

ANÁLISE NUMÉRICA TRIDIMENSIONAL DA ESTABILIDADE DA FACE  
DE ESCAVAÇÃO DE TÚNEIS COM PRESSURIZAÇÃO NÃO  
UNIFORME EM MEIO ESTRATIFICADO

**YASLETTY ZAMORA HERNANDEZ**

UNIVERSIDADE ESTADUAL DO NORTE FLUMINENSE – UENF  
CAMPOS DOS GOYTACAZES – RJ  
JANEIRO-2021



ANÁLISE NUMÉRICA TRIDIMENSIONAL DA ESTABILIDADE DA FACE  
DE ESCAVAÇÃO DE TÚNEIS COM PRESSURIZAÇÃO NÃO  
UNIFORME EM MEIO ESTRATIFICADO

**YASLETTY ZAMORA HERNANDEZ**

“Tese apresentada ao Centro de Ciência e Tecnologia, da Universidade Estadual do Norte Fluminense, como parte das exigências para obtenção do título de Doutora em Engenharia Civil”

Orientador: Prof. Aldo Durand Farfán, D.Sc.

Co-Orientador: Prof. André Pacheco de Assis, D.Sc.

UNIVERSIDADE ESTADUAL DO NORTE FLUMINENSE – UENF

CAMPOS DOS GOYTACAZES – RJ  
JANEIRO-2021

### FICHA CATALOGRÁFICA

UENF - Bibliotecas

Elaborada com os dados fornecidos pela autora.

H557

Hernández, Yasletty Zamora.

ANÁLISE NUMÉRICA TRIDIMENSIONAL DA ESTABILIDADE DA FACE DE ESCAVAÇÃO DE TÚNEIS COM PRESURIZAÇÃO NÃO UNIFORME EM MEIO ESTRATIFICADO / Yasletty Zamora Hernández. - Campos dos Goytacazes, RJ, 2021.

135 f. : il.

Inclui bibliografia.

Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, Centro de Ciência e Tecnologia, 2021.

Orientador: Aldo Durand Farfán.

1. Face de escavação. 2. Análise numérica. 3. TBM. 4. Obras subterrâneas. 5. ABAQUS 3D. I. Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro. II. Título.

CDD - 624

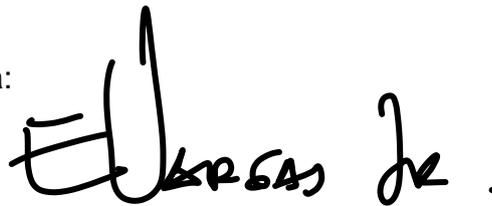
ANÁLISE NUMÉRICA TRIDIMENSIONAL DA ESTABILIDADE DA FACE  
DE ESCAVAÇÃO DE TÚNEIS COM PRESSURIZAÇÃO NÃO  
UNIFORME EM MEIO ESTRATIFICADO

**YASLETTY ZAMORA HERNANDEZ**

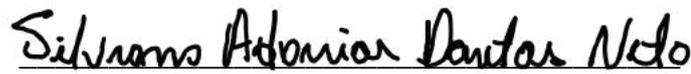
“Tese apresentada ao Centro de Ciência e  
Tecnologia, da Universidade Estadual do Norte  
Fluminense, como parte das exigências para  
obtenção do título de Doutora em Engenharia Civil”

Aprovada em 22 de fevereiro de 2021

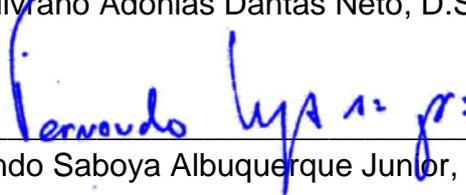
Comissão Examinadora:



Prof. Euripedes do Amaral Vargas Jr, PhD. - PUC-Rio



Prof. Silvano Adonias Dantas Neto, D.Sc. – UFC



Prof. Fernando Saboya Albuquerque Junior, D.Sc. – UENF



Prof. Paulo César de Almeida Maia, D.Sc. – UENF



Prof. Aldo Durand Farfán, D.Sc. – UENF  
(Orientador)



Prof. André Pacheco de Assis, PhD. – UnB  
(Co-Orientador)



## **Dedicatória**

*À minha maior inspiração, força e luz infinita: minha filha Ellen; aos meus pais Marlen e Diego; à minha irmã Yasleyni e sobrinhos Marlien e Marlon; ao meu esposo e grande amor Rancés e à memória da minha avó Elia.*

*Yasletty Zamora Hernández*

## **AGRADECIMIENTOS**

Eu quero agradecer primeiramente a Deus por sempre estar cuidando das nossas vidas e guiando meus passos.

A minha filha, meu maior amor, meu tudo! Não tenho a frase certa para descrever como eu só grata a você e o quanto você me ajudou nesta fase. Amor da minha vida sem você eu não tivesse podido enfrentar este tempo tão difícil, obrigada por me mostrar o verdadeiro sentido da vida.

A meu esposo, amigo, companheiro, sempre meu aliado Rancés, por sempre me apoiar, me amar e ter essa paciência infinita comigo, sem você tudo isto não seria possível. Obrigada por sempre estar para mim, fazemos o melhor par!

A mis padres, que me dan siempre la mayor fuerza para continuar, ustedes son mi refugio. Muchas gracias mamita por apoyarme tanto y sacrificar tanto por mi, muchas gracias papito por siempre tener la palabra certera y transmitirme tanta paz. A mi hermanita y mis dos sobrinitos bellos que tanto adoro por hacer mis días más felices.

A mi familia y amigos en Cuba por todo el apoyo y sus buenos deseos, la energía del Taichi llegó con tremenda fuerza!

Aos meus queridos amigos no Brasil em especial a Teresa, Rubén, Andreia, Ismael, Yasmin, Jorgito, Lili, Renato e Janny. Obrigada desde o fundo do meu coração!

Ao meu orientador Aldo Durand Farfán pelo seu apoio e o tempo dedicado durante este recorrido.

Ao meu co-orientador André Pacheco de Assis por todos os ensinamentos e por me mostrar o caminho da ciência.

Á Coordinación de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES), pelo apoio financeiro.

Gostaria de agradecer também aos meus professores do Departamento de Engenharia Civil da UCLV pela formação que recebi e também aos professores do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da UnB pela minha incursão no mundo da geotecnia assim como ao Laboratório de Engenharia Civil da UENF.

A todos os que de uma forma ou outra aportaram neste trabalho.

## RESUMO

A instabilidade da face de escavação é uma das principais causas do colapso em túneis, fazendo com que este tema seja recorrente em numerosos trabalhos. Neste sentido, na literatura podem ser encontrados métodos analíticos e numéricos focados na determinação das pressões requeridas a serem aplicadas na face de escavação para manter a estabilidade. Estas pressões de face dependem do método de escavação utilizado, sendo que a escavação com tuneladoras exerce uma pressão de face não uniforme. Contudo numerosas pesquisas assumem esta pressão de forma uniforme simplificando os modelos numéricos, o qual limita a obtenção de resultados mais próximos da realidade. Por outro lado, um dos maiores desafios da escavação com tuneladora é a presença de faces mistas compostas por mais de um material com características diferentes. Por este motivo, a análise da estabilidade da face de túneis escavados em solo estratificado considerando pressões de face não uniformes torna-se a principal motivação da presente pesquisa. Para isto foram desenvolvidos vários modelos numéricos no software de elementos finitos ABAQUS 3D®, simulando diferentes situações de escavação: (Modelo I) maciço estratificado com escavação num único estrato, (Modelo II) maciço estratificado com face composta por dois estratos similares e (Modelo III) maciço estratificado com face composta por dois estratos de propriedades resistentes diferentes (areia compacta e solo residual). A validação dos modelos numéricos foi feita através da comparação com o método analítico proposto por Mollon et al. (2009). Além disso a probabilidade de falha da face do túnel foi avaliada em função das incertezas provenientes dos parâmetros do solo, utilizando como referência os materiais que envolvem a face de escavação do Modelo III. Para isto foi empregado um método probabilístico eficiente chamado Metodologia de Superfície de Resposta Baseada na Colocação Estocástica (CSRSM). Os resultados da Pressão de Face Limite ( $\sigma_{tl}$ ) mostraram um aumento do nível de dificuldade na escavação em face mista se comparado com face homogênea, requerendo um aumento de 10% na  $\sigma_{tl}$  requerida. Enquanto à posição da camada fraca, a situação mais desfavorável foi observada na parte superior da face de escavação. Por outro lado, a posição mais crítica da interfase entre os materiais que compõem a face resultou ser 3 m, mesmo medido desde o teto ou o piso do túnel. Por último, a análise probabilística mostrou que a escavação em areia compacta apresenta maiores probabilidades de falha nos três cenários analisados, quando comparado com os resultados para solo residual.

## ABSTRACT

The excavation face instability is among main causes of tunnel collapse, making this topic recurrent in numerous works. In this sense, analytical and numerical methods focused on determining the required pressures to be applied to the excavation face to maintain stability can be found in the literature. These face pressures depend on the excavation method used, with the excavation with tunneling machines exerting an irregular face pressure. However, many researches assume this pressure in a uniform way, simplifying the numerical models, which limits the achievement of results closer to reality. On the other hand, one of the greatest challenges of tunneling is the presence of mixed faces composed of more than one material with different characteristics. For this reason, the analysis of face stability of tunnels excavated in interbedded soil considering irregular face pressures becomes the main motivation of this research. For this purpose, several numerical models were developed in the finite element software ABAQUS 3D<sup>®</sup>, simulating different excavation situations: (Model I) interbedded soil profile with excavation in a single stratum, (Model II) interbedded soil profile with a face composed of two similar strata and (Model III) interbedded soil profile with a face composed of two strata of different resistant properties (compact sand and residual soil). The validation of numerical models was done by comparison with the analytical method proposed by Mollon et al. (2009). In addition, the failure probability of the tunnel face was evaluated as a function of the uncertainties coming from the soil parameters, using as reference the materials involving the excavation face of Model III. For this, an efficient probabilistic method called Collocation-based Stochastic Response Surface Methodology (CSRSM) was employed. The results of the Limit Support Pressure at tunnel face ( $\sigma_{tl}$ ) showed an increase in the level of difficulty in mixed face excavation compared to a homogeneous face, requiring a 10% increase in the required  $\sigma_{tl}$ . Regarding the position of the weak layer, the most unfavorable situation was observed in the upper part of the excavation face. On the other hand, the most critical position of the interphase between the materials that compose the face resulted to be 3 m, even measured from the roof or the floor of the tunnel. Finally, the probabilistic analysis showed that excavation in compact sand presents a higher failure probability in the three analyzed scenarios, in comparison with the results for residual soil.

# SUMÁRIO

<b>SUMÁRIO</b> .....	ix
<b>1 INTRODUÇÃO</b> .....	1
<b>1.1. Problemática e motivação da pesquisa</b> .....	2
<b>1.2. Objetivos da pesquisa</b> .....	3
<b>1.3. Estrutura da tese</b> .....	4
<b>2 ESTADO DA ARTE</b> .....	6
<b>2.1. Classificação do colapso de túneis</b> .....	6
<b>2.2. Casos históricos de colapso de túneis</b> .....	8
<b>2.3. Métodos de escavação de túneis</b> .....	9
2.3.1. Métodos de escavação mecanizada.....	9
2.3.1.1. <i>Princípio de funcionamento das TBMs para escavação em solo.</i> .....	12
2.3.1.2. <i>Escavação em faces mistas ou heterogêneas.</i> .....	14
<b>2.4. Métodos para a avaliação da estabilidade da face de escavação</b> .....	18
2.4.1. Métodos analíticos.....	18
2.4.1.1. <i>O Método Analítico de Mollon et al. (2009)</i> .....	19
2.4.2. Modelagem numérica em escavações com TBM.....	21
2.4.3. Métodos Probabilísticos.....	28
2.4.3.1. <i>O Método de Monte Carlo (MC)</i> .....	32
2.4.3.2. <i>Metodologia de superfície de resposta baseada na colocação estocástica (CSRSSM)</i> .....	34
<b>3 MATERIAIS E MÉTODOS</b> .....	39
<b>3.1. Obtenção dos parâmetros</b> .....	39
3.1.1. Parâmetros do maciço.....	39
3.1.2. Características e propriedades do reforço e da tuneladora.....	40
<b>3.2. Calibração dos modelos numéricos</b> .....	40
<b>3.3. Elaboração dos modelos para análises</b> .....	43
3.3.1. Modelo I.....	44
3.3.2. Modelo II.....	44
3.3.3. Modelo III.....	45
<b>3.4. Abordagens gerais</b> .....	47
<b>3.5. Análise da probabilidade de falha da face do túnel</b> .....	50
<b>4 RESULTADOS</b> .....	52
<b>4.1. Calibração dos modelos numéricos</b> .....	52
<b>4.2. Modelo I: Maciço estratificado: face de escavação em um único estrato</b> .....	56

4.2.1.	Análise dos deslocamentos.....	56
4.2.2.	Determinação da pressão de face limite .....	58
<b>4.3.</b>	<b>Modelo II: maciço estratificado – face de escavação em dois estratos.....</b>	<b>59</b>
4.3.1.	Análise dos deslocamentos.....	60
4.3.2.	Determinação da pressão de face limite .....	61
<b>4.4.</b>	<b>Modelo III: maciço estratificado – influência de um estrato menos resistente na face de escavação. ....</b>	<b>62</b>
4.4.1.	Análise dos deslocamentos.....	63
4.4.2.	Avaliação da posição da camada fraca na face de escavação.....	64
4.4.2.1.	<i>Modelos 1S e 1I.....</i>	<i>64</i>
4.4.2.2.	<i>Modelos 3S e 3I.....</i>	<i>68</i>
4.4.2.3.	<i>Modelos 5S e 5I.....</i>	<i>72</i>
4.4.2.4.	<i>Modelos 7S e 7I.....</i>	<i>75</i>
4.4.2.5.	<i>Modelos 9S e 9I.....</i>	<i>78</i>
4.4.3.	Análise da posição da interfase entre os estratos na estabilidade da face.....	82
<b>4.5.</b>	<b>Análise da probabilidade de falha da face do túnel por colapso.....</b>	<b>83</b>
4.5.1.	Cenário otimista .....	84
4.5.2.	Cenário neutral .....	84
4.5.3.	Cenário pessimista .....	85
4.5.4.	Determinação da faixa de segurança .....	86
4.5.5.	Comparação com a simulação numérica.....	87
<b>5</b>	<b>CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS.....</b>	<b>89</b>
<b>5.1.</b>	<b>Conclusões.....</b>	<b>89</b>
<b>5.2.</b>	<b>Recomendações para pesquisas futuras.....</b>	<b>91</b>
<b>6</b>	<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>92</b>
<b>7</b>	<b>ANEXOS .....</b>	<b>102</b>

## LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 Colapso com afloramento. Munique, Alemanha 1994 (Seidenfuss, 2006).	6
Figura 2.2 Colapso subterrâneo de parede lateral (Seidenfuss, 2006).	7
Figura 2.3 Colapso por <i>rock burst</i> (He et al., 2012).	7
Figura 2.4 Entrada de fluxo de água durante a escavação do túnel (Chunsheng Zhang et al., 2016).	8
Figura 2.5 Ruptura do portal durante o terremoto de Wenchuan 2008 – Túnel de Longxi (Tsinidis et al., 2020).	8
Figura 2.6 Danos provocados pela instabilidade da face na escavação mecanizada. (S. Zhou et al., 2020).	10
Figura 2.7 Diagrama de pressões (Idinger et al., 2011).	12
Figura 2.8 Sistema EPB (Pietro, 2008).	13
Figura 2.9 Representação esquemática de uma tuneladora tipo SS (Adaptada de (Guglielmetti et al., 2008)).	14
Figura 2.10 Tipologias do maciço, classificadas como a) Interfase Solo-Rocha, b) Matriz de Solo-Pedregulho, c) Solo Misto com Camadas de Rocha (Tóth et al., 2013).	16
Figura 2.11 Classificação das faces mistas segundo Hongsu et al. (2015).	17
Figura 2.12 Mecanismos de falha para a estabilidade de face (Mollon et al., 2009).	19
Figura 2.13 Modelo numérico utilizado na modelação de seções do metrô de Madrid a) Malha de elementos finitos; b) Vista detalhada da seção de escavação (Lambrughi et al. 2012).	22
Figura 2.14 Distribuição de pressões na face do túnel segundo Kim e Tonon (2010): a) $\sigma T' = \sigma h'$ ; b) $\sigma T' = 0$ .	23
Figura 2.15 Exemplo de <i>steps</i> considerados na modelagem do processo de escavação de um túnel (parte 1) – <i>Shield</i> ou escudo da TBM; (parte 2) – Instalação do revestimento e injeções; (parte 3) – Revestimento colocado e argamassa endurecida (Katebi et al., 2015).	24
Figura 2.16 Esquematização do problema analisado por Zou et al. (2019). a) Variação da coesão; b) Variação do ângulo de atrito.	25
Figura 2.17 Estudo da linha 9 do metrô do Shenzhen na China usando software FLAC <sup>3D</sup> a) Simulação do Maciço b) Pressão de face (Zou et al., 2019).	26
Figura 2.18 Pressões da TBM no processo de escavação (Ring e Comulada, 2018).	27

Figura 2.19 Pressões da TBM e da água subterrânea aplicadas na modelação da linha 4 do metrô de Rio de Janeiro (Ring and Comulada, 2018).....	27
Figura 2.20 Distribuição normal da função de densidade de probabilidade (PDF)....	30
Figura 2.21 Classificação dos métodos não determinísticos (Adaptado de Huber (2013)).....	31
Figura 2.22 Esquematização do funcionamento do Método de Monte Carlo (Assis, 2002b). ....	33
Figura 2.23 Probabilidade de Falha obtida mediante diferentes métodos (Modificado de Mollon et al. (2011)) .....	37
Figura 3.1 Etapas da pesquisa.....	39
Figura 3.2 Dimensões do modelo base empregado na pesquisa.....	42
Figura 3.3 Representação do Sistema de Coordenadas de referência para a aplicação da pressão de face não uniforme. ....	43
Figura 3.4 Esquematização do Modelo I .....	44
Figura 3.5 Esquematização do Modelo II. ....	45
Figura 3.6 Esquematização do Modelo III: Face de escavação mista.....	45
Figura 3.7 Representação esquemática da variação da interfase entre estratos.....	46
Figura 3.8 Seção do reforço aplicado.....	47
Figura 3.9 Posição dos pontos de controle. ....	48
Figura 3.10 <i>Path</i> para a obtenção dos deslocamentos na face de escavação. ....	49
Figura 3.11 Diagrama resumo da modelagem numérica. ....	49
Figura 4.1 : Evolução da zona de ruptura – Pressão de face regular (a) FR = 1, (b) FR = 2, (c) FR = 3, (d) FR = 3.5, (e) FR = 4: colapso.....	53
Figura 4.2 Evolução da zona de ruptura pelo método de Mollon et al. (2009) .....	54
Figura 4.3 Evolução da zona de ruptura – Pressão de face não uniforme (a) FR = 1, (b) FR = 2, (c) FR = 3, (d) FR = 3.5, (e) FR = 4 e (f) FR = 4.5 colapso. ....	55
Figura 4.4 Influência do tipo de pressão de face nos deslocamentos. ....	56
Figura 4.5 Monitoramento dos deslocamentos para Modelo I com pressão de face não uniforme. ....	57
Figura 4.6 Monitoramento dos deslocamentos para Modelo I com pressão de face uniforme. ....	57
Figura 4.7 Evolução dos deslocamentos na face estabilizada – Modelo I. ....	59
Figura 4.8 Comparação dos deslocamentos na face estabilizada para $P_i$ e $P_u$ – Modelo I.....	59

