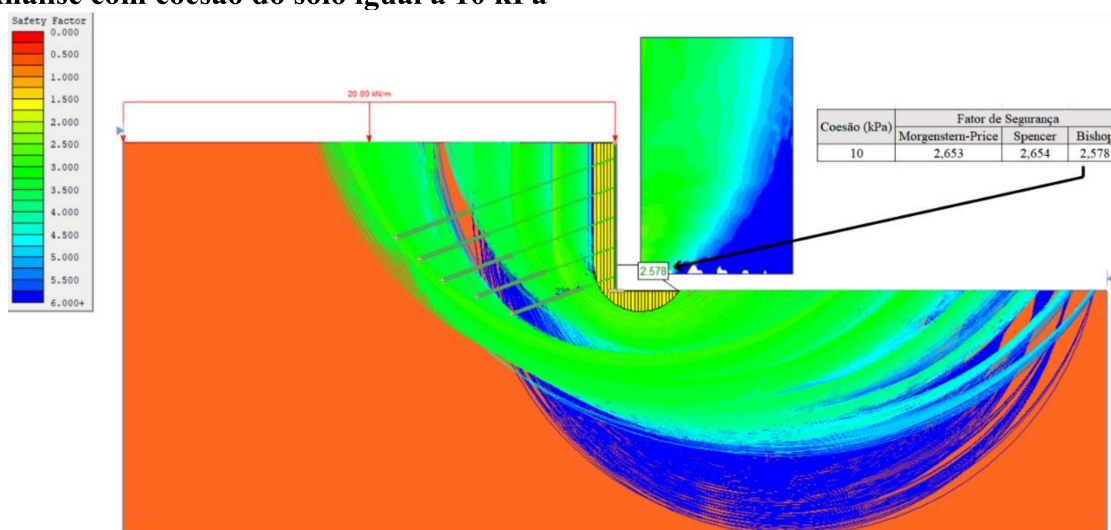
## APÊNDICE G – Análises no *software* Slide

### - Análise da Coesão do solo

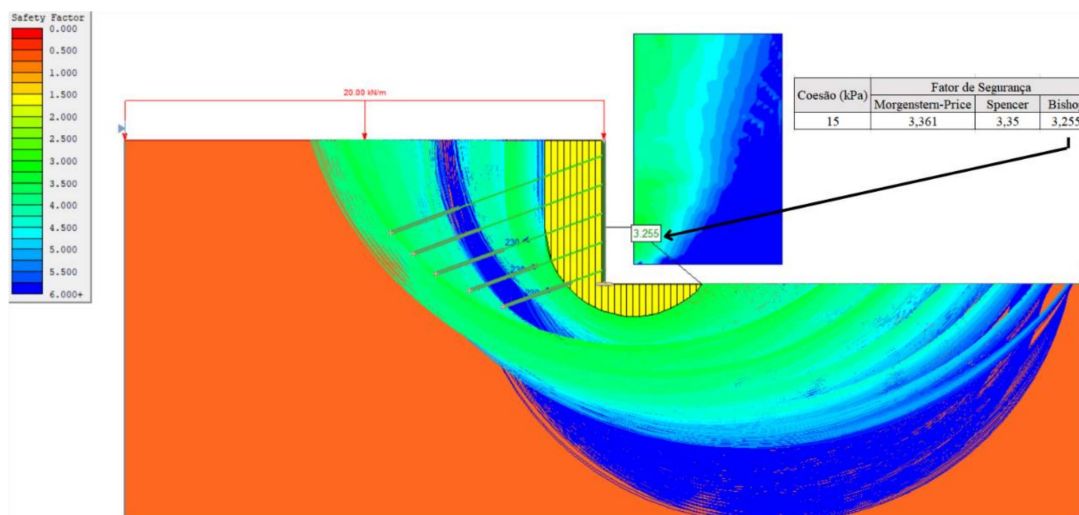
### - Análise com coesão do solo igual a 5 kPa (Estrutura padrão)