Figura 4.9 Monitoramento dos deslocamentos para Modelo II com $P_i$ .....	60
Figura 4.10 Monitoramento dos deslocamentos para Modelo II com $P_u$ .....	61
Figura 4.11 Evolução dos deslocamentos na face estabilizada – Modelo II. ....	62
Figura 4.12 Comparação dos deslocamentos na face estabilizada para $P_i$ e $P_u$ – Modelo II.....	62
Figura 4.13 Monitoramento dos deslocamentos no Modelo III para as diferentes variações do parâmetro T.....	64
Figura 4.14 Comparação dos deslocamentos na face estabilizada para 1S e 1I.....	65
Figura 4.15 Plastificação do solo em (a) 1S e (b) 1I.....	66
Figura 4.16 Magnitude dos deslocamentos no revestimento em (a) 1S e (b) 1I. ....	67
Figura 4.17 Distribuição dos esforços normais e cortantes no revestimento em (a) 1S e (b) 1I.....	67
Figura 4.18 Recalques induzidos pela escavação: modelos 1S e 1I.....	68
Figura 4.19 Comparação dos deslocamentos na face estabilizada para 3S e 3I.....	69
Figura 4.20 Plastificação do solo em (a) 3S e (b) 3I.....	70
Figura 4.21 Magnitude dos deslocamentos no revestimento em (a) 3S e (b) 3I. ....	70
Figura 4.22 Distribuição dos esforços normais e cortantes no revestimento em (a) 3S e (b) 3I.....	71
Figura 4.23 Recalques induzidos pela escavação: modelos 3S e 3I.....	71
Figura 4.24 Comparação dos deslocamentos na face estabilizada para 5S e 5I.....	72
Figura 4.25 Plastificação do solo em (a) 5S e (b) 5I.....	73
Figura 4.26 Distribuição dos esforços normais e cortantes no revestimento em (a) 5S e (b) 5I.....	74
Figura 4.27 Magnitude dos deslocamentos no revestimento em (a) 5S e (b) 5I. ....	74
Figura 4.28 Recalques induzidos pela escavação: modelos 5S e 5I.....	75
Figura 4.29 Comparação dos deslocamentos na face estabilizada para 7S e 7I.....	76
Figura 4.30 Plastificação do solo em (a) 7S e (b) 7I.....	76
Figura 4.31 Magnitude dos deslocamentos no revestimento em (a) 7S e (b) 7I. ....	77
Figura 4.32 Distribuição dos esforços normais e cortantes no revestimento em (a) 7S e (b) 7I.....	78
Figura 4.33 Recalques induzidos pela escavação: modelos 7S e 7I.....	78
Figura 4.34 Comparação dos deslocamentos na face estabilizada para 9S e 9I.....	79
Figura 4.35 Plastificação do solo em (a) 9S e (b) 9I.....	80
Figura 4.36 Magnitude dos deslocamentos no revestimento em (a) 9S e (b) 9I. ....	80

Figura 4.37 Distribuição dos mínimos esforços normais e máximos cortantes no revestimento em (a) 9S e (b) 9I.....	81
Figura 4.38 Recalques induzidos pela escavação: modelos 9S e 9I.....	82
Figura 4.39 Distribuição dos deslocamentos na face para cada parâmetro T (a) Superior, (b) Inferior. ....	83
Figura 4.40 Influência do tipo de solo na probabilidade de falha da face do túnel – cenário otimista. ....	84
Figura 4.41 Influência do tipo de solo na probabilidade de falha da face do túnel – cenário neutral.....	85
Figura 4.42 Influência do tipo de solo na probabilidade de falha da face do túnel – cenário pessimista.....	86

## LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 Casos históricos de túneis escavados com TBM (Adaptado de Zare Naghadehi et al., (2019)).....	11
Tabela 2.2 Métodos analíticos na avaliação da estabilidade da face de escavação (Adaptado de Zare Naghadehi et al., (2019)).....	18
Tabela 2.3 Coeficientes de variação para alguns parâmetros do solo (Adaptada de Franco, (2019)).....	29
Tabela 2.4 Referências de aplicação da PDF no campo da Geotecnia (Adaptada de Franco (2019)).....	31
Tabela 2.5 Expressões do PCE com dois variáveis (Tomado de Mollon et al., (2011)).....	38
Tabela 3.1 Parâmetros do maciço.....	40
Tabela 3.2 Propriedades do revestimento e da calda de cimento.....	40
Tabela 3.3 Definição da interfase.....	46
Tabela 3.4 Definição dos cenários probabilísticos. ....	50
Tabela 4.1 Pressão de Face – Modelo I.....	58
Tabela 4.2 Pressão de Face – Modelo II.....	61
Tabela 4.3 Classificação da Probabilidade de Falha – Solo Residual.....	86
Tabela 4.4 Classificação da Probabilidade de Falha – Areia Compacta. ....	87

## LISTA DE SÍMBOLOS, SIGLAS E ABREVIATÓES

### Letras Latinas

1I	Código do modelo numérico com 1 m de camada fraca na parte inferior da face
1S	Código do modelo numérico com 1 m de camada fraca na parte superior da face
3D	Três dimensões
3I	Código do modelo numérico com 3 m de camada fraca na parte inferior da face
3S	Código do modelo numérico com 3 m de camada fraca na parte superior da face
5I	Código do modelo numérico com 5 m de camada fraca na parte inferior da face
5S	Código do modelo numérico com 5 m de camada fraca na parte superior da face
7I	Código do modelo numérico com 7 m de camada fraca na parte inferior da face
7S	Código do modelo numérico com 7 m de camada fraca na parte superior da face
9I	Código do modelo numérico com 9 m de camada fraca na parte inferior da face
9S	Código do modelo numérico com 9 m de camada fraca na parte superior da face
$a_i$	Coefficientes desconhecidos a serem avaliados
$A_0$	Superfície da face do túnel
$A_{i,i+1}$	Área de contato entre dois blocos
$A'_n$	Possível área de interseção do último bloco superior com a superfície do solo
$c$	Coesão [kPa]
$C$	Cobertura de solo do teto do túnel à superfície do terreno
$C_u$	Resistência ao cisalhamento não drenada
$C_v$	Coefficiente de consolidação
$D$	Diâmetro equivalente do túnel [m]

E	Módulo de Elasticidade do material
$F_i$	Forças de massa no maciço
G	Gradiente da pressão de suporte
GPa	GigaPascal
G (x)	Função de comportamento do sistema
H	Distância da superfície até o eixou longitudinal do túnel (m)
$He$	Função do polinómio de Hermite para cada variável aleatória
$H_f$	Altura na face de escavação (m)
$k_0$	Coefficiente de empuxo em repouso
$k_a$	Coefficiente de empuxo ativo
K	Coefficiente de permeabilidade
kPa	KiloPascal
kN	KiloNewtons
m	Metros
$M$	Número de pontos de colocação
MC	Mohr-Coulomb
MI	Mecanismo de colapso
MII	Mecanismo de <i>Blow-Out</i>
$n$	Seção da escavação
$n+1$	Nova seção da escavação
N	Número de amostras
$N_s, N_c, N_\gamma$	Coefficientes de Peso que dependem do ângulo $\alpha$
$N_{MC}$	Tamanho da amostra de Monte Carlo
$MN/m^2$	MegaPascal
$n_v$	Número de variáveis aleatórias
p	Carregamento no suporte do túnel
$p$	Número de coefficients desconhecidos
$\tilde{P}_f$	Probabilidade de falha

$P_i$	Pressão de face não uniforme
$P_{\text{piso}}$	Pressão de face no piso do túnel
$P_{\text{teto}}$	Pressão de face no teto de túnel
$P_u$	Pressão de face uniforme
$q$	Carregamento na superfície do terreno
$Q_s$	Parâmetro de carregamento relacionado à sobrecarga
$Q_\gamma$	Parâmetro de carregamento relacionado ao peso próprio
$Q_T$	Parâmetro de carregamento relacionado a força na face do túnel
$T$	Parâmetro que representa a porção da camada fraca na face de escavação
$TR$	Tresca
$u_i$	Deslocamento
$v_i$	Velocidade dos blocos
$v_{i,i+1}$	Velocidade entre dois blocos
$V_i$	Volume dos blocos
$y$	Função da Pressão de Face Não uniforme no modelo numérico
$Y_{app}$	Resposta do sistema

### Letras Gregas

$\alpha$	Ângulo entre o eixo do cone adjacente ao túnel e à horizontal
$\beta$	Ângulo formado com os planos de ruptura
$\beta_i$	Inclinação da velocidade do bloco respeito ao eixo longitudinal do túnel
$\varepsilon$	Deformação
$\xi$	Variável aleatória
$\gamma$	Peso específico do solo
$\gamma_m$	Densidade do material escavado
$\gamma_w$	Peso específico da água
$\vartheta$	Coefficiente de Poisson

$\mu$	Coeficiente que depende da profundidade da escavação
$\sigma_d$	Tensão desviadora
$\sigma_t$	Pressão de face da escavação
$\sigma_{t0}$	Pressão de face inicial
$\sigma_{tl}$	Pressão de face limite
$\sigma_u$	Pressão última no mecanismo MII
$\sigma'_v$	Pressão vertical efetiva
$\varphi$	Ângulo de atrito interno do solo
$\Gamma_{ij}$	Função do polinômio de Hermite multivariável
$\Psi_k$	Índice numérico do polinômio de Hermite multivariável

## Abreviações

BEM	<i>The method of bayesian estimation</i>
BSM	<i>Boulder Soil Matrix</i>
CoV	Coefficiente de variação
CRM	Curva de Reação do Maciço
CSRSM	<i>The Collocation-based Stochastic Response Surface Methodology</i>
EPB	<i>Earth Pressure Balance</i>
FOSM	<i>First Order Second Momen</i>
FORM	<i>First Order Reliability Method</i>
FR	Fator de redução
ITA	<i>International Tunneling and Underground Space Association</i>
LBR	<i>Layered Banded Rock</i>
MC	Método de Monte Carlo
MEF	Método dos Elementos Finitos
MLS	<i>Method of Least Squares</i>

MML	<i>Method of Maximum Likelihood</i>
MoM	<i>Methods of moments</i>
NATM	<i>New Austrian Tunnelling Method</i>
PCE	<i>Polynomial Chaos Expansion</i>
PDF	<i>Probability Density Funtion</i>
PWM	<i>The method of probabilistic weighted moments</i>
RSI	<i>Rock Soil Interface</i>
SORM	<i>Second Order Reliability Method</i>
SPB	<i>Slurry Pressured Balance</i>
TFSS	<i>Tunnel Face Stability Software</i>
TBM	<i>Tunnel Boring Machines</i>
u.m	Unidade de medida

## 1 INTRODUÇÃO

Nos tempos atuais a busca por alternativas sustentáveis na construção é cada vez mais acentuada. O uso do espaço subterrâneo se apresenta como uma solução à poluição gerada nas grandes cidades pela queima de combustível proveniente do crescimento do transporte terrestre. As vantagens das obras subterrâneas são muitas, entre elas estão a economia do tempo e da energia, o aproveitamento do espaço com áreas abertas e naturais, assim como a preservação do patrimônio histórico das cidades.

O uso do espaço subterrâneo envolve, além do transporte urbano, condutos de energia, água e telecomunicações até outras aplicações com fines industriais e militares. A Associação Internacional de Túneis e Espaço Subterrâneo (ITA pelas suas siglas em inglês) expõe as razões para a utilização do espaço subterrâneo as quais são apresentadas a continuação (ITA, 2020):

- Os túneis representam um papel ambiental vital no transporte das águas limpas e residuais das zonas urbanizadas;
- Proporcionam um sistema de transporte urbano seguro, rápido e ambientalmente correto;
- Os túneis de transporte urbano permitem que menos veículos circulem pela superfície proporcionando um menor nível de ruído e menor contaminação do ar, além de possibilitar a utilização das zonas na superfície para outros fines;
- As obras subterrâneas são menos vulneráveis às condições externas e provocam menos perturbação na superfície ao precisar de manutenção.

Embora as vantagens que apresentam este tipo de obras, a grande variabilidade dos solos incrementa os riscos na escavação de túneis aumentando assim os desafios para os engenheiros. Isto incentiva a busca de soluções cada vez mais inovadoras, perfeição das técnicas construtivas e os métodos de escavação.

Estes riscos podem ser provenientes da erosão do solo provocada pela água subterrânea, a entrada de fluxo de água e condições desfavoráveis do maciço (falta de confinamento, descontinuidades etc.). Por isto é muito importante a escolha do método de escavação mais adequado para minimizar a possibilidade de falha do túnel,

em dependência da geologia e demais condições do solo onde vai-se efetuar a construção.

Com respeito aos riscos em obras subterrâneas, Seidenfuss (2006) afirmou que o número de acidentes nas obras subterrâneas é geralmente atribuído a diversos fatores como são: profissionais não qualificados ou com pouco conhecimento do método de escavação utilizado, identificação e controle inadequados dos perigos existentes, demanda de túneis em zonas com altas exigências, excessiva confiança em alguns métodos de escavação assim como apressar a execução da obra.

### **1.1. Problemática e motivação da pesquisa**

A instabilidade da face de escavação é uma das principais causas do colapso em túneis, fazendo com que este tema seja recorrente em numerosos trabalhos e pesquisas, destacando-se aqueles referentes à correta determinação das pressões de face limite ( $\sigma_{tl}$ ). As pressões de face dependem do método de escavação utilizado. Dentre estes métodos se encontra o mecanizado, como o uso de tuneladoras as quais fazem uma pressurização mediante a aplicação de uma pressão que reage a pressão ativa do solo na face.

Uma correta determinação da pressão de face limite é fundamental para evitar o colapso da estrutura. Uma pressão de face demasiado baixa vai provocar a chamada falha ativa da estrutura (colapso). Pelo contrário, uma pressão muito grande provocaria uma falha passiva (*blow-out*) que ocorre quando a massa de solo se movimenta em direção à superfície do terreno. Estas definições serão abordadas com mais profundidade no desenvolvimento do presente trabalho.

O uso das TBM (*tunnel boring machines*) são muito frequentes na construção de túneis urbanos já que ocasionam o mínimo distúrbio na superfície e nas edificações existentes. Numa escavação com TBM a face do túnel é suportada pelo mecanismo de corte da tuneladora e pela pressão exercida na câmara de escavação, enquanto as paredes do túnel são suportadas pelo *shield* e o revestimento final (Kim e Tonon, 2010). A pressão de face exercida pela tuneladora tem um comportamento não uniforme devido ao peso próprio do material empregado na câmara de escavação. Contudo, numerosas pesquisas assumem esta pressão de forma uniforme como uma forma de simplificação dos modelos numéricos (M. Huang et al., 2018; Y. Li et al., 2009; Panji et al., 2016; Ukritchon et al., 2017; Chengping Zhang et al., 2015). Por

este motivo, a análise da estabilidade da face do túnel considerando pressões de face não uniformes torna-se a principal motivação da presente pesquisa, visando obter resultados mais próximos da realidade.

Um dos maiores desafios da escavação com tuneladora é a presença de faces mistas onde se tem mais de um material com características significativamente diferentes. Nestes casos a tuneladora precisa de um tempo maior para fazer a escavação do material mais resistente podendo ocorrer a perda excessiva do material menos resistente trazendo o colapso da face.

Na literatura tem-se diferentes métodos de análises destinados aos problemas da instabilidade da face de escavação de túneis. Vários pesquisadores propuseram modelos matemáticos para a avaliação da estabilidade da face de escavação de túneis rasos e prever o comportamento da frente. Entre estes modelos estão: Davis et al. (1980), Mühlhaus (1985), Leca e Dormieux, (1990) e Mollon et al. (2009). Cada um destes métodos tem evoluído a partir do melhoramento dos seus antecessores, fazendo com que cada vez o modelo seja mais otimizado para a obtenção de resultados melhores e mais precisos. Os parâmetros de resposta obtidos pela aplicação destes métodos são a pressão a ser aplicada na face de escavação para que seja estável e a superfície de ruptura.

Devido à grande heterogeneidade dos solos e dos maciços rochosos, os métodos probabilísticos são amplamente utilizados na engenharia de túneis. Estes métodos possibilitam a prevenção de danos e riscos nas escavações.

Os métodos mencionados anteriormente serão aplicados nesta pesquisa visando a obtenção de uma análise mais completa da estabilidade de faces de túneis; trazendo como novidade a aplicação das pressões de face com aumento gradativo com a profundidade e a presença de faces mistas na escavação com tuneladora. Este cenário representa mais fielmente o que acontece na realidade sendo que a grande maioria dos trabalhos fazem análises mais simplificados.

## **1.2. Objetivos da pesquisa**

Para o desenvolvimento do presente trabalho foi planteado como objetivo geral a análise numérica tridimensional da estabilidade da face de túneis escavados com

tuneladoras tomando em consideração uma pressão de face não uniforme e um maciço estratificado.

Os objetivos específicos propostos são apresentados a seguir:

- Analisar a literatura relacionada com a temática do trabalho a fim de abordar as principais questões e problemáticas no marco teórico do estudo;
- Realizar a calibração dos modelos numéricos confeccionados com o software ABAQUS 3D®, mediante a comparação dos resultados com o Método Analítico de Mollon et al. (2009);
- Executar a análise numérica 3D visando a determinação da resposta do maciço (deslocamentos) e das pressões de face a serem aplicadas para manter a estabilidade da escavação, considerando três situações diferentes: (Modelo I) maciço estratificado com escavação num único estrato, (Modelo II) maciço estratificado com face composta por dois estratos similares e (Modelo III) maciço estratificado com face composta por dois estratos de propriedades resistentes diferentes;
- Analisar a probabilidade de falha do túnel para cada material que envolve a face de escavação mista mediante a aplicação de um método probabilístico baseado na propagação das incertezas dos parâmetros do solo.

### 1.3. Estrutura da tese

O presente trabalho é conformado por quatro capítulos fundamentais, os quais são brevemente descritos a continuação:

**Capítulo I:** contempla a introdução, problemática e os objetivos propostos na pesquisa, assim como uma breve descrição da conformação da tese.

**Capítulo II:** apresenta o estado da arte relacionado com a temática do trabalho e a descrição dos métodos de análise empregados na pesquisa.

**Capítulo III:** neste capítulo é apresentada a metodologia do trabalho detalhando os diferentes procedimentos que foram empregados, assim como um passo a passo das análises realizadas. Além disso são definidos neste capítulo as características e parâmetros dos modelos numéricos desenvolvidos.

**Capítulo IV:** apresenta a discussão dos resultados obtidos na pesquisa.

**Capítulo V:** são apresentadas as principais conclusões da tese e recomendações para futuros trabalhos.

**Capítulo VII:** por último, este capítulo apresenta as referências bibliográficas revisadas neste trabalho.

## 2 ESTADO DA ARTE

No presente capítulo serão apresentados diversos tópicos do estado da arte na construção de túneis com TBM, assim como os principais métodos de análise em dita área.

### 2.1. Classificação do colapso de túneis

As falhas ou colapsos na construção de túneis podem ter diversas causas, muitas vezes provenientes da combinação de fatores desfavoráveis para executar a escavação, como por exemplo condições geológicas adversas do maciço e a escolha inadequada do método de escavação. Uma classificação dos tipos de colapso foi dada por Seidenfuss (2006):

Colapso com afloramento (*daylight collapse*): ocorre comumente em túneis urbanos e rasos sendo causado pela erosão provocada pela água subterrânea. É facilmente identificado pela grande abertura causada na superfície do terreno como pode ser observado na Figura 2.1.



Figura 2.1 Colapso com afloramento. Munique, Alemanha 1994 (Seidenfuss, 2006).

Colapso subterrâneo (*Underground collapse*): É dividido em três subclassificações (1) colapso do teto (*stope*), (2) cavamento da parede lateral (*side-wall caving*) e (3) a ruptura da frente de escavação (*Heading hurrying on ahead of the driving*). Este tipo de colapso é pouco documentado mesmo sendo muito comum, ao contrário do colapso com afloramento pelo seu visível impacto na superfície. Um exemplo deste tipo de colapso é o colapso da parede de um túnel na Central de Queimado em Brasil, 2002, como pode ser observado na Figura 2.2.