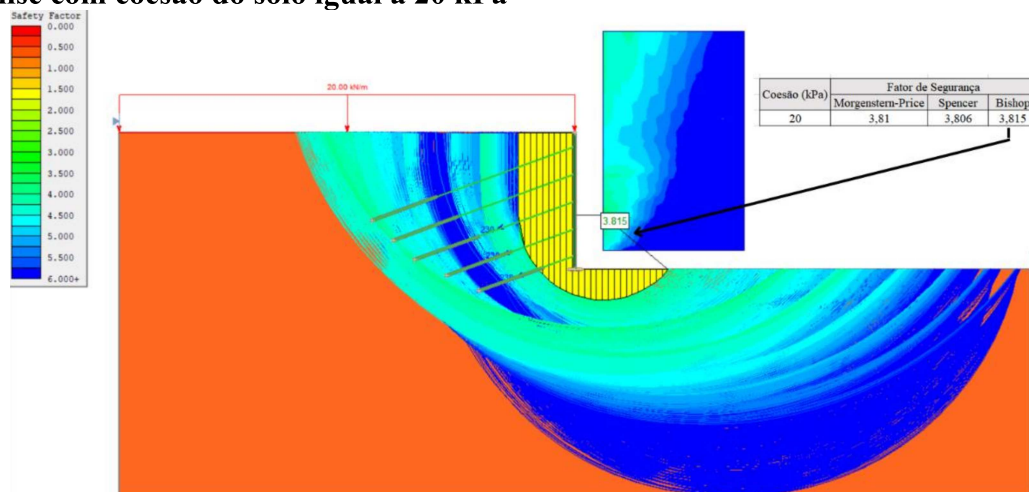
### - Análise com coesão do solo igual a 10 kPa