Figura 2.2 Colapso subterrâneo de parede lateral (Seidenfuss, 2006).

Rock burst: Este tipo de colapso usualmente acontece em escavações profundas, mas pode ocorrer o caso em escavações pouco profundas. É dado pela explosão de fragmentos de rocha no interior do túnel, a qual é agravado à medida que se aumenta a profundidade de escavação pelo peso do material. Na Figura 2.3 pode ser observada uma exemplificação deste tipo de colapso.



Figura 2.3 Colapso por *rock burst* (He et al., 2012).

Entrada de fluxo de água: Este fenômeno traz problemas de instabilidade da face de escavação pelo alto poder erosivo gerado pela pressão de água infiltrada (Figura 2.4).

Ruptura do portal: Esta categoria de colapso é recorrente sendo que muitos dos problemas durante a escavação se encontram no portal. A falta de confinamento e as descontinuidades do maciço rochoso no portal são os principais responsáveis deste tipo de colapso. Um exemplo pode ser observado na Figura 2.5.



Figura 2.4 Entrada de fluxo de água durante a escavação do túnel (Chunsheng Zhang et al., 2016).



Figura 2.5 Ruptura do portal durante o terremoto de Wenchuan 2008 – Túnel de Longxi (Tsinidis et al., 2020).

## 2.2. Casos históricos de colapso de túneis

Ao longo da história do uso do espaço subterrâneo têm sido registrados numerosos casos de ruptura de túneis, muitos deles com consequências fatais e econômicas. No Anexo A do presente trabalho se encontram, em ordem cronológica, os casos de acidentes em túneis de todo o mundo que apresentaram colapso de face com as suas principais causas (Chan, 2015; Seidenfuss, 2006). Além disso podem ser encontrados os casos onde o colapso foi classificado como colapso com afloramento os quais muitas vezes têm estreita relação com o colapso de face. Cabe destacar que dentre os casos apresentados no Anexo A, os que correspondem ao colapso de face representam perto de um 35% do total de casos analisados (85 casos), evidenciando assim a incidência que tem este tipo de colapso na construção de túneis e a importância do seu estudo.

### 2.3. Métodos de escavação de túneis

Na escolha do método de escavação devem ser considerados vários fatores como as condições e parâmetros do maciço, prazos e níveis de segurança desejados assim como os efeitos ambientais, os quais incluem os movimentos induzidos pela escavação e suas consequências em estruturas e instalações próximas.

Nesta seção serão abordados de forma breve os diferentes métodos de escavação existentes, descrevendo mais em detalhe a escavação mecanizada que constitui o tema principal da presente pesquisa. Alguns dos métodos mais utilizados na engenharia de túneis são:

- Método *Tunnel Liner*: empregado para túneis circulares de pequeno e médio diâmetro (1,2 m a 5 m) e caracterizado pela escavação modular do solo e montagem simultânea do revestimento metálico do túnel sendo apropriado para túneis de pequeno diâmetro, tais como túneis de drenagem e de travessia. Este método oferece maior segurança ao operador na frente de escavação pela reduzida área exposta (ECO Túneis, 2020).
- Método de escavação convencional (NATM): O método de escavação convencional chamado NATM - *New Austrian Tunneling Method* (Novo Método Austríaco de Abertura de Túneis) sugere a utilização de um suporte otimizado, que deve possuir uma determinada flexibilidade, bem como ser instalado no momento oportuno. Segundo Assis (2002), a grande preocupação é a determinação do tempo ideal de instalação do suporte, procurando evitar a desagregação do maciço que pode acontecer uma vez que ultrapasse o tempo de autossustentação.

#### 2.3.1. Métodos de escavação mecanizada.

As máquinas de perfuração de túneis (*Tunnel Boring Machines* – TBMs pelas suas siglas em inglês), são muito utilizados em áreas urbanas com condições do solo desfavoráveis e de pouca resistência. O uso de tuneladoras possibilita uma construção rápida, eficaz e segura tendo em conta a estabilidade da face do túnel. Na Tabela 2.1 são apresentados 36 casos históricos de túneis escavados com tuneladoras em diversos tipos de solos e regiões no mundo. Os dados oferecidos em dita tabela foram coletados do trabalho de Zare Naghadehi et al. (2019) e complementados no site [www.urbanrail.net](http://www.urbanrail.net) (Schwandl, 2020).

Numa escavação com TBM, a face do túnel é suportada pelo mecanismo de corte da tuneladora e pela pressão exercida na câmara de escavação sendo fundamental a correta definição desta pressão na fase de projeto assim como a experiência do operador da máquina. Por outra parte as paredes do túnel são suportadas pelo *shield* e o revestimento final (Kim e Tonon, 2010). Na Figura 2.6 se esquematizam possíveis danos provenientes de instabilidade da Face de Escavação de um túnel com TBM, indo desde os custos de reparação dos pavimentos danificados e reabilitação das edificações existentes até ameaças para a vida.



Figura 2.6 Danos provocados pela instabilidade da face na escavação mecanizada.

(S. Zhou et al., 2020)

Tabela 2.1 Casos históricos de túneis escavados com TBM (Adaptado de Zare Naghadehi et al. (2019))

	Projeto (Ano*)	País	Geologia predominante
1	Metrô de Bangkok, linha azul (2004)	Tailândia	Argila mole de Bangkok
2	Metrô do Cairo, linha 3 (2009)	Egypto	Areia e argila siltosa
3	Túnel de drenagem da Cidade de México (2019)	México	Argila, areia siltosa, silte arenoso
4	Túnel de esgoto da Cidade de México (2019)	México	Silte arenoso, argila da Cidade de México
5	Metrô de Milan, linha 5 (2015)	Itália	Cascalho arenoso, areia siltosa
6	Metrô de Roma, linha C (2014)	Itália	Tufo arenoso e siltoso
7	Metrô de Turim, linha 1 (2006)	Itália	Areia e pedregulho
8	Metrô de Shangai, linha 2 (2011)	China	Argila e argila siltosa
9	Metrô de Shangai, linha 4 (2007)	China	Argila e argila siltosa
10	Metrô de Shangai, linha 11 (2009)	China	Argila e argila siltosa
11	Metrô de Shangai, linha 13 (2012)	China	Argila e argila siltosa
12	Metrô de Tianjin, linha 3 (2013)	China	Silte, argila, argila siltosa
13	Metrô de Tianjin, linha 9 (2012)	China	Silte, argila, argila siltosa
14	Metrô de Guangzhou, linha 3 (2018)	China	Areia siltosa
15	Metrô de Guangzhou, linha 7 (2016)	China	Argila siltosa
16	Metrô de Guangzhou, linha 9 (2017-hoje)	China	Areia siltosa
17	Metrô de Nanjing, linha 1 (2014)	China	Areia siltosa, argila siltosa
18	Metrô de Shenzhen, linha 2 (2020)	China	Argila, Areia de cascalho
19	Metrô de Chengdu, linha 1 (2018)	China	Argila siltosa, pedregulho arenoso
20	Metrô de Tabriz, linha1 (2020)	Iran	Areia siltosa, pedregulho
21	Metrô de Teerão, linha 2 (2010-hoje)	Iran	Pedregulho, areia siltosa
22	Metrô de Teerão, linha 4 (2012)	Iran	Pedregulho, pedregulho siltoso
23	Metrô de Teerão, linha 7 (2017)	Iran	Pedregulho arenoso, areia de cascalho, areia siliciosa, argila
24	Metrô de Shiraz, linha 1 (2020)	Iran	Argila, silte
25	Metrô de Ahvaz, linha 1 (2018)	Iran	Areia, argila, argila siltosa
26	Metrô de Karaj, linha 2 (2010)	Iran	Areia, argila
27	Túnel de Esgoto do Ontário (2020)	Canada	Argila arenosa
28	Transporte ferroviário ligeiro norte de Edmonton (2015)	Canada	Argila de Edmonton
29	Metrô de Frankfurt (2010)	Alemanha	Areia, argila de Frankfurt
30	Túnel de Steinhaldenfeld (2005)	Alemanha	Solo residual
31	Túnel de Westerschelde (2003)	Holanda	Argila, areia
32	Túnel de Heinenoord (1999)	Holanda	Areia, turfa, argila siltosa
33	Heathrow Trial Tunnel (1992)	UK	Pedregulho, argila de Londres
34	BART São Francisco (2020)	USA	Lama da Baía de São Francisco
35	Metrô de Washington, matriz C (1976)	USA	Areia siltosa, argila siltosa
36	Linha do Aeroporto de Changi (2002)	Singapura	Areia, Pedregulho, Argila siltosa

\*Refere-se à última atualização (construção ou extensão)

### 2.3.1.1. Princípio de funcionamento das TBMs para escavação em solo.

Existem vários tipos de tuneladora, cada uma com especificações diferentes em dependência do tipo de maciço a ser escavado. Seguidamente serão abordadas as máquinas empregadas na escavação em solo, o qual constitui o tema do presente trabalho.

A escavação em solo pode ser feita mediante as tuneladoras que empregam fluido (lama bentonítica ou água) para fazer a estabilização da face (*Slurry/Hydro Shield Pressure Balance*) ou as tuneladoras que utilizam o próprio solo escavado para fazer a pressurização (EPB - *Earth Pressure Balance*). O princípio de funcionamento de ambos tipos de TBMs é que as deformações podem ser significativamente reduzidas se a escavação ocorre fazendo uma pressurização da face do túnel. Uma boa precisão dos movimentos induzidos pelo tunelamento associada às pressões de face em solos moles é essencial para a segurança da escavação e das estruturas vizinhas (Zare Naghadehi et al., 2019).

A obtenção da pressão de face mínima necessária depende de vários fatores como: coesão, ângulo de atrito, permeabilidade do solo, o tipo de equipamento utilizado, a velocidade de escavação, diâmetro, cobertura, localização da linha freática e o peso unitário da lama ou do solo empregados para fazer a pressurização (Kim e Tonon, 2010). Uma representação esquemática do diagrama de pressões quando usadas estas tuneladoras pode ser observado na Figura 2.7.

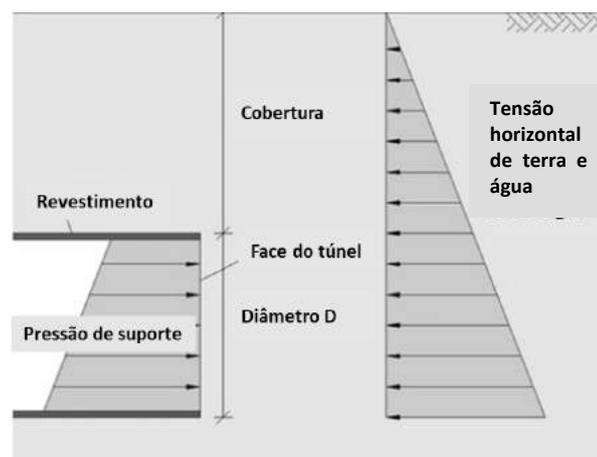


Figura 2.7 Diagrama de pressões (Idinger et al., 2011).

As tuneladoras de tipo EPB fazem uma pressurização da face por meio de uma mistura de espuma e/ou polímeros com o próprio solo escavado, com o objetivo de chegar à estabilidade equilibrando a pressão efetiva do solo e da água. Uma vez

atingido dito equilíbrio continua-se com o avanço da escavação, sendo que o volume de solo extraído é igual ao volume de solo na câmara de pressão (Pietro, 2008). A pressão na câmara de escavação é mantida pelo volume do material retirado controlado mediante a velocidade de rotação do transportador de resíduos da tuneladora (Figura 2.8). Estes tipos de tuneladoras representam mais de um 90% das produzidas no mundo que contemplam a pressurização da face (Zizka and Thewes, 2016).

As tuneladoras do tipo SS/HS (*Slurry/Hydro Shield Pressure Balance*) como dito anteriormente, têm o mesmo princípio de funcionamento: empregam um fluido para fazer a pressurização na face e garantir a estabilidade. É necessário monitorar a pressão na face e mantê-la no valor de referência previamente determinado, fazendo o seu controle por meio de pressão de ar comprimido como pode ser observado na Figura 2.9. Além disso é preciso controlar a quantidade de lama assim como conhecer as suas principais características (densidade, viscosidade, etc). Mediante a regulação do ar comprimido é possível esvaziar o *plenum* em vários níveis para realizar atividades de manutenção, como por exemplo trocar os discos de corte da tuneladora. Nestes casos o próprio ar comprimido é o responsável por manter a estabilidade na face de escavação (Guglielmetti et al., 2008).

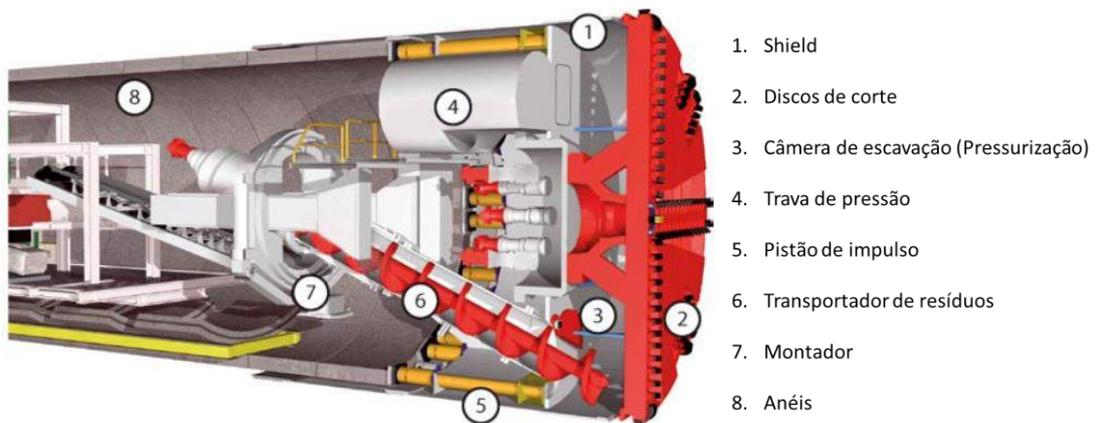


Figura 2.8 Sistema EPB (Pietro, 2008).

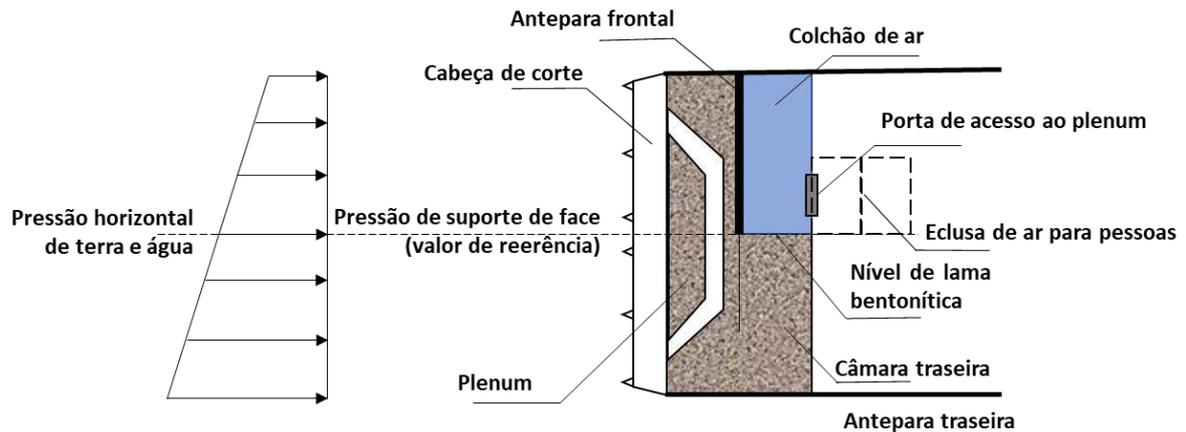


Figura 2.9 Representação esquemática de uma tuneladora tipo SS (Adaptada de (Guglielmetti et al., 2008)).

### 2.3.1.2. Escavação em faces mistas ou heterogêneas.

Diversos problemas podem-se apresentar ao utilizar as TBM, como por exemplo a presença de faces de escavação mista e/ou heterogênea na linha de escavação. Neste caso a tuneladora toma um tempo maior para cortar o material mais resistente e pode ocorrer a perda de um grande volume de material brando conduzindo a movimentos de terra excessivos (Vergara e Saroglou, 2017).

Em alguns casos a face do túnel é formada por camadas de solo com diferentes propriedades sendo classificada como face heterogênea (Eshraghi e Shokrollah, 2015; Javad et al., 2020; Zizka e Thewes, 2016). Contudo este tipo de formação geológica é definida também por alguns autores como face mista (Guglielmetti et al., 2008).

Segundo Vergara e Saroglou (2017), na literatura existe um amplo número de pesquisas focadas na análise do comportamento das TBM tanto em rocha como em solo. No entanto, apenas dois modelos de predição de comportamento têm-se desenvolvido no caso de túneis com faces de escavação mistas. Os autores expõem que a presença de dois ou mais materiais com características geotécnicas diferentes é um dos maiores desafios no tunelamento, podendo trazer problemas de instabilidade da face de escavação.

Pela sua parte, Tóth et al. (2013) definiram o termo de face mista como a presença de dois ou mais materiais na face de escavação do túnel, os quais apresentam propriedades geológicas significativamente diferentes que influenciam no

performance da TBM e o sistema de sustentação instalado. Os autores investigaram a influência de diferentes composições geológicas na face do túnel no desempenho da tuneladora, concluindo, através da análise estatística, que existe uma correlação direta entre as características da face e o avanço da TBM. Além disso, baseados em vários estudos, os autores ressaltam que a variabilidade das condições do solo pode causar problemas na estabilidade da face de escavação.

Os autores do trabalho anteriormente citado apresentam uma classificação do maciço em função da composição do mesmo:

- **Interfase Solo-Rocha (RSI pelas suas siglas em inglês):** é caracterizado pela presença de camadas de solo, residual ou produto do transporte, sobre camadas de rocha, como observado na Figura 2.10a. Nestes casos ao fazer o tunelamento é encontrado dois tipos de material (mole e duro). Exemplos deste tipo de solo (RSI) são os que apresentam áreas cársticas e minas preenchidas de material mole. A Interface Solo-Rocha é possivelmente o tipo de face mista mais frequente, apresentando problemas na escavação como a distribuição de forças na face do túnel;
- **Matriz de Solo-Pedregulho (BSM – *Boulder Soil Matrix*):** são encontrados na composição da face mista materiais como pedregulhos e pedras embebidos numa matriz de solo mole, como no caso de depósito de rios e granito degradado (Figura 2.10b). Nestes casos o tamanho dos blocos pode variar desde centímetros a metros. É muito comum encontrar na composição destes solos depósitos de aluvião onde rochas de diferentes tamanhos são rodeados por material arenoso e também rochas intemperizadas embebidas em solos residuais. Os principais problemas na escavação destes maciços são: deslocamentos de blocos de rochas, o solo danifica os cortadores o qual traz problemas na estabilidade da face de escavação e bloqueia a abertura da cabeça de corte. Por este motivo as TBMs são pouco utilizadas nestes tipos de maciço;
- **Solo Misto com Camadas de Rocha (LBR - *Layered-Banded Rock*):** é formado por um maciço de rocha em camadas com propriedades significativamente diferentes, geralmente rochas de origem sedimentário, zonas de falhas e intrusões moles ou duras na rocha homogênea, como observado na Figura 2.10c. Nestes tipos de maciços não apenas as propriedades dos materiais

escavados têm que ser consideradas, também é muito importante a orientação das camadas e das possíveis falhas existentes.

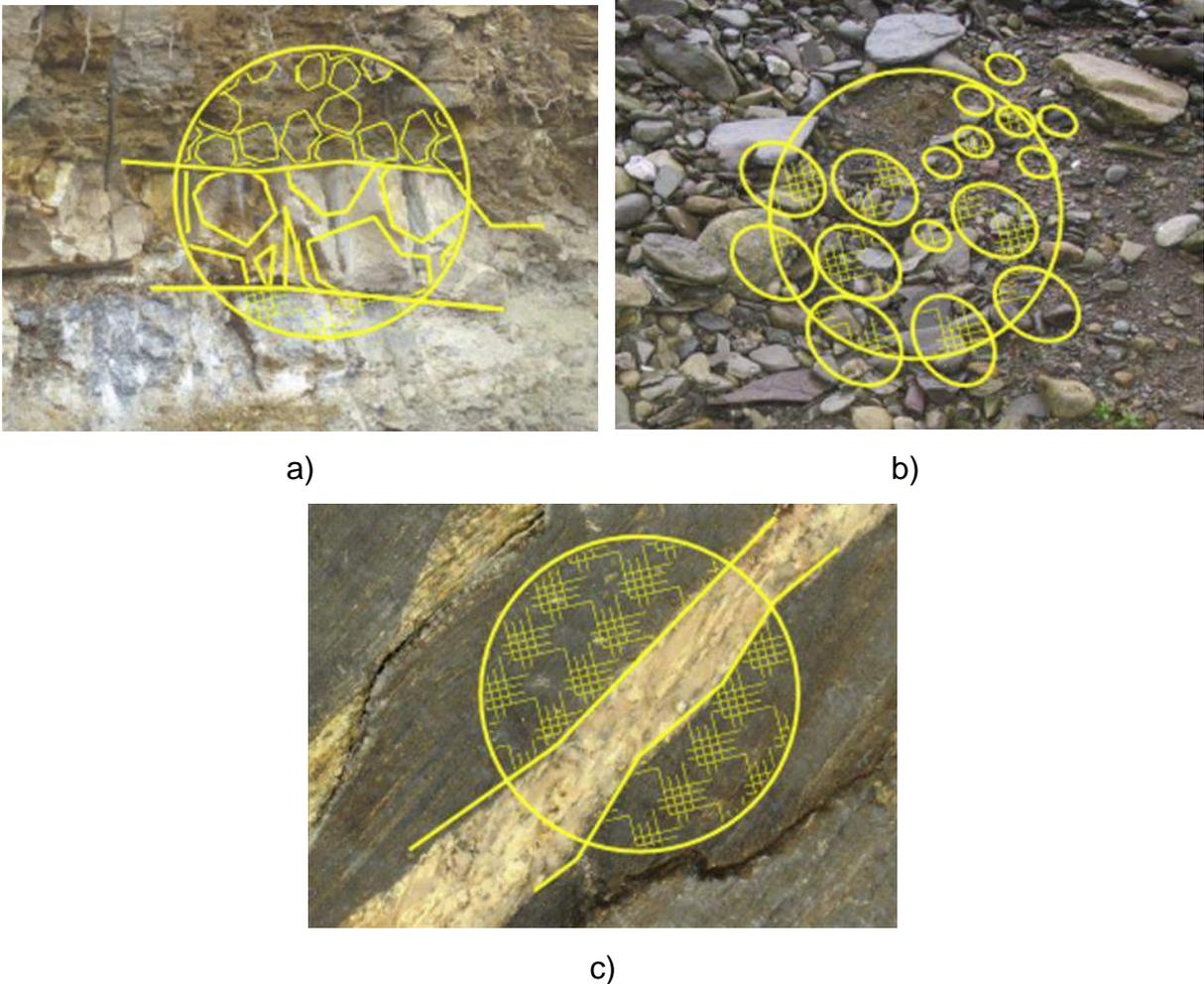


Figura 2.10 Tipologias do maciço, classificadas como a) Interfase Solo-Rocha, b) Matriz de Solo-Pedregulho, c) Solo Misto com Camadas de Rocha (Tóth et al., 2013).

Posteriormente, Hongsu et al. (2015) apresentaram três classificações de faces mistas a serem usadas na escavação com TBMs (Figura 2.11):

- Classe 1: solo estratificado formado por camadas rochosas, diques, falhas ou zonas de cisalhamento;
- Classe 2: solo ou material de preenchimento entre o solo e a rocha ou materiais intemperizados acima do leito rochoso;
- Classe 3: faces mistas com a presença de blocos rochosos e solo ou rochas intemperizadas isoladas misturadas com uma formação branda.

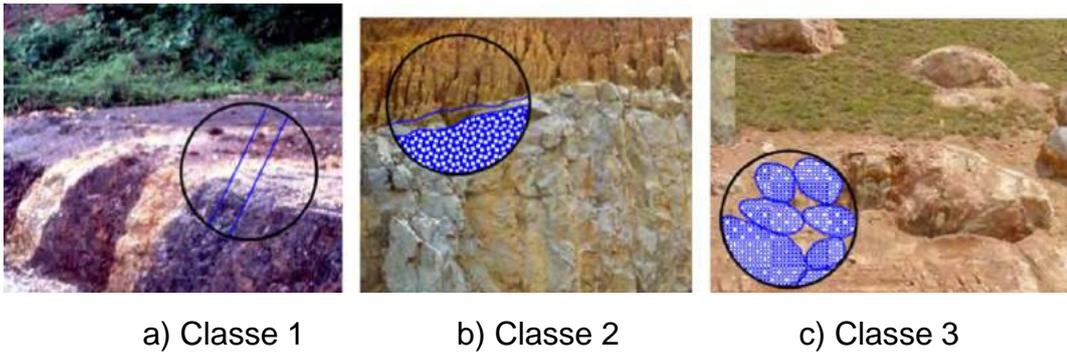


Figura 2.11 Classificação das faces mistas segundo Hongsu et al. (2015).

Vergara e Saroglou (2017) ressaltam que em condições de face mista, os cortadores da tuneladora exercem uma maior força nas partes mais resistentes da face do que nas partes menos resistentes. Isto resulta numa grande variabilidade de carregamento nos cortadores gerando assim o desgaste e falha dos mesmos.

Durante a escavação com TBMs em faces mistas, ocorre que o corte da máquina nas zonas mais resistentes absorve mais empuxo do que em zonas com estratos menos competentes, gerando assim uma pressão não uniforme na face. Sendo então que dita pressão junto com as constantes vibrações da tuneladora podem levar a problemas de instabilidade de face como são a sobre escavação das zonas menos resistentes e colapso do solo (Hongsu et al., 2015).

Outros problemas referidos à escavação em áreas urbanas utilizando TBM são mencionados no trabalho de Lambrugh et al. (2012) como por exemplo: tunelamento em solos soltos; escavação sob lençol freático; sobrecarga rasa; estruturas existentes na superfície do terreno ou no subterrâneo e objetos estranhos no solo como ancoragens, estacas pranchas etc.

Além disso, os autores destacam que movimentos no maciço podem ser desencadeados a partir de instabilidades da face de escavação provenientes de perdas de solo na face de escavação devido à pressão insuficiente da tuneladora, redução na pressão de suporte aplicada na face pelas atividades de manutenção na tuneladora assim como a presença de faces mistas.

## 2.4. Métodos para a avaliação da estabilidade da face de escavação

### 2.4.1. Métodos analíticos.

Vários métodos analíticos têm sido desenvolvidos para a avaliação da estabilidade da face de túneis. Todos eles são baseados no uso do Método do Equilíbrio Limite o qual oferece os limites superior e inferior da pressão limite a ser aplicada na face de escavação, usando enfoques cinemáticos e estáticos, respectivamente. A principal vantagem deste método é a sua simplicidade, é por isto que se mostra como alternativa para estudos de projetos preliminares (Ibrahim et al., 2015).

Na Tabela 2.2 estão listados os métodos analíticos usualmente utilizados para a determinação das pressões de face limite.

Tabela 2.2 Métodos analíticos na avaliação da estabilidade da face de escavação  
(Adaptado de Zare Naghadehi et al. (2019))

Ano	Autor	Descrição/Critério de ruptura*	Parâmetros							
			$\gamma$	$c$	$\varphi$	$D$	$H$	$W$	$E$	$3D$
1961	Horn	Cunha linear/ -	+	+	+	+	+	-	-	+
1966	Murayama et al.	Cunha espiral/ MC	+	+	+	+	+	+	-	-
1967	Broms & Bennermark	Empírico/ TRm	+	+	-	+	+	-	-	+
1977	Atkinson & Potts	Cavidade/ MC	+	-	+	+	-	-	-	-
1980	Davis et al.	Limite superior/ TR	+	+	-	+	+	-	-	+
1987	Krause	Metade de esfera, círculos parciais/ MC	+	+	+	+	-	-	-	-
1989	Mohkam & Wong	Análises variacional/ MC	+	+	+	+	+	+	-	+
1990	Leca & Dormieux	Blocos cônicos/ MC	+	+	+	+	+	-	-	+
1994	Jancsecz & Steiner	Cunha/ MC	+	+	+	+	+	+	-	+
1994	Anagnostou & Kovári	Cunha, infiltração estática/MC	+	+	+	+	+	+	-	+
1999	Belter et al.	Cunha, coluna de solo estratificado/ -	+	+	+	+	+	+	-	-
2001	Broere	Cunha multi-camada/ MC	+	+	+	+	+	+	-	+
2002	Vermeer et al.	Parâmetros de cisalhamento de solo drenado/ MC	+	+	+	+	+	-	-	-
2009	Mollon et al.	Blocos cônicos/ MC	+	+	+	+	+	+	-	+
2012	ZTV-ING	Forças efetivas de terra e água/ -	+	-	+	+	+	+	-	-
2016	Zizka and Thewes	Cunha deslizante/ MC	+	+	+	+	+	+	-	+

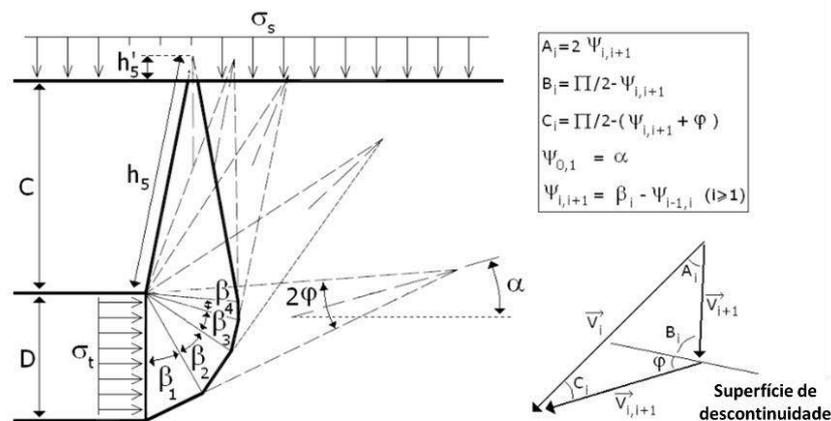
\*MC=Mohr-Coulomb; TR=Tresca

Como pode ser apreciado na Tabela 2.2, um dos critérios de ruptura mais utilizados nos métodos apresentados é o Mohr-Coulomb. Diversos autores afirmam que o Critério de Coulomb é o que melhor prevê o comportamento de falha do solo ou escoamento (Bishop, 1966; Britto e Gunn, 1987; Rocha, 2014).

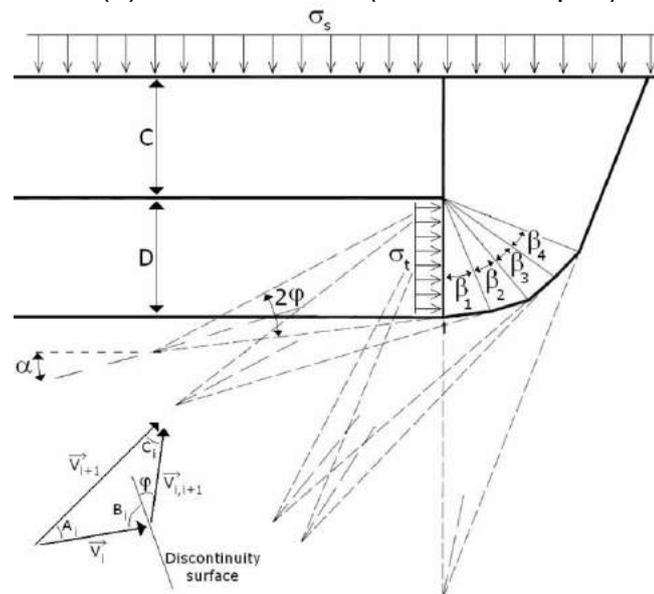
### 2.4.1.1. O Método Analítico de Mollon et al. (2009)

Mollon et al. (2009) propuseram um mecanismo de falha tridimensional multibloco com uma abordagem cinemática na análise limite e reavalia o mecanismo de dois blocos proposto por Leca e Dormieux (1990). Este método pode ser comparado satisfatoriamente com métodos numéricos.

Na Figura 2.12 estão representados os dois mecanismos de falha fundamentais empregados pelos autores, denominados MI (caso do colapso) e MII (caso do *blow-out*).



(a) Mecanismo MI (caso de colapso).



(b) Mecanismo MII (caso de blow-out).

Figura 2.12 Mecanismos de falha para a estabilidade de face (Mollon et al., 2009).

O mecanismo MI é denominado como ativo, pois os diferentes cones truncados se movimentam como corpos rígidos em direção ao interior do túnel. No caso de túneis muito rasos, localizados em solos pouco resistentes, pode acontecer que as pressões aplicadas na face do túnel sejam tão grandes que ocorra o colapso por *blow-out*, o

que define o comportamento “passivo” do mecanismo MII. Contrário ao mecanismo MI, o mecanismo MII sempre apresenta uma movimentação da massa do solo em direção à superfície do terreno.

Os mecanismos propostos pelos autores são compostos por  $n$  cones truncados com secção circular e ângulo de abertura igual a duas vezes o ângulo de atrito do solo ( $2\varphi$ ). Os cones truncados se movimentam como blocos rígidos com velocidades de diferentes direções colineares com os eixos dos cones que fazem o ângulo  $\varphi$  com as superfícies de descontinuidade cônica para respeitar a condição de normalidade exigida pela teoria da análise limite. Estes mecanismos são completamente definidos por cinco parâmetros angulares:  $\alpha$ ,  $\beta_1$ ,  $\beta_2$ ,  $\beta_3$  e  $\beta_4$ . A pressão última ( $\sigma_u$ ) no colapso e *blow-out*, quando o total de energia dissipada e o total de trabalho externo são equalizados, pode ser determinada mediante a seguinte:

$$\sigma_u = \gamma D N_\gamma + c N_c + \sigma_s N_s \quad \text{Equação 2.1}$$

Onde:

$N_\gamma$ ,  $N_c$  e  $N_s$ : Coeficientes adimensionais, que representam respectivamente o efeito do peso do solo, da coesão e do carregamento superficial.

$$N_\gamma = \sum_{i=1}^n [V_i/A_0 D \cdot v_i/v_1 \cdot \sin(\beta_i)/\cos(\beta_1)]$$

$$N_c = \sum_{i=1}^n [S_i/A_0 \cdot v_i/v_1 \cdot \cos(\varphi)/\cos(\beta_1)] + \sum_{i=1}^{n-1} [A_{i,i+1}/A_0 \cdot v_{i,i+1}/v_1 \cdot \cos(\varphi)/\cos(\beta_1)]$$

$$N_s = A'_n/A_0 \cdot v_n/v_1 \cdot \sin(\beta_n)/\cos(\beta_1)$$

Onde:

$V_i$  Volume dos blocos;

$v_i$  velocidade dos blocos;

$v_{i,i+1}$  velocidade entre dois blocos;

$A_0$  superfície da face do túnel;

$A_{i,i+1}$  área de contato entre dois blocos;

$A'_n$  possible área de interseção do último bloco superior com a superfície do solo;

$\beta_i$  inclinação da velocidade do bloco respeito ao eixo longitudinal do túnel;

A derivação do cálculo geométrico e cinemático das pressões de colapso e blow-out podem ser encontradas no trabalho de Mollon et al. (2010).

#### 2.4.2. Modelagem numérica em escavações com TBM

Segundo Lambrughi et al. (2012) a modelagem de escavações mecanizadas teve seus inícios nos anos 80 nos trabalhos de Rowe et al. (1983) e Rowe e Kack (1983). A partir destes trabalhos vários autores trabalharam estas temáticas comparando os resultados com medições *in situ* e validando os modelos numéricos a partir dos modelos de centrífuga.

Existem alguns aspectos importantes na escavação de túneis que podem ser simulados apenas com a utilização da modelagem 3D, os quais são (Lambrughi et al., 2012b):

- Comportamento da frente de escavação.
- Arqueamento 3D.
- Assentamento longitudinal do túnel.
- Levantamentos na superfície do terreno produto da aplicação de altos valores de pressão na face.

Os autores desenvolveram um modelo (Figura 2.13) correspondente a várias seções do metrô de Madrid, detalhando todos os elementos envolvidos na escavação: *shield*, revestimento de concreto do túnel, pressão de face aplicada etc. Foram empregados os modelos constitutivos de Mohr Coulomb, Elástico – Linear e Cam – Clay para determinar qual deles oferecia os melhores resultados em relação às medições *in situ*. O modelo Modificado Cam-Clay teve perfeita concordância com os dados reais da obra.

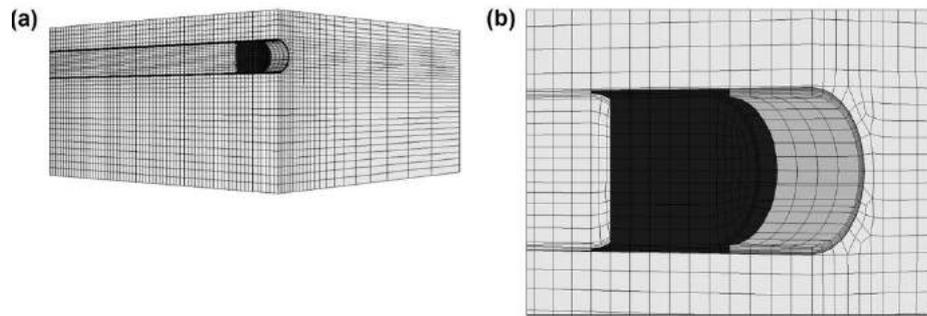


Figura 2.13 Modelo numérico utilizado na modelação de seções do metrô de Madrid  
 a) Malha de elementos finitos; b) Vista detalhada da seção de escavação  
 (Lambrughi et al. 2012).

O suporte da face foi modelado como uma pressão uniformemente distribuída com valor igual à pressão atingida na câmara de escavação. Neste trabalho não foi considerado o incremento linear da pressão com a profundidade. Este fato também acontece em numerosos estudos anteriores os quais afirmam que a construção de túneis tomando em consideração uma pressão de estabilização da face de acordo ao aumento linear da pressão de terra com a profundidade, provoca um alto consumo de tempo e custo no projeto. Por este motivo muitas vezes é assumida uma pressão de face regular como uma forma de simplificação dos modelos numéricos (M. Huang et al., 2018; Y. Li et al., 2009; Panji et al., 2016; Ukritchon et al., 2017; Chengping Zhang et al., 2015).

Kim e Tonon (2010) utilizaram o método dos elementos finitos para investigar o efeito do diâmetro do túnel, a relação C/D (cobertura/diâmetro), o coeficiente de empuxo lateral do solo e parâmetros de resistência do solo na face de escavação para a condição drenada. O trabalho considerou a presença de uma membrana na face para evitar a infiltração de lama no maciço. A Figura 2.14 mostra a distribuição de pressões na face de escavação neste estudo, a qual foi determinada pela diferença de pressões entre o teto e a base do túnel devido ao peso próprio da lama na câmara de pressurização da tuneladora. Por meio de diversas simulações, os autores apresentaram como resultado uma equação para determinar a pressão de face mínima em função dos parâmetros avaliados. Os resultados desse estudo mostraram boa concordância quando comparados com os métodos analíticos disponíveis na literatura.