### - Análise com coesão do solo igual a 15 kPa

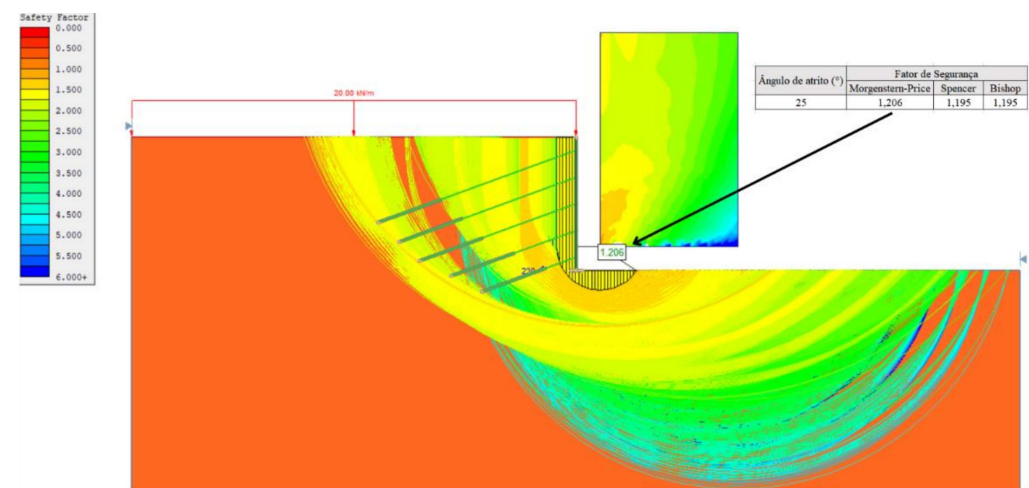


**- Análise com coesão do solo igual a 20 kPa**

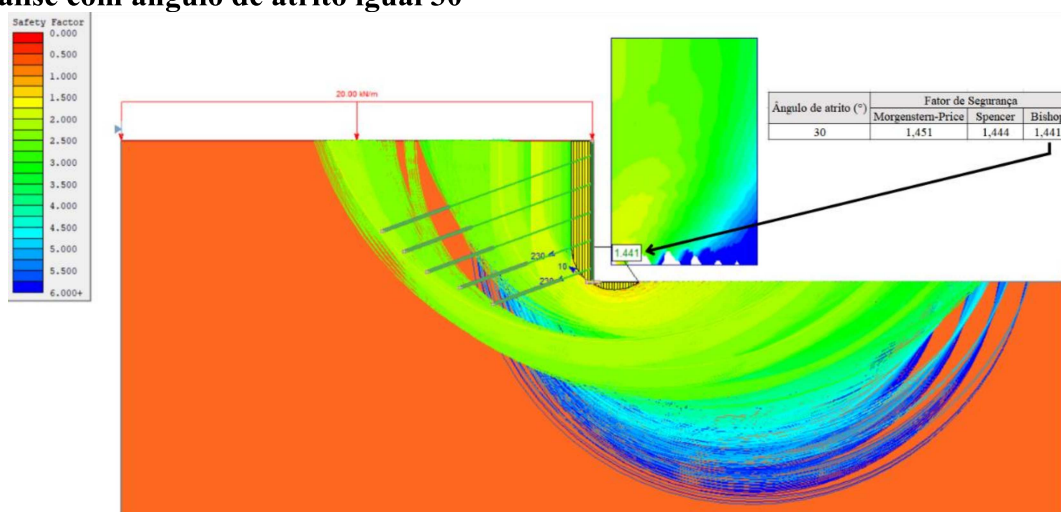


**- Análise do Ângulo de atrito do solo**

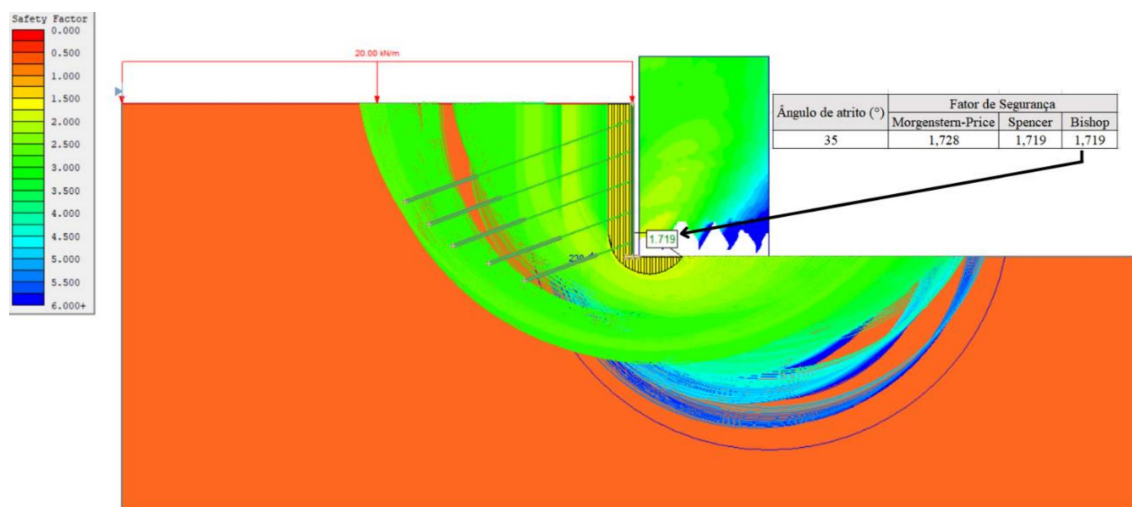
**- Análise com ângulo de atrito igual 25°**



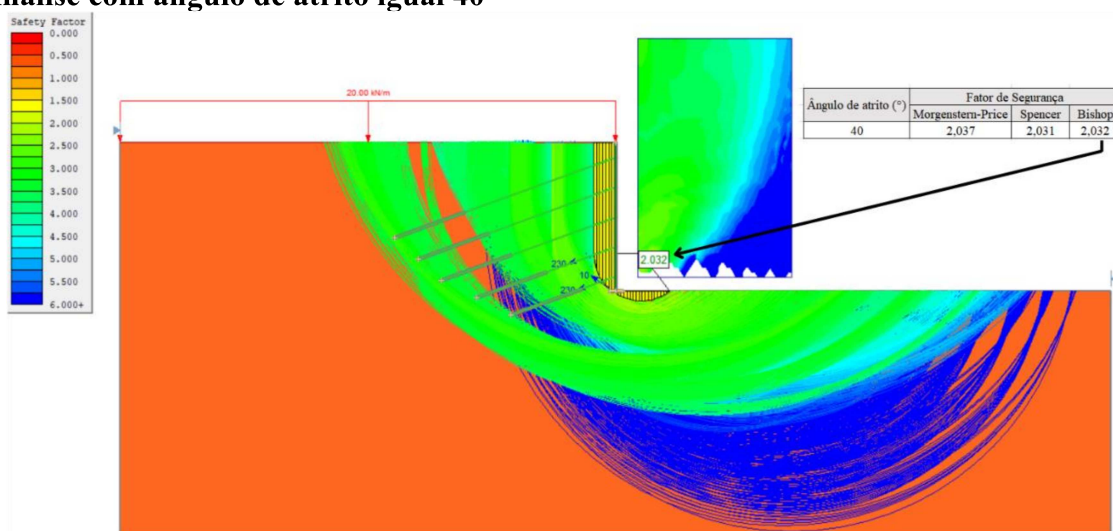
**- Análise com ângulo de atrito igual 30°**