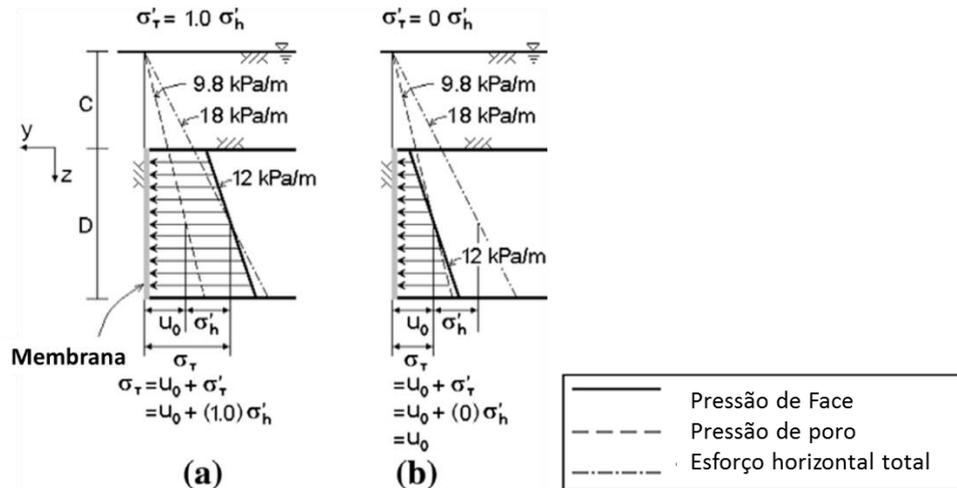


Figura 2.14 Distribuição de pressões na face do túnel segundo Kim e Tonon (2010):

a)  $\sigma'_T = \sigma'_h$ ; b)  $\sigma'_T = 0$ .

Katebi et al. (2015) empregaram o software de elementos finitos ABAQUS 3D para modelar a escavação do metrô de Tabriz em Irã, e avaliar o efeito da estratificação do solo, das construções superficiais existentes e a profundidade do túnel, tendo em consideração a utilização de uma tuneladora do tipo EPB. Para a modelagem do *shield* da tuneladora foram empregados elementos do tipo *shell* considerando que apresenta um comportamento elástico – linear.

Segundo os autores, a pressão de face aplicada pode ser calculada pelos seguintes métodos:

1. Recomendações do *Dutch Centre Underground Bowen* (COB).
2. Norma Alemã – DIN4085.
3. Método de Jancsecz & Steiner.

De acordo ao COB, a pressão de face é definida pela Equação 2.2, sendo o seu valor ligeiramente maior que a pressão ativa do solo.

$$\sigma_T = k_a \times \sigma'_v - 2c\sqrt{k_a} + k_a \times q + u + 20 \text{ kPa} \quad \text{Equação 2.2}$$

Onde  $\sigma'_v$  é a pressão vertical efetiva,  $c$  é a coesão do solo,  $q$  é o carregamento na superfície do terreno,  $u$  é a poropressão e  $k_a$  é o coeficiente de empuxo ativo. Além disso é considerado um valor adicional de 20 kPa produto do passo de veículos na superfície.

Segundo a Norma Alemã DIN4085, a pressão de face é determinada pela Equação 2.3.

$$\sigma_T \geq 1.5 \times \mu \times (k_a \times \sigma'_v - 2c\sqrt{k_a} + k_a \times q) + 10.5 \times \mu \quad \text{Equação 2.3}$$

Onde o coeficiente  $\mu$  é dependente da profundidade da escavação.

O terceiro método citado, Jancsecz e Steiner (1994), teve em conta o arqueamento do solo acima da TBM e expressa os resultados na forma de um coeficiente de empuxo de solo tridimensional.

Utilizando estes métodos foram determinadas as pressões de face requeridas na parte superior do túnel e posteriormente calculado o incremento gradual da pressão com a profundidade de acordo aos materiais na câmara de escavação da TBM. A modelagem do processo de escavação foi feita por *steps* (passos) tendo em consideração a aplicação e instalação do revestimento do túnel e injeções de argamassa. Na Figura 2.15 são apresentados os três *steps* principais utilizados no estudo. Os resultados mostraram que os parâmetros estudados têm efeitos consideráveis sobre as cargas de revestimento.

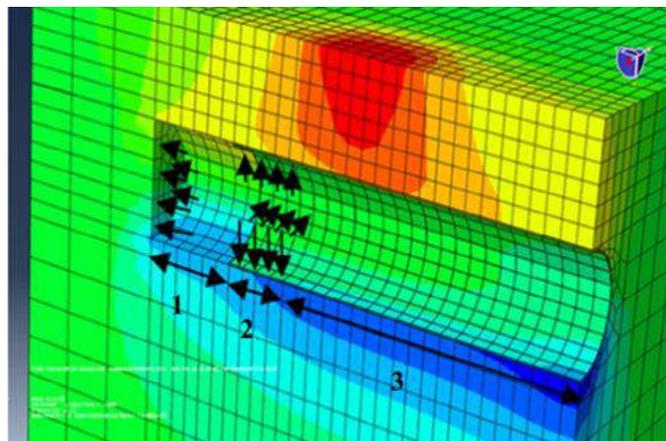


Figura 2.15 Exemplo de *steps* considerados na modelagem do processo de escavação de um túnel (parte 1) – *Shield* ou escudo da TBM; (parte 2) – Instalação do revestimento e injeções; (parte 3) – Revestimento colocado e argamassa endurecida (Katebi et al., 2015).

Zou et al. (2019) estudaram o efeito da não homogeneidade e da saturação do solo na estabilidade da frente de escavação. Baseados no modelo de Mollon et al. (2011) os autores incorporaram no seu trabalho a variação vertical da coesão, do ângulo de

atrito e as poropressões obtidas através do FLAC<sup>3D</sup>, para a obtenção das pressões de face limites no caso de um solo composto de duas camadas diferentes. Os resultados das pressões de colapso foram comparados com os obtidos mediante soluções existentes na literatura. Além disso os autores analisaram a influência da posição da interfase entre as camadas de solo na obtenção das pressões de face limite. Na Figura 2.16 pode ser observado uma esquematização do problema tratado.

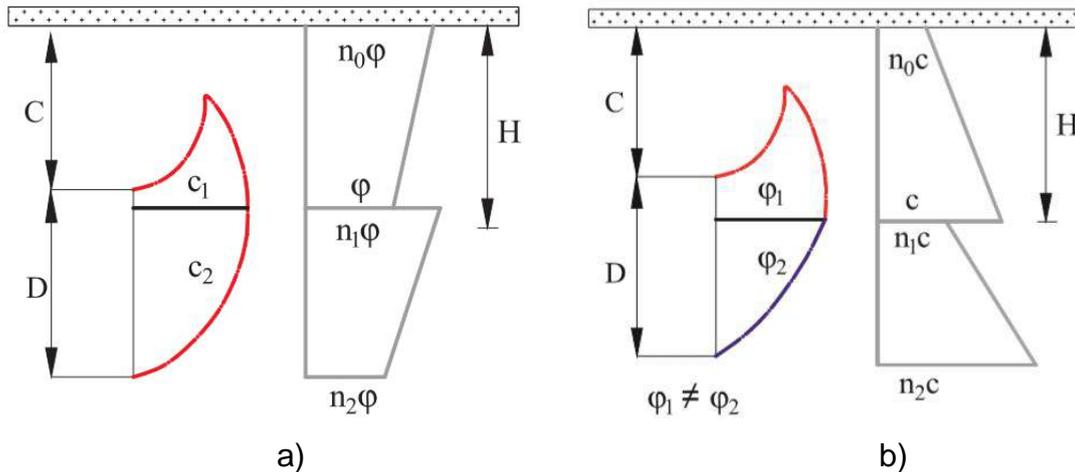


Figura 2.16 Esquematização do problema analisado por Zou et al. (2019). a) Variação da coesão; b) Variação do ângulo de atrito.

Além disso estes autores estudaram o caso particular da linha 9 do metrô do Shenzhen na China onde foram empregadas tuneladora tipo EPB para fazer a escavação. Na Figura 2.17a pode ser observado o modelo empregado na simulação numérica e a esquematização da pressão na face de escavação adotada dos autores Anagnostou e Perazzelli (2013), os quais definiram um incremento gradual desta pressão com a profundidade. Na Figura 2.17b,  $G$  é o gradiente da pressão de suporte da face calculado como  $\gamma_m - \gamma_w$  onde  $\gamma_m$  é a densidade do material escavado. No final do estudo, os resultados demonstraram a grande influência nos projetos de túneis da presença de uma camada fraca inserida entre duas camadas mais resistentes.

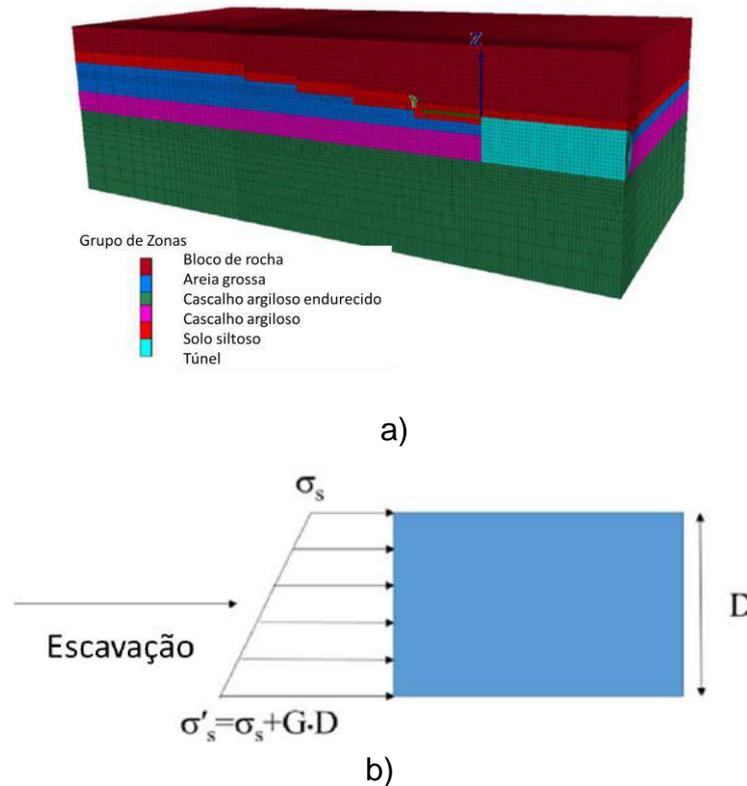


Figura 2.17 Estudo da linha 9 do metrô do Shenzhen na China usando software FLAC<sup>3D</sup> a) Simulação do Maciço b) Pressão de face (Zou et al., 2019).

Ring e Comulada (2018) desenvolveram um modelo numérico 3D para representar o processo de escavação com TBM da linha 4 do metrô de Rio de Janeiro. Os autores aplicaram o conhecido método *step-by-step*, onde a tuneladora avança através de um modelo de elementos finitos estacionário. Os resultados obtidos mediante este método foram comparados com a análise analítica de equilíbrio limite assim como com dados do monitoramento da escavação, mostrando-se eficiente para a definição prática das pressões da TBM. Além disso, os autores demonstraram que o modelo desenvolvido ofereceu vantagens em termos da precisão dos resultados e do tempo para a geração e cálculo do modelo.

Foram consideradas três pressões no processo de escavação como apresentado na Figura 2.18: pressão de face  $p_1$ , pressão ao longo do shield  $p_2$  e a pressão da injeção da calda de cimento  $p_3$ . No caso da pressão de face foi considerado um incremento gradual desde o teto do túnel até o piso de 0,14 bar/m, ou seja 14 kN/m<sup>3</sup> considerando que 1 bar é igual a 100 kPa.

O lençol freático está localizado a 12,2 m do teto do túnel portanto foram contempladas as pressões da água subterrânea as quais atuam diminuindo as pressões exercidas pela TBM como se mostra na Figura 2.19.

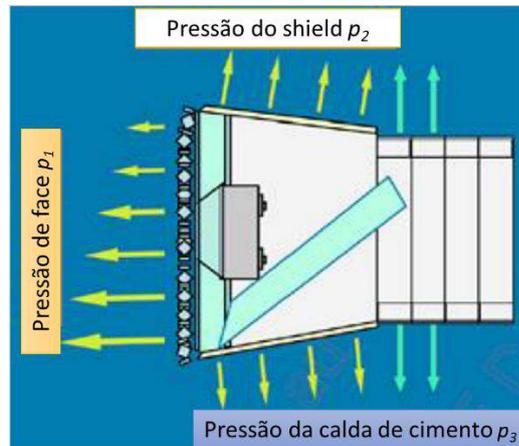


Figura 2.18 Pressões da TBM no processo de escavação (Ring e Comulada, 2018).

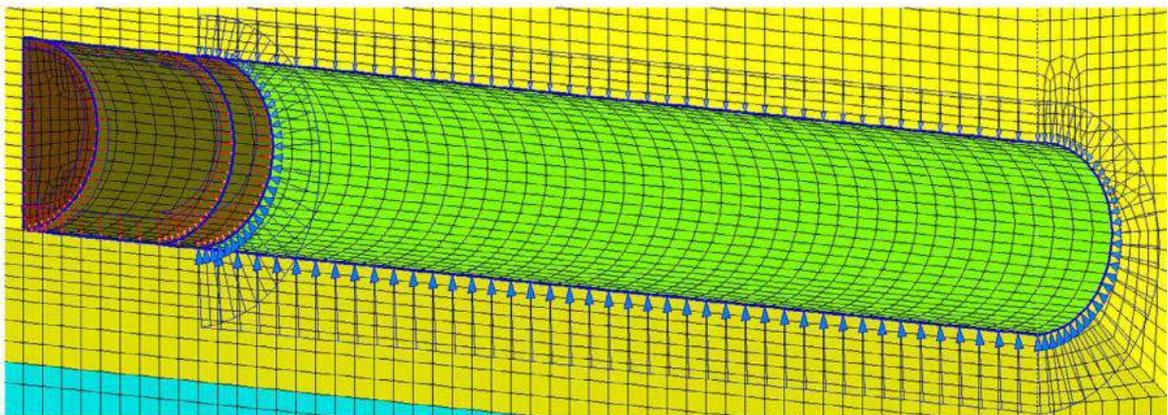


Figura 2.19 Pressões da TBM e da água subterrânea aplicadas na modelação da linha 4 do metrô de Rio de Janeiro (Ring and Comulada, 2018).

#### Dados do perfil do solo do metrô do Rio de Janeiro.

A linha 4 do metrô do Rio atravessa os distritos de Ipanema e Barra da Tijuca com um comprimento total de 13,5 km (Schwandl, 2020). Os primeiros 430 m e os últimos 135 m do tramo Ipanema – Leblon foram escavados em gnaiss duro e abrasivo e condições de face mista. O trabalho de Ring e Comulada (2018) foi focado no trecho do meio (2655 m), apresentando-se uma escavação em areia. Para realizar a escavação satisfatoriamente, tendo em conta as condições do maciço (rocha, solo e faces mistas), foi utilizada uma tuneladora do tipo EPB híbrida de diâmetro de 11,53m.

### 2.4.3. Métodos Probabilísticos

A teoria das probabilidades foi introduzida na Engenharia Geotécnica na década de 70 sendo que desde então numerosos trabalhos têm sido abordados com um enfoque probabilístico nas mais diversas áreas como são (National Research Council, 1995):

- Avaliação natural do risco;
- Engenharia de rochas, como no uso na mineração;
- Deslizamentos de terra;
- Desempenho de fundações;
- Projeto de túneis etc.

Dada a grande variabilidade do solo e os maciços rochosos, as mudanças nas condições ambientais e as incertezas na previsão do desempenho de uma determinada estrutura a partir do modelo geotécnico faz com que lidar com a incerteza seja fundamental para a Engenharia Geotécnica.

Na Engenharia Geotécnica a incerteza significativa para o desenvolvimento da análise de problemas está relacionada com a variabilidade inerente do solo para a estimação das propriedades do mesmo (Ang e Tang, 1975). Segundo Uzielli et al. (2006) na literatura os termos variabilidade e incerteza são usualmente intercambiados devido à sua estreita relação conceitual. Sendo assim os autores definem variabilidade como uma perceptível manifestação de heterogeneidade de um ou mais parâmetros físicos e/ou processos. Enquanto o termo incerteza refere-se à decisão ou necessidade de reconhecer e direcionar a variabilidade observada em um ou mais propriedades do solo de interesse.

A variabilidade geotécnica resulta de três fontes fundamentais de incerteza: variabilidade inerente, erros de medição e a transformação da incerteza. A variabilidade inerente do solo pode ser descrita pelo Coeficiente de Variação (CoV) e é proveniente do processo geológico natural do solo o qual modifica continuamente a massa de solo in situ. Os erros de medição são gerados devido ao equipamento utilizado, o operador e o efeito dos testes aleatórios. A transformação da incerteza refere-se quando as medições feitas no campo são transformadas na conceição das propriedades do solo utilizando modelos empíricos ou outros modelos de correlação (K.-K. Phoon e Kulhawy, 1999a).

O Coeficiente de Variação (CoV) é utilizado para estabelecer uma estimação estatística realista da variabilidade das propriedades do solo definindo assim

diferentes cenários, podendo ser eles classificados como otimistas, pessimistas ou neutrais. Alguns exemplos de CoV das propriedades do solo podem ser encontradas na Tabela 2.3.

Tabela 2.3 Coeficientes de variação para alguns parâmetros do solo (Adaptada de Franco (2019)).

Propriedade	u.m	Tipo de Solo	COV (%)	Referência
Peso Específico	$\gamma$ ( $kN/m^3$ )	Argila e Silte	< 10	Uzielli et al. (2006) Assis (2002)
Coesão	$c$ ( $kPa$ )	-	20-80	Assis (2002) Baecher e Christian (2003)
Ângulo de fricção	$\varphi$ ( $^\circ$ )	Argila e areia	5-15	Baecher e Christian (2003) Uzielli et al. (2006)
Módulo de Young	$E$ ( $MPa$ )	-	10-30	Mollon et al. (2013) Baecher e Christian (2003)
Coeficiente de consolidação	$C_v$	-	33-68	Uzielli et al. (2006)
Resistência ao cisalhamento não drenada	$C_u$ ( $kPa$ )	Argila	20-55	Uzielli et al. (2006)
Coeficiente de empuxo no repouso	$k_0$	Argila	40-75	Phoon e Kulhawy (1999b)
Coeficiente de Permeabilidade	$K$ ( $m/s$ )	Todos os tipos	200-300	Baecher e Christian (2003)

Na Geotecnia as incertezas são descritas pelas funções de densidade de probabilidade (PDF pelas suas siglas em inglês). Esta função descreve a probabilidade relativa que uma variável aleatória tem de adotar um determinado valor dentro de um conjunto de valores.

Uma distribuição normal é comumente utilizada para computar a PDF por exemplo quando o engenheiro acredita que os valores medidos no campo correspondem a valores mais realistas e neste caso o histograma de PDF tem a forma de uma campana simétrica, como se mostra na Figura 2.20 (National Research Council, 1995). Franco (2019) sumarizou os diferentes tipos de distribuição utilizadas no campo da Geotecnia baseado em diferentes trabalhos encontrados na literatura (Tabela 2.4).

Existem vários métodos para a estimação da PDF, entre eles:

- o método dos momentos (MoM);

- o método da máxima probabilidade (MML);
- o método dos mínimos quadrados (MLS);
- o método de estimativa Bayesiana (BEM) e
- o método dos momentos de pesos probabilísticos (PWM).

Uma descrição detalhada dos métodos mencionados acima pode ser encontrada em livros como: Ang e Tang (1975) e Uzielli et al. (2006).

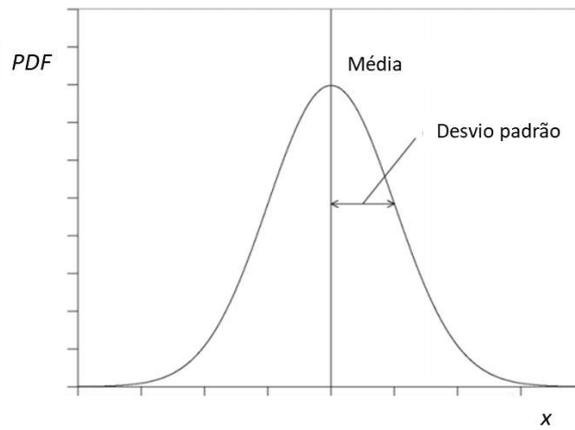


Figura 2.20 Distribuição normal da função de densidade de probabilidade (PDF).

Os métodos probabilísticos de propagação das incertezas procuram estimar a resposta estatística de um sistema dada a descrição probabilística dos parâmetros de entrada e as características do sistema. Nestes métodos um modelo computacional na forma de uma equação rege o comportamento do sistema. Dentre os métodos disponíveis de propagação das incertezas estão métodos simplificados como o Método de Confiabilidade de Primeira e de Segunda Ordem (FORM e SORM pelas suas siglas em inglês respectivamente), métodos baseados na simulação de Monte Carlo, métodos de superfície de resposta e método de elementos finitos estocásticos (Huang et al., 2009).

Estes métodos são amplamente utilizados na Engenharia Geotécnica devido à grande heterogeneidade e complexidade relacionada às propriedades resistentes dos solos. Com o emprego destes métodos é possível prevenir danos assim como avaliar riscos nos projetos de engenharia (S. Zhou et al., 2020).

Segundo Huber (2013), devido à grande quantidade de métodos probabilísticos existentes, estes podem ser classificados como apresentado na Figura 2.21.

Tabela 2.4 Referências de aplicação da PDF no campo da Geotecnia (Adaptada de Franco (2019))

Tipo de PDF	Referência	Método de estimação da PDF	Campo
Beta	Al-Homoud and Tahtamoni (2001) Bhattacharya et al. (2009)	MoM	Estabilidade de taludes
Exponencial	Li et al. (2012) Chen et al. (2016)	MME MoM	Estabilidade de taludes
Gama	Miranda (2007) Kulatilake et al. (1993)	MBE MoM	Mecânica das rochas
Pareto generalizada	Teena et al. (2012) Vivekanandan (2015)	PWM MLM	Offshore Diques
Gumbel	Low and Phoon (2002) Risi et al. (2013)	MoM	Fundações Diques
Lognormal	Mollon et al. (2013a) Miro et al. (2015)	MML	Escavação de túneis
Normal	Cecílio Jr et al. (2014) Miro et al. (2015)	MoM MML	Escavação de túneis
Weibull	Scheffer et al. (2016) Lin et al. (2016)	MoM	Escavação de túneis Geossintéticos

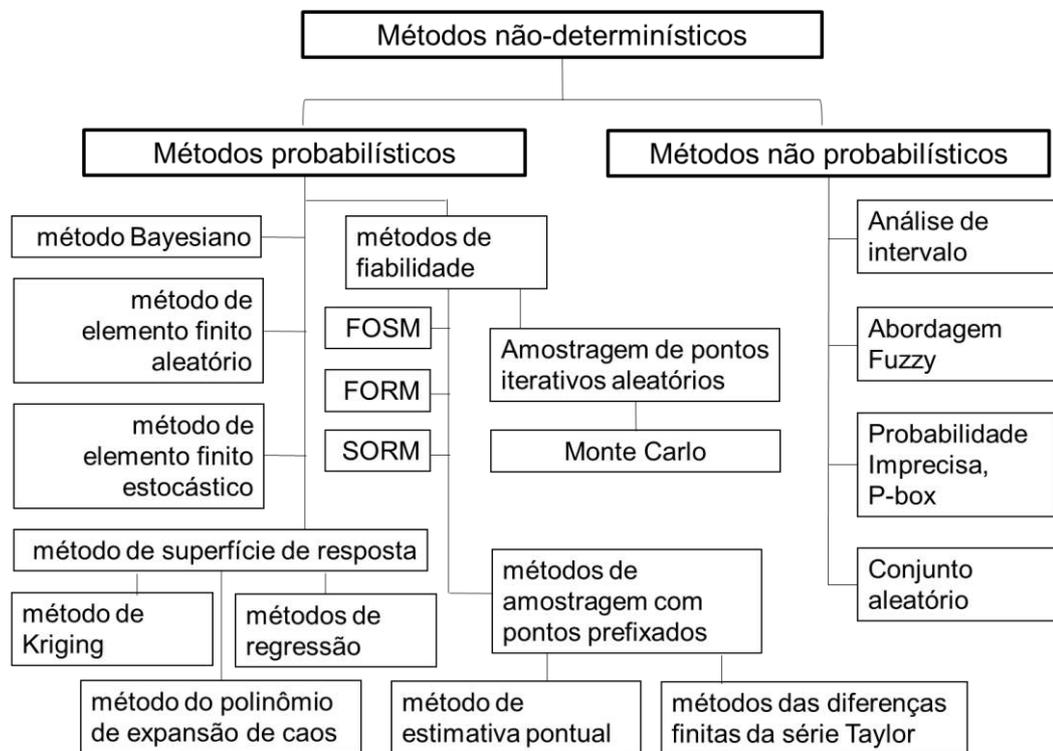


Figura 2.21 Classificação dos métodos não determinísticos (Adaptado de Huber (2013)).

Os métodos de Monte Carlo, FOSM (Método de Primeira Ordem e Segundo Momento), FORM (Método de Confiabilidade de Primeira Ordem), SORM (Método de Confiabilidade de Segunda Ordem), Método das Diferenças Finitas da Série da Taylor e o Método de Estimativa Pontual podem ser aprofundados na literatura (Assis, 2002b; Baecher e Christian, 2003; Huber, 2013; K. . Phoon e CHING, 2015). Na presente pesquisa foram empregados os métodos de Monte Carlo e Polinômio de Expansão de Caos os quais serão abordados mais detalhadamente ainda nesta epígrafe.

Na literatura podem ser encontrados uma grande quantidade de trabalhos onde são empregados muitos dos métodos apresentados na Figura 2.21 na engenharia de túneis. Tal é o caso dos trabalhos de Li et al. (2016), Zhou et al. (2018), Z. e L. (2018) os quais empregaram o método de superfície de resposta para avaliar a estabilidade da escavação de túneis. Wang et al. (2016) propuseram uma estrutura de modelação geológica estocástica para avaliar a incerteza estratigráfica na escavação de um túnel com TBM.

Segundo Mollon et al. (2009) a análise probabilística na avaliação da estabilidade da face do túnel é mais racional que a determinística pois têm em conta as incertezas nos parâmetros de entrada. Na literatura podem ser encontrados numerosos trabalhos com abordagem probabilística na avaliação da estabilidade da face de escavação de túneis (Cheng et al., 2019; Mollon et al., 2013; Mollon et al., 2013; Mollon et al., 2009; Zhou et al., 2020; Eshraghi and Shokrollah, 2015; Feng e Zhang, 2021, Arash e Shokrollah, 2015; H.-Z. Cheng et al., 2019b; Cheng, 2020; H. Cheng et al., 2019; Liu et al., 2021, 2018; Pan e Dias, 2017).

#### 2.4.3.1. O Método de Monte Carlo (MC)

O método de Monte Carlo é a abordagem probabilística mais robusta requerendo um grande número de chamadas provenientes dos métodos determinísticos, em especial ao se tratar de pequenos valores de probabilidade de falha (por exemplo aproximadamente 1000000 amostras para uma probabilidade de falha de  $10^{-5}$ ) (Mollon, Dias, et al., 2011a). Este método permite a propagação das incertezas a partir dos dados de entrada às saídas do modelo determinístico para calcular a função de densidade de probabilidade PDF.

A função de densidade de probabilidade é obtida para cada variável dependente através da simulação sucessiva de várias combinações aleatórias das variáveis de

entrada definidas  $X = X_1, X_2, \dots, X_n$ . O que significa que para cada  $X_i$  pode ser obtida a sua PDF. Portanto para cada simulação, um particular conjunto de valores das variáveis de entrada aleatória  $X_i$ , gerada aleatoriamente, é usado para obter um correspondente valor da variável dependente  $F_i$ . Os conjuntos de valores obtidos após completar o processo de simulação são usados para definir a função de densidade de probabilidade de  $F$  como se mostra na Figura 2.22. Em alguns casos algumas variáveis são consideradas como determinísticas mantendo-se constantes no processo de simulação.

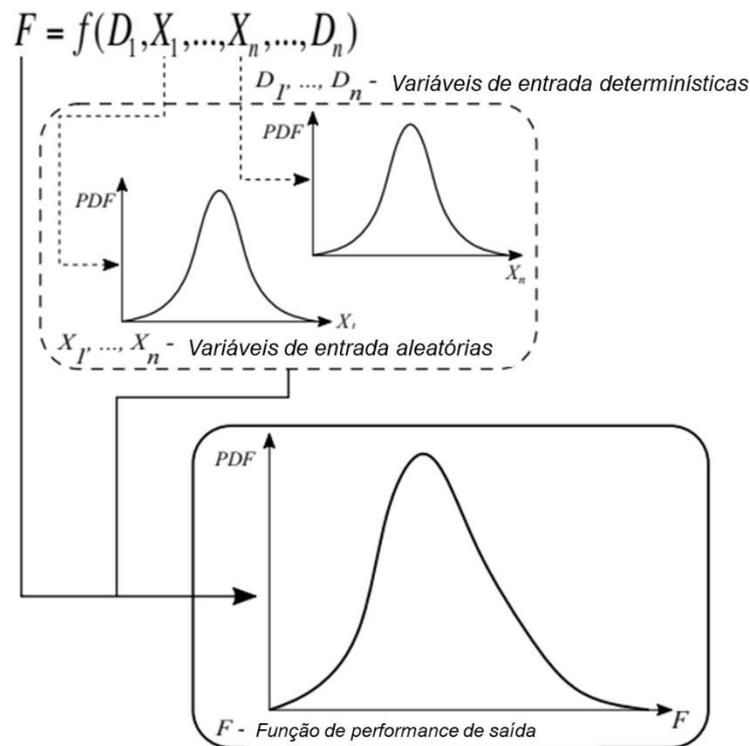


Figura 2.22 Esquemática do funcionamento do Método de Monte Carlo (Assis, 2002b).

Segundo Assis (2002) a principal vantagem do MC é a sua precisão pois consegue obter a PDF completa da variável dependente. Sua principal desvantagem é o longo período de tempo empregado para realizar o grande volume de ensaios para cada simulação, especialmente ao se tratar de análises que envolvem modelos com Elementos Finitos.

Na literatura têm numerosos trabalhos que empregam este método nos estudos de obras subterrâneas, vários deles visando a análise da estabilidade da face de

escavação (Mollon et al., 2009, 2013b, 2013a; S. Zhou et al., 2020). Neste sentido o MC permite estimar a probabilidade de falha ao executar repetidamente um modelo determinístico com diferentes conjuntos de parâmetros de entrada e depois contar as amostras que pertencem ao domínio de falha. Para cada amostra a resposta do sistema é calculada, sendo que a probabilidade de falha é dada por: (Mollon et al., 2009)

$$\tilde{P}_f = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N I(x_i) \quad \text{Equação 2.4}$$

onde  $N$  é o número de amostras,  $I(x) = 1$  se  $G(x) \leq 0$ , sendo  $G(x)$  a função de comportamento do sistema. A falha no sistema então ocorre sempre que  $G(x) \leq 0$  e uma zona segura é dada quando  $G(x) > 0$  (Peng et al., 2017).

De uma forma geral a probabilidade de falha da face do túnel é definida como global no caso que a falha apresente colapso e *blow-out* (Mollon et al., 2013b).

O Coeficiente de Variação (CoV) para avaliar a convergência no MC é calculado pela Equação 2.5:

$$CoV(P_f) = \sqrt{\frac{1-P_f}{N_{MC}P_f}} \quad \text{Equação 2.5}$$

onde  $N_{MC}$  é o tamanho da amostra de Monte Carlo.

#### 2.4.3.2. Metodologia de superfície de resposta baseada na colocação estocástica (CSRSM)

Como comentado anteriormente, o método probabilístico de MC permite obter a propagação das incertezas dos parâmetros de entrada, através de um modelo determinístico para computar a PDF e/ou a probabilidade de falha do sistema. No entanto este método requer um grande número de chamadas do modelo determinístico, sendo aproximadamente de 100000 de amostras para uma boa acurácia de probabilidades de falha da ordem  $10^{-5}$ .

Este grande volume de amostras é muito difícil de alcançar com os métodos numéricos determinísticos, como os derivados do MEF, devido à grande demanda de tempo e custo computacional. Para dar solução a esta limitação, um poderoso método probabilístico chamado Metodologia de Superfície de Resposta Baseada na Colocação Estocástica pode ser usado (Mollon et al., 2013a). Este método envolve a

propagação das incertezas dos parâmetros de entrada através de um modelo computacional para chegar a um vetor de saída aleatório (Houmadi et al., 2012; S. . Huang et al., 2009). O método CSRSM substitui o complexo modelo numérico determinístico por um chamado meta-modelo (uma função analítica dos parâmetros de entrada) e executa a análise probabilística de MC neste meta-modelo. Desta forma a resposta do sistema pode ser calculada mais rapidamente em qualquer método probabilístico clássico para caracterizar a variabilidade desta resposta já que usa o meta-modelo e não o modelo determinístico original (Mollon, Dias, et al., 2011a).

A resposta do sistema é dada por um determinado número de pontos de colocação, ou seja, diferentes valores dos parâmetros de entrada. A função analítica empregada no meta-modelo é chamada de Expansão em Polinômio de Caos (PCE pelas suas siglas em inglês) de ordem  $n$  e é expressado na base dos polinômios Hermite multidimensionais de ordem  $\leq n$ . Para uma determinada ordem do PCE os pontos de colocação podem ser facilmente determinados no espaço estandar das variáveis aleatórias. Cada variável pode tomar o valor da raiz do polinômio Hermite univariável de ordem  $n + 1$ , onde  $n$  é a ordem do polinômio de caos. Desta forma os pontos de colocação são aqueles que resultam de todas as combinações possíveis para cada variável aleatória.

Os polinômios de Hermite univariados são definidos pela seguinte fórmula de recorrência:

$$He_0(\xi) = 1; He_{n+1}(\xi) = \xi He_n(\xi) - n He_{n-1}(\xi) \quad \text{Equação 2.6}$$

Assim, o primeiro polinômio univariável é definido por:

$$He_1(\xi) = \xi$$

$$He_2(\xi) = \xi^2 - 1$$

$$He_3(\xi) = \xi^3 - 3\xi$$

$$He_4(\xi) = \xi^4 - 6\xi^2 + 3$$

$$He_5(\xi) = \xi^5 - 10\xi^3 + 15\xi$$

Então o polinômio Hermite multivariável é definido como o produto de vários polinômios de Hermite univariáveis de diferentes variáveis. Assim para  $n$  variáveis a expressão do polinômio está dada por:

$$\Gamma_{i_1, i_2, \dots, i_n}(\xi_1, \xi_2, \dots, \xi_n) = He_{i_1}(\xi_1) * He_{i_2}(\xi_2) * \dots * He_{i_n}(\xi_n) \quad \text{Equação 2.7}$$

Como um simples uso de fórmulas matemáticas, os polinômios de Hermite multivariados são frequentemente renomeados e classificados utilizando apenas um índice numérico como por exemplo:

$$\Gamma_{ij}(\xi_1, \xi_2) = \Psi_k \quad \text{Equação 2.8}$$

Na Tabela 2.5 pode ser observado um exemplo das raízes e formas do polinômio de Hermite no caso de se tratar de dois variáveis aleatórias, o número de coeficientes desconhecidos ( $p$ ), e o número de pontos de colocação disponíveis ( $M$ ), para diferentes valores de ordem do PCE ( $n = 1, 2, 3, 4, 5$ ). Os valores de  $p$  e  $M$  são definidos pelas seguintes expressões:

$$p = \frac{(n+n_v)!}{n!n_v!} \quad \text{Equação 2.9}$$

$$M = (n + 1)^{n_v} + \begin{cases} 0, & \text{se uma das raízes do polinômio é } 0 \\ 1, & \text{caso contrário} \end{cases} \quad \text{Equação 2.10}$$

onde  $n_v$  representa o número de variáveis aleatórias.

A hipótese primária do CSRSM é que a resposta é aproximada no espaço padrão das variáveis aleatórias pelo PCE, cujos coeficientes desconhecidos são determinados por regressão ou por um método de projeção. A resposta do sistema ( $Y_{app}$ ) pode ser aproximada como segue (Houmadi et al., 2012):

$$Y_{app} = \sum_{i=0}^{p-1} a_i \Psi_i(\xi) \quad \text{Equação 2.11}$$

onde  $a_i$  representa os coeficientes desconhecidos a serem avaliados e  $\Psi_i$  representa o polinômio de Hermite multivariado.

Mediante o método CSRSM é possível obter a probabilidade de falha de um sistema para uma determinada carga aplicada assim como a Função de Distribuição de

Probabilidade (PDF), a qual provê informação da média, variância e outros parâmetros estatísticos da resposta do sistema.

Mollon et al. (2011) estudaram a ordem ótima do PCE no método CSRSSM mediante a comparação dos momentos estatísticos da pressão de colapso crítica no caso da escavação de um túnel circular tomando como parâmetros incertos a coesão e o ângulo de atrito do solo. Baseado nos resultados da Figura 2.23, onde são observadas as probabilidades de falha obtidas por diferentes métodos de análise, os autores concluíram que um PCE de ordem 4 é suficiente para atender o meta-modelo CSRSSM com uma boa fiabilidade para probabilidades de falha da ordem de  $10^{-5}$ , sendo que para uma ordem 5 os resultados não apresentaram muita variação e o tempo computacional se incrementou em torno de um 50%. Os autores também obtiveram que para probabilidades de falha de magnitudes dos  $10^{-4}$  um PCE de ordem 3 oferece uma fiabilidade aceitável.

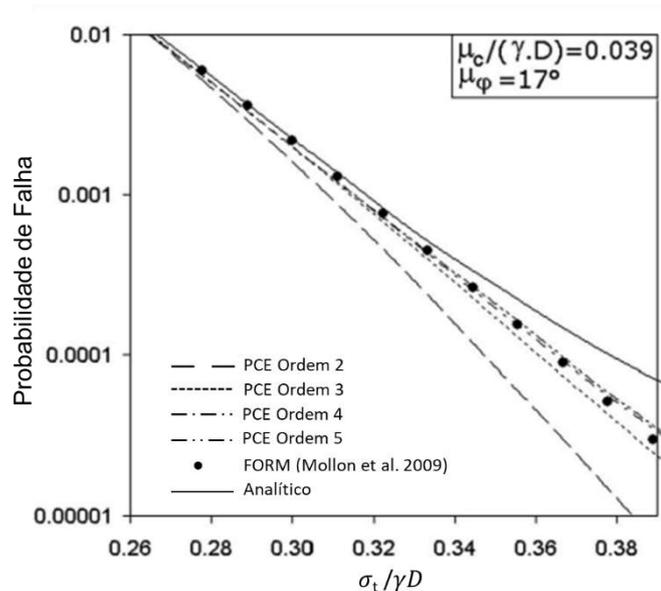


Figura 2.23 Probabilidade de Falha obtida mediante diferentes métodos (modificado de Mollon et al. (2011))

Tabela 2.5 Expressões do PCE com duas variáveis (Tomado de Mollon et al. (2011)).