- Análise com ângulo de atrito igual 35° (Estrutura padrão)

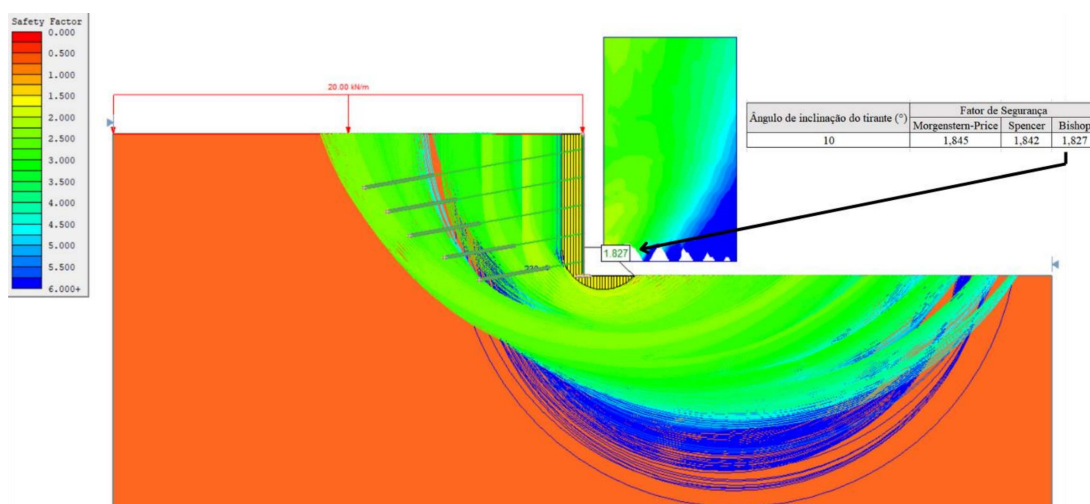


- Análise com ângulo de atrito igual 40°

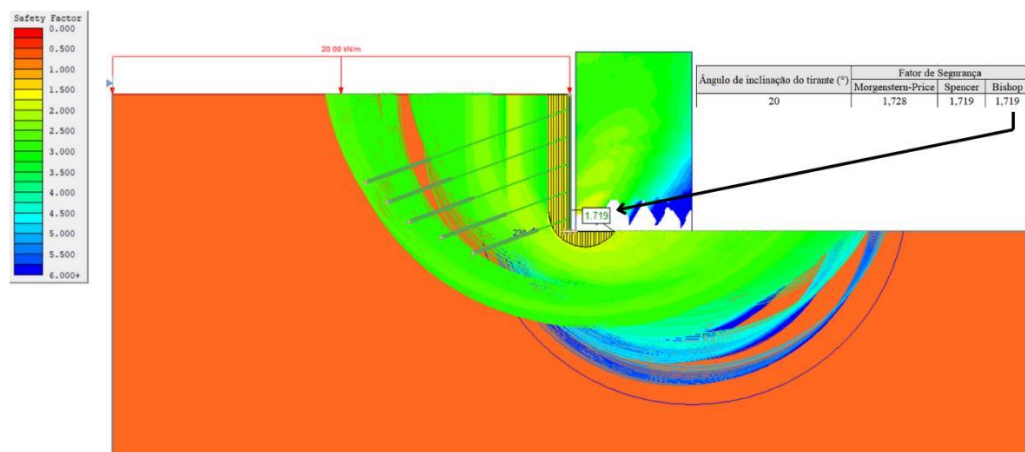


- Análise da Inclinação dos tirantes

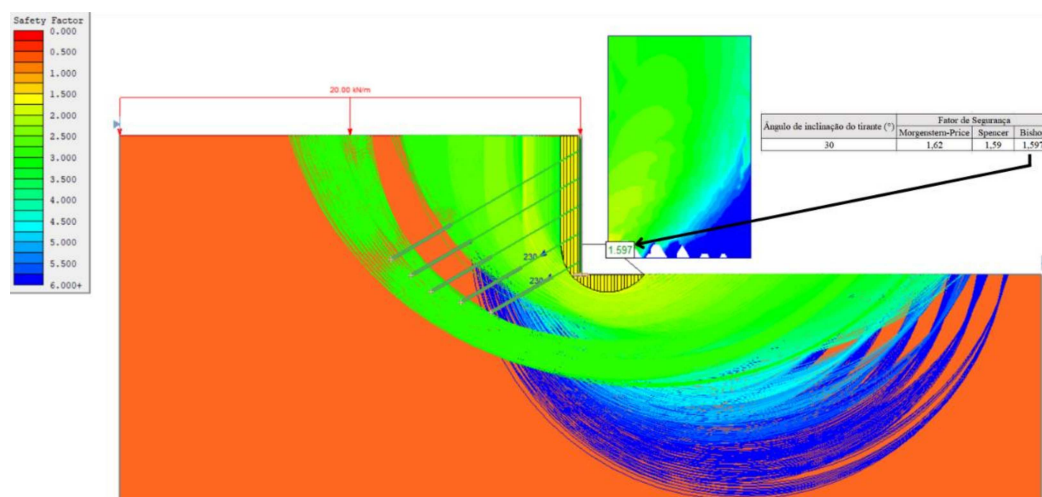
- Análise com inclinação de 10° nos tirantes