$n$	Raiz do polinômio de Hermite univariável de ordem $(n + 1)$	Expressão do PCE para cada ordem	$p$	$M$
2	$\{0; \pm\sqrt{3}\}$	$U_2 = a_{0,0}\Gamma_{0,0} + a_{1,0}\Gamma_{1,0}(\xi_1) + a_{0,1}\Gamma_{0,1}(\xi_2)$ $+ a_{2,0}\Gamma_{2,0}(\xi_1)$ $+ a_{1,1}\Gamma_{1,1}(\xi_1, \xi_2)$ $+ a_{0,2}\Gamma_{0,2}(\xi_2)$	6	9
3	$\{\pm\sqrt{(3 \pm \sqrt{6})}\}$	$U_3 = a_{0,0}\Gamma_{0,0} + a_{1,0}\Gamma_{1,0}(\xi_1) + a_{0,1}\Gamma_{0,1}(\xi_2)$ $+ a_{2,0}\Gamma_{2,0}(\xi_1) + a_{1,1}\Gamma_{1,1}(\xi_1, \xi_2)$ $+ a_{0,2}\Gamma_{0,2}(\xi_2) + a_{3,0}\Gamma_{3,0}(\xi_1)$ $+ a_{2,1}\Gamma_{2,1}(\xi_1, \xi_2)$ $+ a_{1,2}\Gamma_{1,2}(\xi_1, \xi_2) + a_{0,3}\Gamma_{0,3}(\xi_2)$	10	16+1
4	$\{0; \pm\sqrt{(5 \pm \sqrt{10})}\}$	$U_4 = a_{0,0}\Gamma_{0,0} + a_{1,0}\Gamma_{1,0}(\xi_1) + a_{0,1}\Gamma_{0,1}(\xi_2)$ $+ a_{2,0}\Gamma_{2,0}(\xi_1) + a_{1,1}\Gamma_{1,1}(\xi_1, \xi_2)$ $+ a_{0,2}\Gamma_{0,2}(\xi_2) + a_{3,0}\Gamma_{3,0}(\xi_1)$ $+ a_{2,1}\Gamma_{2,1}(\xi_1, \xi_2)$ $+ a_{1,2}\Gamma_{1,2}(\xi_1, \xi_2) + a_{0,3}\Gamma_{0,3}(\xi_2)$ $+ a_{4,0}\Gamma_{4,0}(\xi_1) + a_{3,1}\Gamma_{3,1}(\xi_1, \xi_2)$ $+ a_{2,2}\Gamma_{2,2}(\xi_1, \xi_2)$ $+ a_{1,3}\Gamma_{1,3}(\xi_1, \xi_2) + a_{0,4}\Gamma_{0,4}(\xi_2)$	15	25
5	$\{\pm 3.324257; \pm 1.889176; \pm 0.616707\}$	$U_5 = a_{0,0}\Gamma_{0,0} + a_{1,0}\Gamma_{1,0}(\xi_1) + a_{0,1}\Gamma_{0,1}(\xi_2)$ $+ a_{2,0}\Gamma_{2,0}(\xi_1) + a_{1,1}\Gamma_{1,1}(\xi_1, \xi_2)$ $+ a_{0,2}\Gamma_{0,2}(\xi_2) + a_{3,0}\Gamma_{3,0}(\xi_1)$ $+ a_{2,1}\Gamma_{2,1}(\xi_1, \xi_2)$ $+ a_{1,2}\Gamma_{1,2}(\xi_1, \xi_2) + a_{0,3}\Gamma_{0,3}(\xi_2)$ $+ a_{4,0}\Gamma_{4,0}(\xi_1) + a_{3,1}\Gamma_{3,1}(\xi_1, \xi_2)$ $+ a_{2,2}\Gamma_{2,2}(\xi_1, \xi_2)$ $+ a_{1,3}\Gamma_{1,3}(\xi_1, \xi_2) + a_{0,4}\Gamma_{0,4}(\xi_2)$ $+ a_{5,0}\Gamma_{5,0}(\xi_1) + a_{4,1}\Gamma_{4,1}(\xi_1, \xi_2)$ $+ a_{3,2}\Gamma_{3,2}(\xi_1, \xi_2)$ $+ a_{2,3}\Gamma_{2,3}(\xi_1, \xi_2)$ $+ a_{1,4}\Gamma_{1,4}(\xi_1, \xi_2) + a_{0,5}\Gamma_{0,5}(\xi_2)$	21	36+1

### 3 MATERIAIS E MÉTODOS

Para atender aos objetivos da presente pesquisa foi elaborada a seguinte metodologia esquematizada na Figura 3.1 onde se encontram as principais etapas da mesma. O trabalho foi centrado no comportamento da estabilidade da face de escavação considerando diferentes casos que podem-se apresentar num maciço não homogêneo, utilizando tuneladoras para executar a escavação.

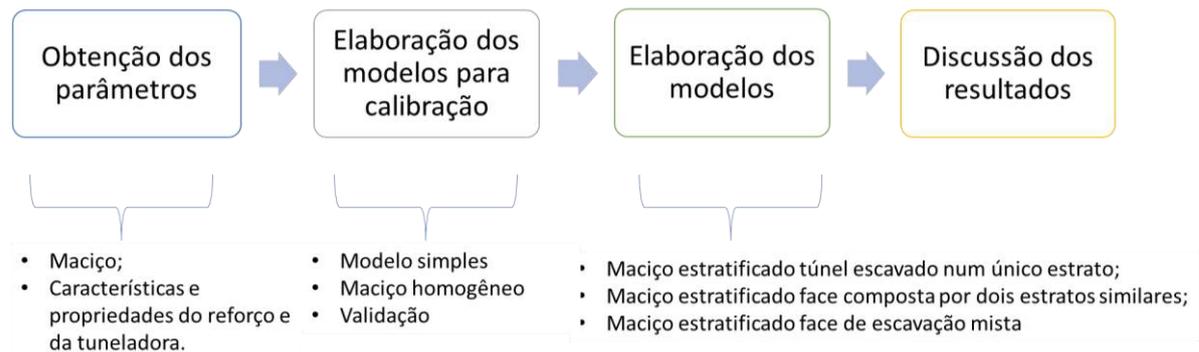


Figura 3.1 Etapas da pesquisa.

#### 3.1. Obtenção dos parâmetros

Nesta primeira etapa da pesquisa foram coletados os dados necessários para a elaboração dos modelos. Baseados em estudos a serem citados a seguir, foram obtidos os parâmetros geotécnicos do maciço, as características e propriedades do reforço empregado na escavação, assim como os dados e características da TBM.

##### 3.1.1. Parâmetros do maciço

O critério da escolha dos parâmetros do maciço tomou como base numa escavação típica com TBM de um túnel urbano localizado no Brasil. Foi considerado um maciço estratificado formado por três camadas de solo, tomando como referência dados reais obtidos da literatura de uma seção da linha 4 do metrô de Rio de Janeiro (Ring e Comulada, 2018). Na Tabela 3.1 encontram-se os parâmetros do maciço utilizados na presente pesquisa. Em todos os casos foi empregado o critério de ruptura de Mohr-Coulomb pela sua extensa aplicabilidade em solos (vide Epígrafe 2.4.1 página 18).

Tabela 3.1 Parâmetros do maciço.

Estrato	$\gamma$ ( $kN/m^3$ )	E ( $MN/m^2$ )	$\vartheta$	$\theta$ ( $^\circ$ )	c ( $kPa$ )
I – Areia compacta	19	150	0.25	38	5
II – Areia muito compacta	20	260	0.25	40	5
III – Solo residual	19	70	0.2	25	20

### 3.1.2. Características e propriedades do reforço e da tuneladora

Para simular o processo de escavação com TBM interferem características gerais da tuneladora tais como: o controle da pressão da lama na câmara de escavação para garantir a correta estabilidade da face, a separação entre o reforço colocado e o maciço (“*tail gap*”), a separação entre a calda de cimento e o maciço (“*tail grouting*”) tendo em conta o tempo de endurecimento dessa calda, além das juntas entre os segmentos de revestimento (Kavvadas et al., 2017).

Baseados no trabalho de Kavvadas et al. (2017) foram definidos algumas das características necessárias para a simulação da escavação com TBM, as quais se apresentam na Tabela 3.1.

Tabela 3.1 Propriedades do revestimento e da calda de cimento.

Material	Espessura (cm)	$\gamma$ ( $kN/m^3$ )	E (GPa)	$\vartheta$
Anéis do revestimento	50	25	30	0.2
Calda de cimento (Grout)	11-15	20	1	0.2

### 3.2. Calibração dos modelos numéricos

A calibração foi desenvolvida em duas etapas. A primeira etapa correspondeu à comparação com os resultados do método analítico de Mollon et al. (2009). Para isto foi desenvolvido um modelo numérico simples com as mesmas condições admissíveis no modelo analítico (maciço homogêneo e pressão uniforme). Desta forma foi possível definir corretamente as condições de contorno e garantir a acurácia dos resultados.

Na execução do método analítico foi empregado o software chamado TFSS (*Tunnel Face Stability Software*) desenvolvido no ambiente de Matlab, o qual se encontra

disponível no site <http://guilhem.mollon.free.fr/> desenvolvido pelos autores anteriormente citados. Em ambos métodos (numérico e analítico) foram aplicados fatores de redução (FR) até atingir o colapso do túnel com o objetivo de obter a zona de ruptura para a sua posterior comparação.

Na segunda parte da calibração, foram tomados como referência os resultados anteriores, para a sua comparação com um modelo homólogo com pressão de face aumentando gradativamente com a profundidade (caso de escavação com TBM). Desta forma foi possível comparar a evolução da zona de ruptura em ambos modelos.

Devido à condição de simetria dos modelos, foi considerado para a simulação do túnel apenas a metade de um cilindro cortado no seu eixo longitudinal. Pesquisas anteriores tem estudado as dimensões mínimas que devem cumprir os modelos numéricos para garantir a sua eficiência e otimização (Lambrughli et al., 2012). Tendo em conta estes estudos, na presente pesquisa foram adotadas as seguintes dimensões: 5D na direção Z, 10D na direção X e 20D na direção Y; sendo suficientemente grandes para evitar efeitos de contorno. As condições de contorno utilizadas foram: a superfície do terreno livre, nas laterais do modelo só as direções normais foram restritas para o movimento e a base dos modelos foi considerada como fixa, ou seja, restrita para o movimento em todas as direções.

#### Caso 1: Pressão de Face uniforme.

O primeiro modelo numérico envolveu um maciço de solo homogêneo com as seguintes características:  $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$ ,  $E = 70 \text{ MPa}$ ,  $\nu = 0.2$ ,  $\phi = 25$ ,  $c = 30 \text{ kPa}$  e uma pressão inicial uniforme na face de escavação  $\sigma_{t0} = 114 \text{ kPa}$  obtida a partir da Equação 3.1. Para a obtenção da zona de ruptura, os parâmetros do maciço foram afetados por fatores de redução até o colapso do túnel. A Equação 3.1 foi empregada também em análises posteriores para a obtenção da pressão de face limite (Zamora, 2016; Zamora et al., 2019):

$$\sigma_{t0} = (\gamma * H) * k_0. \quad \text{Equação 3.1}$$

Onde:

$\sigma_{t0}$ : Pressão de face inicial;

$\gamma$ : Peso específico do solo;

H: Distância da superfície até o eixo longitudinal do túnel (C+D/2);

$k_0$ : Coeficiente de empuxo no repouso.

A malha utilizada foi discretizada com elementos tetraédricos com interpolação linear de 4 nós (elemento tipo C3D4) como é apresentado na Figura 3.2.

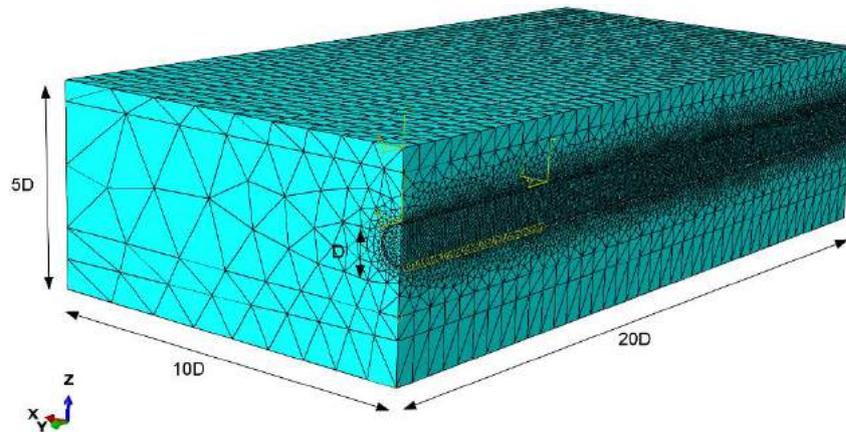


Figura 3.2 Dimensões do modelo base empregado na pesquisa.

No caso da simulação do reforço foi considerado um elemento só (anéis de reforço mais a calda) tendo uma espessura de 65 cm com  $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$ ,  $E = 30 \text{ GPa}$  e  $\nu = 0.2$ . A malha foi composta por elementos tetraédricos do tipo C3D4.

#### Caso 2: Pressão de Face não uniforme.

Baseado no caso anterior em um modelo com características e propriedades iguais foi aplicada uma pressão de face não uniforme para testar os resultados e o comportamento da evolução da zona de colapso nestas condições e assim comparar com o modelo numérico anterior.

Para isto foi preciso definir uma expressão para o cálculo desta pressão (Equação 3.2), considerando o incremento com a profundidade. Para facilitar a modelagem foi definido um novo sistema de coordenadas na primeira face de escavação onde a pressão foi aplicada. A Figura 3.3 mostra a representação deste sistema de coordenadas para melhor entendimento.

Na definição da Equação 3.2 foram considerados os valores de pressão de face no teto e no piso do túnel obtidos através da Equação 3.1. Com estes valores prefixados, foi possível obter a pendente da reta e os demais componentes da expressão. Assim a equação ficou dependente de  $Z$ , dimensão que corresponde à variação da profundidade do maciço. Partindo do fato do diâmetro de escavação ser de 10 m, a expressão para o cálculo da pressão de face ficou definida como segue:

$$y = 8(10 - Z) + 10$$

Equação 3.2

Desta forma para  $Z = 0$  (correspondente ao teto da escavação) é obtida uma pressão de face de 90 kPa e para  $Z = 10$  (piso da escavação) a pressão é igual a 170 kPa. Para determinar a pressão de face limite, a Equação 3.2 foi modificada por coeficientes de redução até atingir a ruptura do túnel.

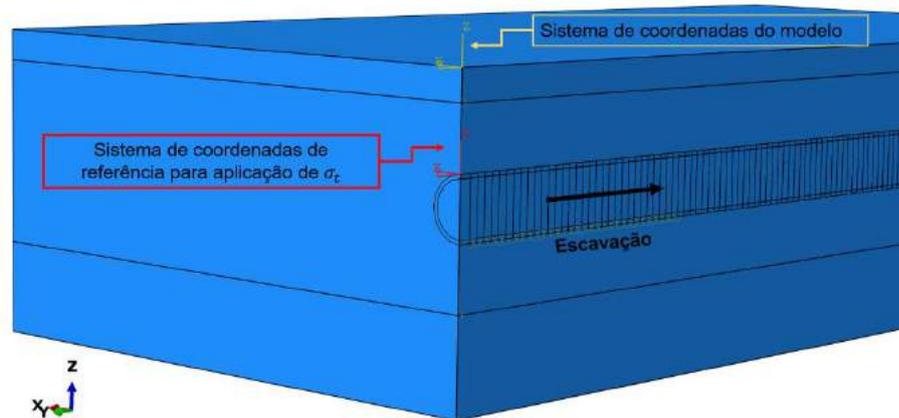


Figura 3.3 Representação do Sistema de Coordenadas de referência para a aplicação da pressão de face não uniforme.

### 3.3. Elaboração dos modelos para análises

Pesquisas anteriores têm abordado o tema da estratificação do maciço assim como a influência da posição da camada mais enfraquecida na estabilidade da face do túnel. Ibrahim et al. (2015) estudaram a pressão de face crítica tendo em conta os fatores anteriormente citados e chegaram na conclusão que a posição mais crítica da camada enfraquecida encontra-se a um terço do diâmetro do túnel medido desde o piso do mesmo. Diferente dos resultados de Mollon et al. (2010) que concluíram que a posição mais crítica é na parte mais baixa do diâmetro do túnel.

Os estudos comentados anteriormente foram tidos em conta para a elaboração dos modelos numéricos nesta parte da pesquisa. No caso foram idealizados três modelos fundamentais sendo eles:

- a) Modelo I: Escavação em maciço estratificado, sendo que o túnel é escavado num único estrato;
- b) Modelo II: Presença de três estratos de solo no maciço, sendo que a face do túnel é composta por dois tipos de solo com propriedades similares;

- c) Modelo III: Presença de três estratos de solo no maciço, sendo que a face do túnel envolve dois estratos do maciço com propriedades diferentes, caracterizando-a como mista. Foi avaliada a influência da posição de uma camada pouco resistente sendo analisados os casos onde dita camada se encontra na parte superior e os casos onde se encontra na parte inferior do diâmetro do túnel. Além disso foi avaliada a influência da posição da interfase entre os dois estratos de solo.

### 3.3.1. Modelo I

O primeiro modelo é constituído por um maciço composto por três estratos com características e propriedades definidas na Tabela 3.1.

Este primeiro modelo é considerado o mais simples por se tratar de uma escavação num único estrato de solo (Figura 3.4), pelo qual o tempo computacional é menor que em modelos mais complexos onde se tem mais de um tipo de solo na face do túnel, sendo este tempo de aproximadamente 50 minutos para cada análise executada. A malha deste modelo foi gerada com 160199 elementos tetraédricos do tipo C3D4 com 34283 nós.

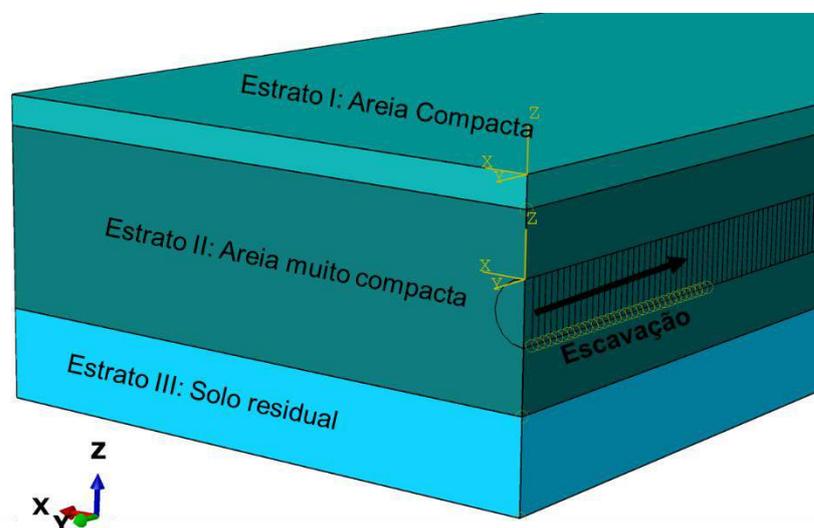


Figura 3.4 Esquematização do Modelo I

### 3.3.2. Modelo II

O segundo modelo é caracterizado pela presença de três estratos no maciço. As propriedades destes estratos se encontram na Tabela . Neste caso as características dos estratos que compreendem o maciço são as mesmas que no caso anterior sendo que a extensão dos estratos foi mudada como se mostra na Figura 3.5.