**- Análise com inclinação de 20° nos tirantes (Estrutura padrão)**

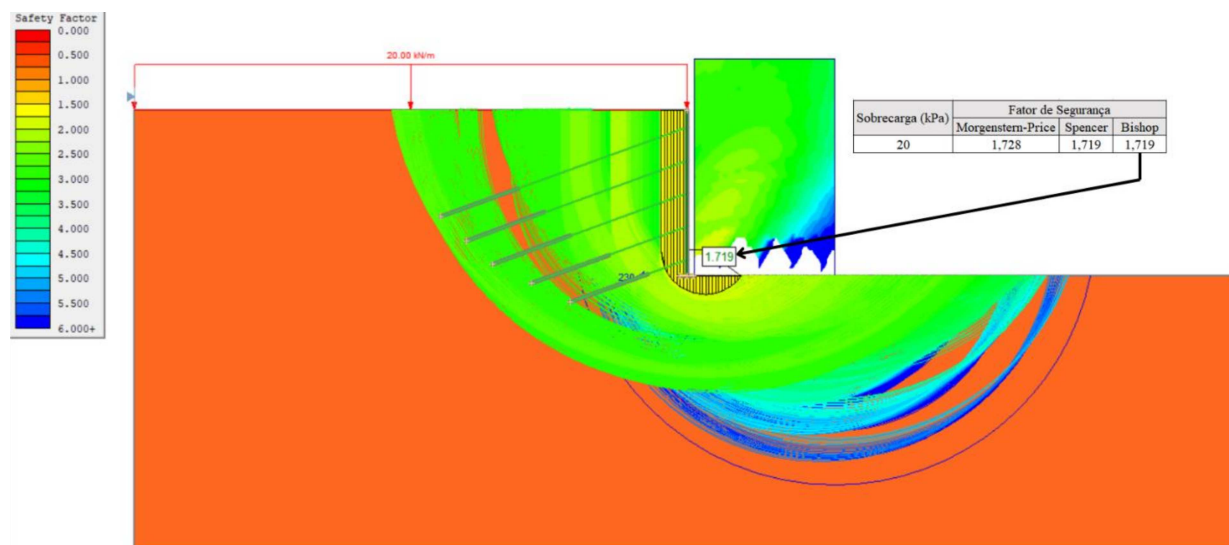


**- Análise com inclinação de 30° nos tirantes**



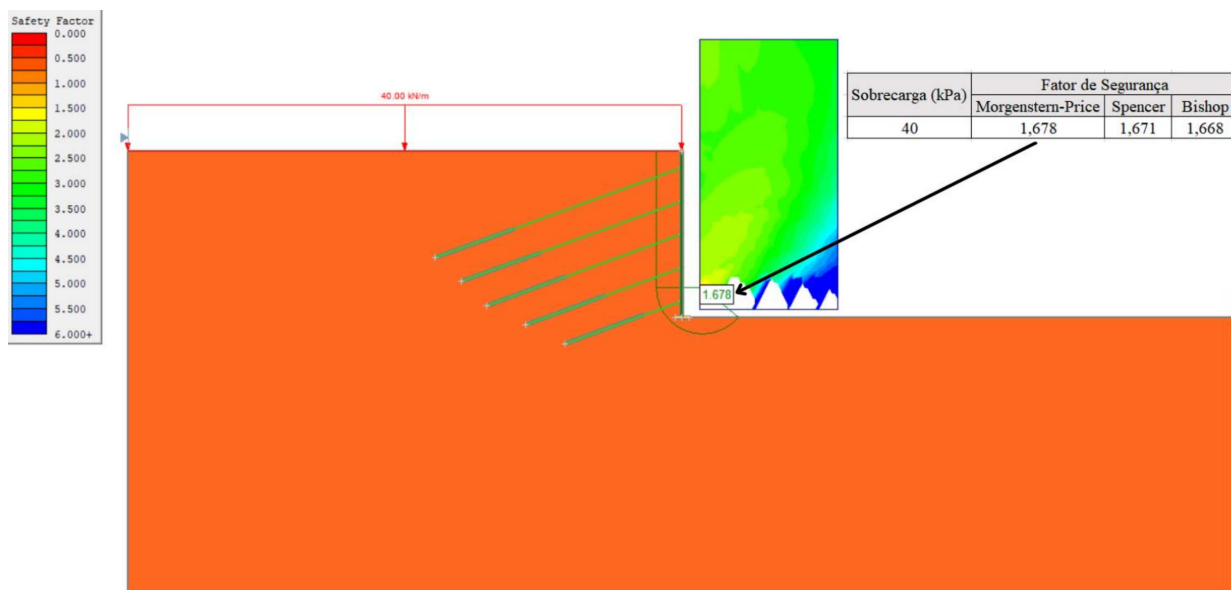
**- Análise da Sobrecarga**

**- Análise com sobrecarga de 20 kPa (Estrutura padrão)**

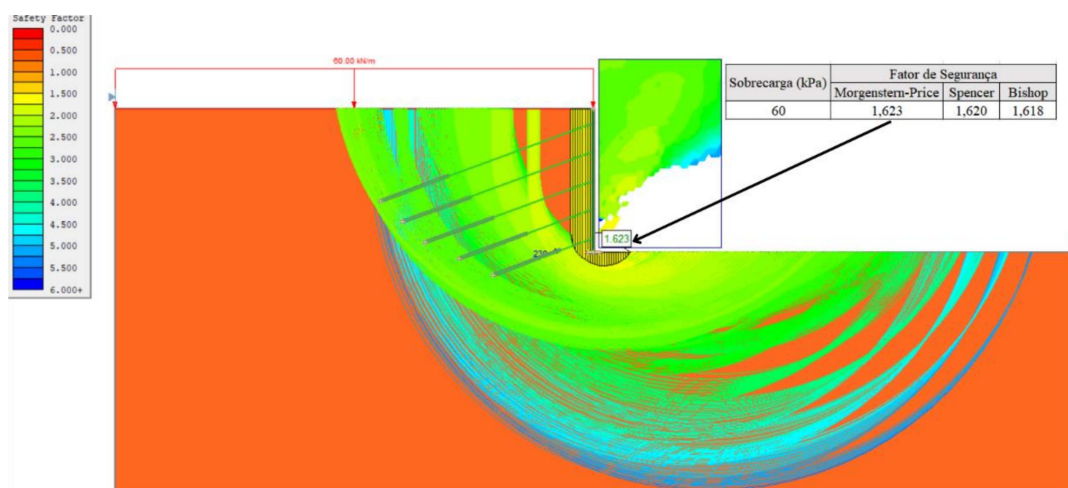




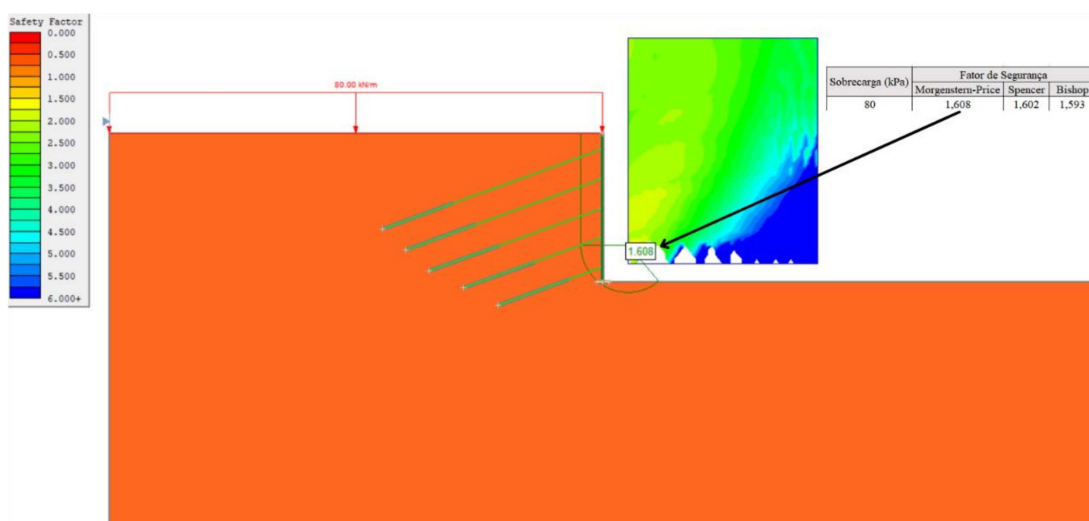
**- Análise com sobrecarga de 40 kPa**



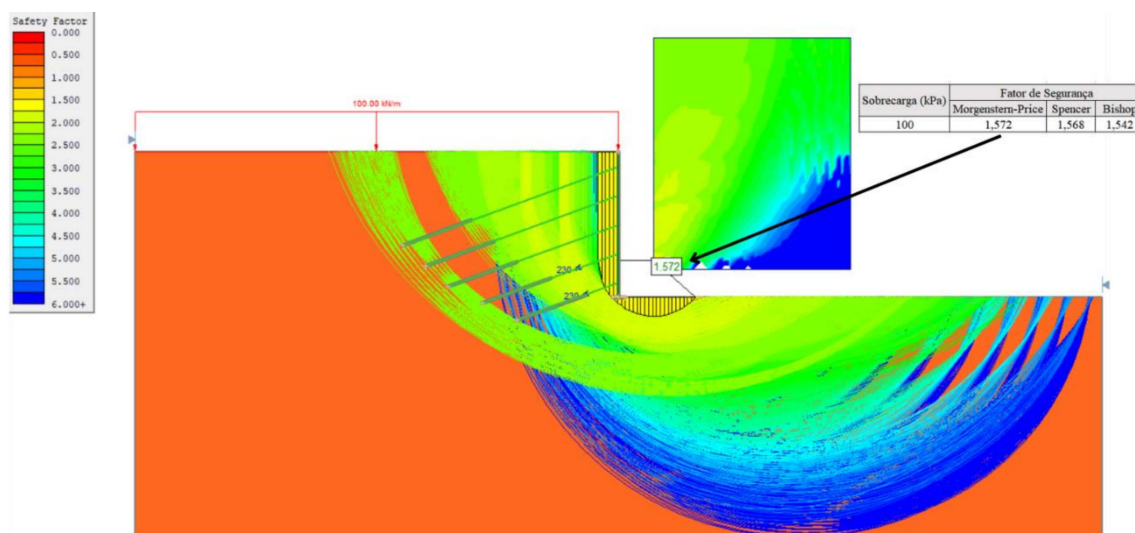
**- Análise com sobrecarga de 60 kPa**



**- Análise com sobrecarga de 80 kPa**

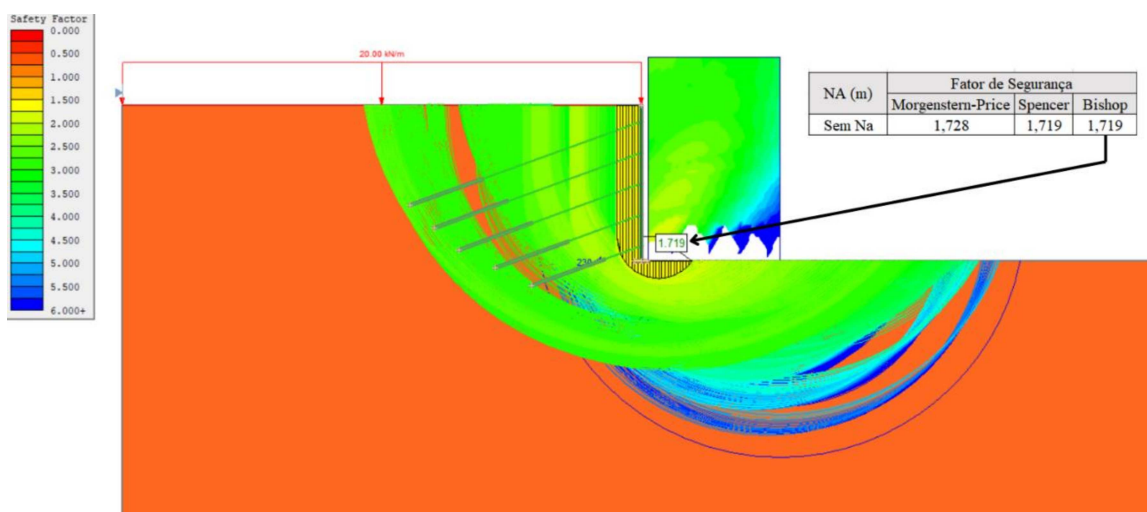


- Análise com sobrecarga de 100 kPa

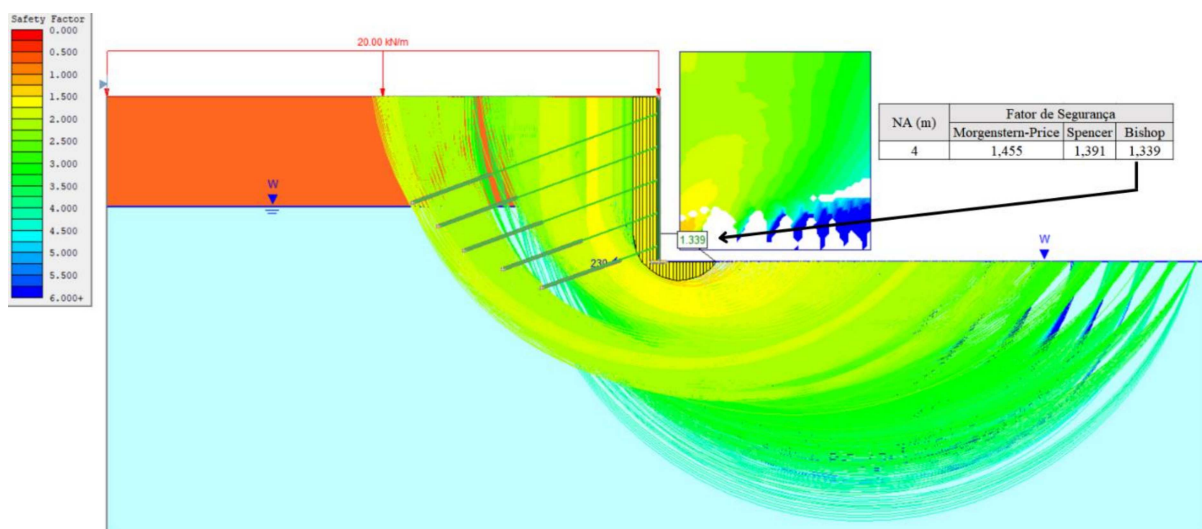


- Análise do Nível da Água

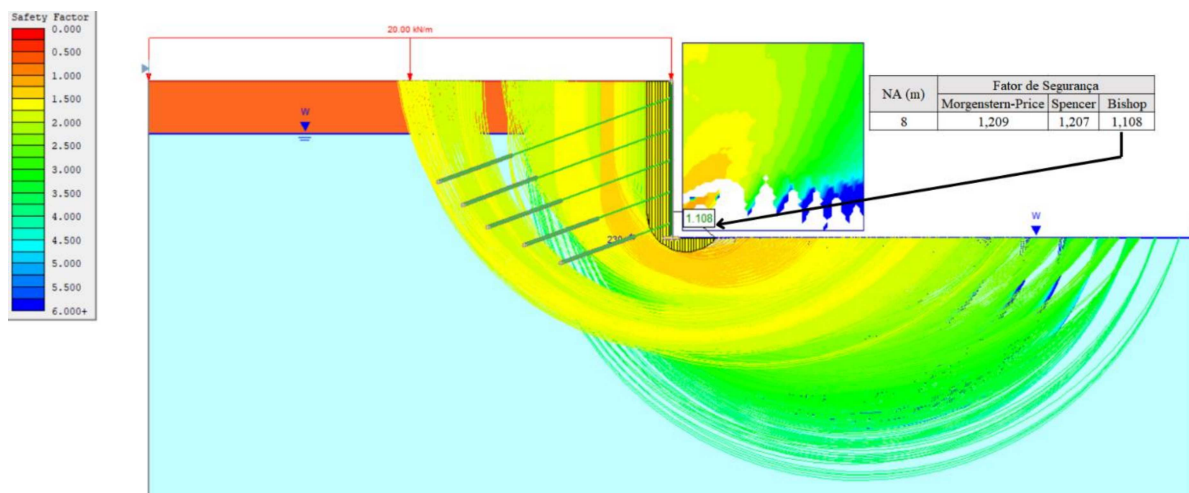
- Sem NA (Estrutura padrão)



- NA = 4m



- NA = 8m



- NA = 12m