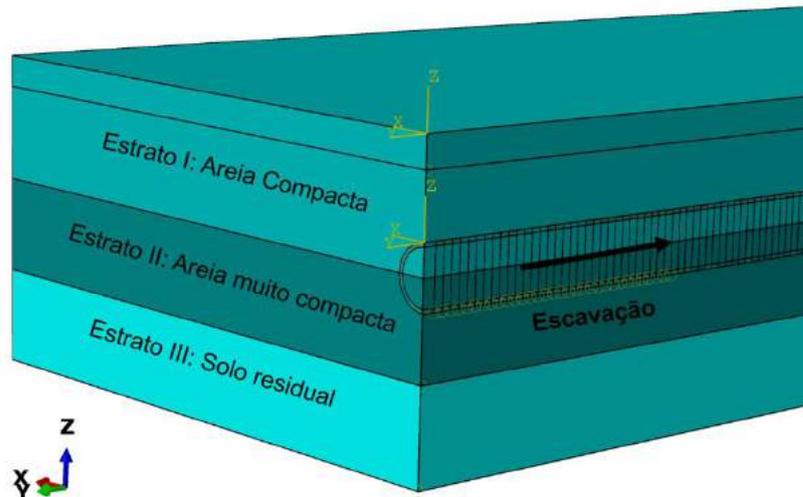


Figura 3.5 Esquematização do Modelo II.

Além disso, as características do reforço aplicado encontram-se na Tabela 3.1. O tipo e características do contato usado entre o reforço e o maciço podem ser encontradas no Epígrafe 3.4. O tempo computacional foi de aproximadamente 5 horas para cada análise executada. A malha deste modelo foi gerada com 1063487 elementos tetraédricos do tipo C3D4 com 196488 nós.

### 3.3.3. Modelo III

Do mesmo modo que no Modelo II, o maciço apresenta três estratos de solo com as mesmas características e propriedades. Neste caso a face de escavação do túnel é considerada mista envolvendo dois estratos de solo, sendo a camada superior composta por uma areia compacta e a camada inferior composta por um solo residual, como se observa na Figura 3.6. Foram empregados elementos tetraédricos do tipo C3D4 com interpolação linear.

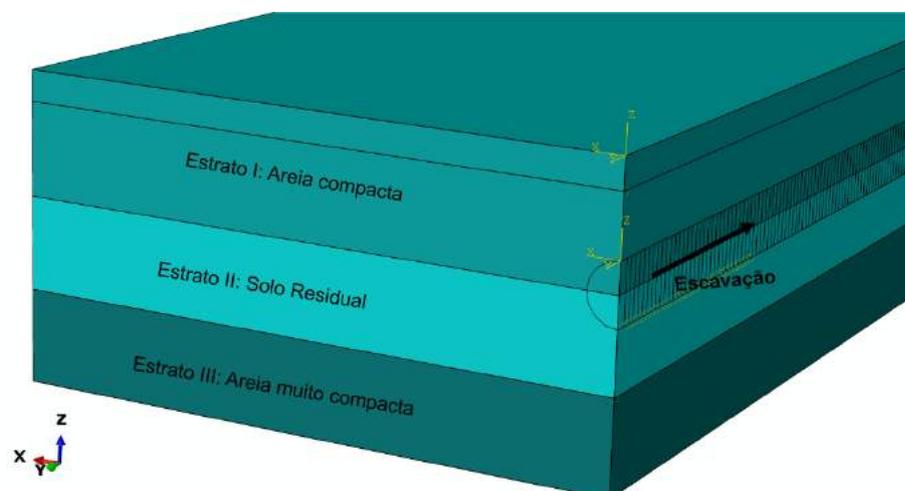


Figura 3.6 Esquematização do Modelo III: Face de escavação mista.

Foi avaliada a influência da posição da camada fraca na face, sendo analisados os casos onde dita camada se encontra na parte superior e os casos onde se encontra na parte inferior da face de escavação. Além disso foi avaliada a influência da posição da interfase entre os dois estratos de solo.

Na Figura 3.7 pode ser observada a representação esquemática dos casos descritos acima onde o parâmetro “T” representa a porção da camada fraca na face do túnel. Além disso, na Tabela 3.2 encontram-se definidos os casos analisados sendo identificado cada um deles com um código para melhor compreensão dos resultados.

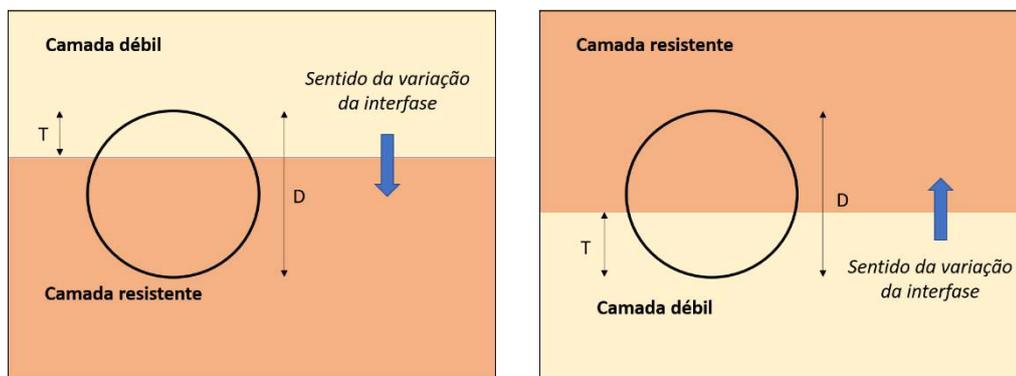


Figura 3.7 Representação esquemática da variação da interfase entre estratos.

Tabela 3.2 Definição da interfase.

Código	Posição do estrato débil na face									
	<i>Superior</i>					<i>Inferior</i>				
Valores de T(m)	1S	3S	5S	7S	9S	1I	3I	5I	7I	9I
	1	3	5	7	9	1	3	5	7	9

Para a definição dos valores do parâmetro T foram tidos em conta os resultados da pesquisa dos autores Ibrahim et al. (2015). Eles avaliaram a influência da posição de uma camada de areia solta de 1 m de espessura num estrato de areia compacta para observar o efeito na estabilidade da face de escavação de um túnel de 5 m de diâmetro. A posição da camada de areia solta varia desde o piso do túnel até a superfície do terreno em intervalos de 1 m. Os autores concluíram que a posição mais crítica da camada, onde é obtido um maior valor de Pressão de Face Limite, encontra-se a um terço do piso do túnel.

Na presente pesquisa as posições da interfase foram variando com intervalos de 2 m partindo de 1 m a partir do piso e do teto do túnel.

Foram analisados os valores de deslocamento na face de escavação à medida que ia sendo diminuída a pressão de face não uniforme aplicada. As diminuições foram feitas em intervalos de 10% até atingir o colapso da estrutura.

### 3.4. Abordagens gerais

A modelagem numérica de todos os casos anteriormente descritos foi regida pelas seguintes etapas (*steps*):

- O avanço da escavação é definido pelo comprimento de cada anel do reforço;
- Cada anel do reforço vai sendo ativado automaticamente à retirada de cada seção da escavação “*n*” que antecede à face de escavação atual do túnel;
- A pressão de face predefinida é aplicada na nova face de escavação (“*n+1*”) garantindo a estabilidade da mesma.
- A pressão de face limite é definida pelo valor correspondente da pressão aplicada no momento da convergência do software. Dita convergência corresponde ao colapso da face sendo identificada pela interrupção da execução das análises sem ter completado o *step*.

O reforço do túnel foi modelado como um elemento sólido com partições de 1.5 m as quais são ativadas à medida que ocorre a escavação do túnel simulando o processo de reforço da tuneladora (Figura 3.8).

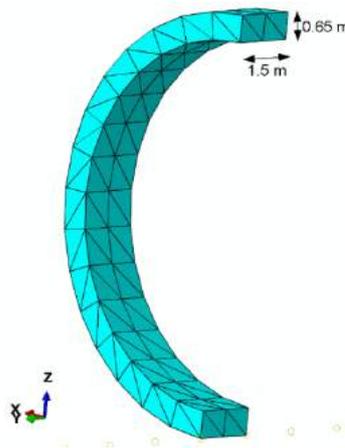


Figura 3.8 Seção do reforço aplicado.

Para simular o contato entre o maciço e o reforço foi empregado o contato tipo “*tie*” o qual é definido pelo contato entre duas superfícies onde cada nó do elemento considerado como “*slave*” é restringido a ter o mesmo valor de deslocamento que o ponto de contato da superfície no elemento “*master*” (Dassault Systèmes, 2014). No caso trata-se como “*slave*” o reforço de concreto, sendo a superfície “*master*” o maciço

escavado. Este tipo de contato adapta-se muito bem ao modelo proposto sendo que na escavação com tuneladora os valores de deslocamento ou convergência do túnel são muito pequenos ou quase nulos.

Para todos os modelos desenvolvidos se definiram pontos de controle para as análises dos deslocamentos como pode ser observado na Figura 3.9. Os deslocamentos foram monitorados nestes pontos com o objetivo de chegar a definir o avanço onde os deslocamentos se encontrem totalmente estabilizados, nomeando a face de escavação correspondente com dito avanço como “face estabilizada”. Isto define o *step* da escavação onde o portal não tem mais influência nos resultados.

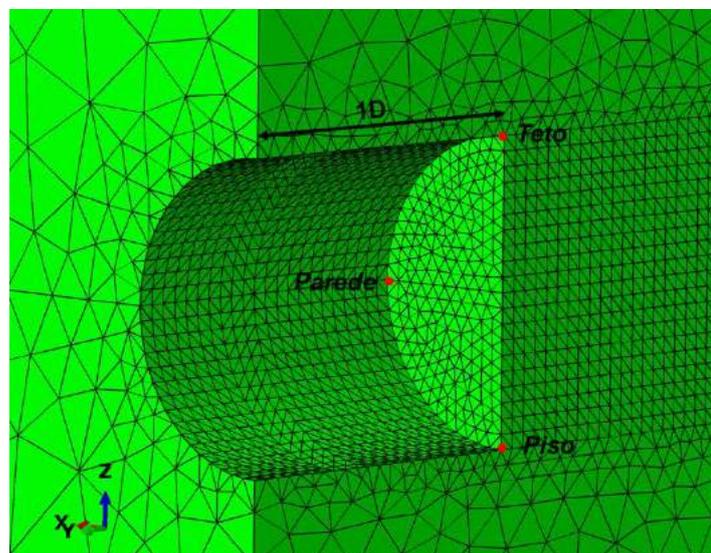


Figura 3.9 Posição dos pontos de controle.

Nos Modelos I e II, uma vez definido o avanço adequado, foi analisada a evolução dos deslocamentos na face com a diminuição gradativa da pressão inicial definida até chegar à Pressão de Face Limite. Além disso foram determinadas as pressões de face limite para o caso de serem consideradas como não uniformes ou uniformes e computados os deslocamentos, com o objetivo de comparar e avaliar a eficiência da aplicação dos diferentes tipos de pressões analisadas.

Os deslocamentos foram medidos ao longo da face de escavação no sentido vertical como apresentado na Figura 3.10.

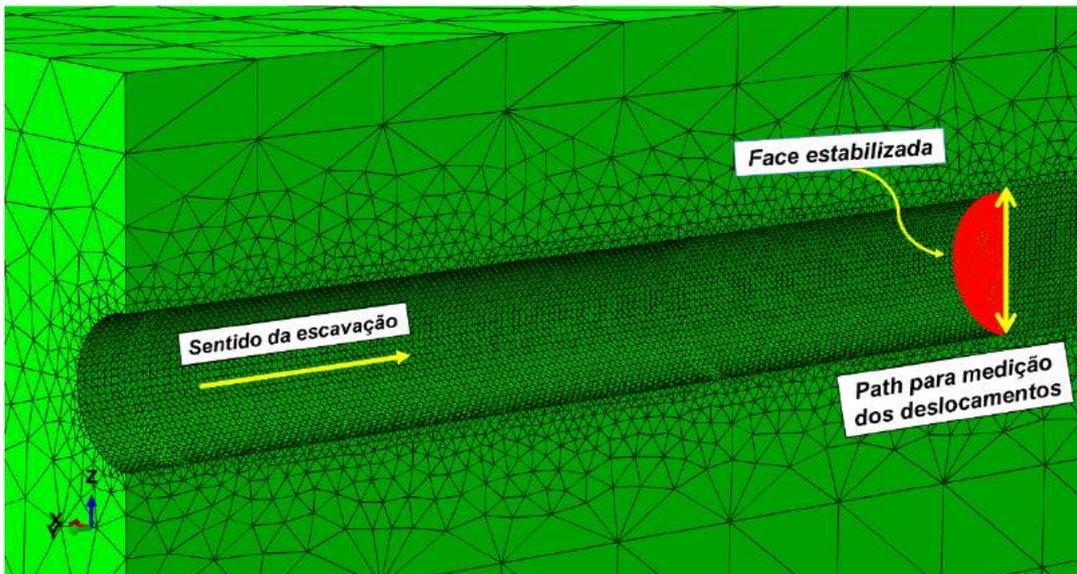


Figura 3.10 *Path* para a obtenção dos deslocamentos na face de escavação.

Já no Modelo III foram determinadas as pressões de face limites para cada caso analisado assim como o comportamento dos deslocamentos na face de escavação. Com estes resultados chegou-se a determinar a posição mais crítica da interfase entre os estratos do maciço além de avaliar os deslocamentos máximos quando a camada de areia solta se encontra na parte superior e quando se encontra na parte inferior da face de escavação.

A modo de resumo foi confeccionado o diagrama da Figura 3.11 com a descrição das análises numéricas desenvolvidas na pesquisa.

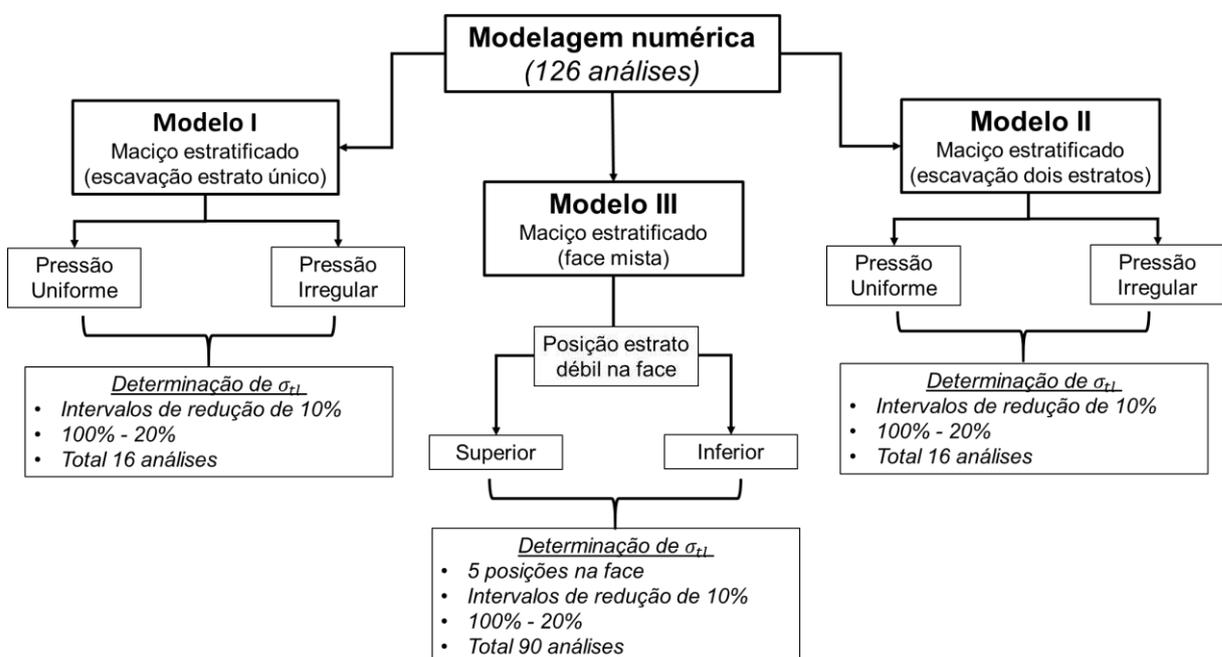


Figura 3.11 Diagrama resumo da modelagem numérica.

### 3.5. Análise da probabilidade de falha da face do túnel

Com o objetivo de complementar a análise da Epígrafe 3.3.3, foi calculada a probabilidade de falha da face do túnel por colapso, em função das incertezas provenientes dos parâmetros do solo. Foram avaliados os dois estratos que envolvem a face de escavação empregando um método probabilístico eficiente chamado Metodologia de Superfície de Resposta Baseada na Colocação Estocástica (CSRSM pelas suas siglas em inglês) explicado anteriormente (Epígrafe 2.4.3.2).

#### Dados de entrada incertos.

Foram considerados quatro parâmetros incertos na análise da probabilidade de falha da face do túnel. Na Tabela 3.3 se apresentam os coeficientes de variação (CoV) definindo três cenários probabilísticos devido à grande variabilidade das variáveis aleatórias (Mollon et al., 2013b).

Tabela 3.3 Definição dos cenários probabilísticos.

Variável	CoV (%)			Tipo de distribuição
	Cenário otimista	Cenário neutral	Cenário pessimista	
$\varphi$ (°)	5	10	15	Beta
$c$ (kPa)	10	20	30	Lognormal
$\gamma$ (Kn/m <sup>3</sup> )	3	5	8	Lognormal
$\sigma_t$ (kPa)	5	15	25	Lognormal

Os valores referidos na Tabela 3.3 são definidos tendo em conta a variabilidade natural do solo assim como possíveis erros de medição. No caso do peso específico do solo, os valores de CoV são menores pois é uma característica de fácil obtenção. Na pressão de face aplicada, os valores de CoV têm bastante diferença entre o cenário otimista e o pessimista pois a precisão da aplicação desta pressão depende do controle e calibração da tuneladora, intervindo a experiência do operário. Além disso vai influenciar neste aspecto o tipo de material utilizado para fazer a retenção da face de escavação, especialmente relacionado à sua permeabilidade no caso de se tratar de tuneladora do tipo SPB (Mollon et al., 2013b). O parâmetro cobertura não foi contemplado na Tabela 3.3 pois este foi constante em todos os casos analisados. Além disso foi adotada o tipo de distribuição não-normal para as variáveis aleatórias já que oferece maior acurácia dos resultados (Mollon et al., 2011). Além dos parâmetros anteriores, cabe ressaltar que foi empregado um PCE de ordem 3, o qual

permite uma economia de tempo computacional com resultados satisfatórios para o tipo de análise que foi desenvolvido.

A programação do CSRSM foi feita no software TFSS. Este software permite fazer uma avaliação probabilística mais completa do desempenho da pressão de face do túnel pois tem em conta parâmetros como: geometria do túnel, características aleatórias das variáveis, CoV, tipos de PDF, correlação entre as variáveis etc. Ainda é possível identificar os parâmetros mais influentes e que apresentam uma contribuição mais significativa na variabilidade do sistema. Isto têm a grande vantagem de direcionar a pesquisa apenas sobre os parâmetros mais influentes, o que leva a um desenho experimental mais eficiente.

A capacidade deste software foi demonstrada através de resultados obtidos na pesquisa de Mollon et al. (2013). Neste estudo foi desenvolvida uma análise probabilística da estabilidade de face de um túnel com face pressurizada em dois tipos de solos (coesivo e ficticial) e dois campos de velocidade baseados na análise limite, os quais permitem calcular as pressões de face críticas de colapso e *blow-out*. Por meio do software TFSS foi possível computar a probabilidade de falha da face do túnel correspondente ao colapso e *blow-out*.

## 4 RESULTADOS

São apresentados a continuação os resultados obtidos empregando o software de Elementos Finitos Abaqus 3D assim como os obtidos com o emprego do método probabilístico CSRSM mediante o software TFSS. Primeiramente é apresentada a calibração dos modelos numéricos, o que constitui uma parte fundamental para o trabalho com modelos eficientes e a obtenção de resultados confiáveis. Numa outra parte deste capítulo se apresentam os resultados das análises desenvolvidas na pesquisa, obtendo-se os valores de pressão de face limite para cada caso de estudo. Por último são discutidos os resultados da análise probabilística.

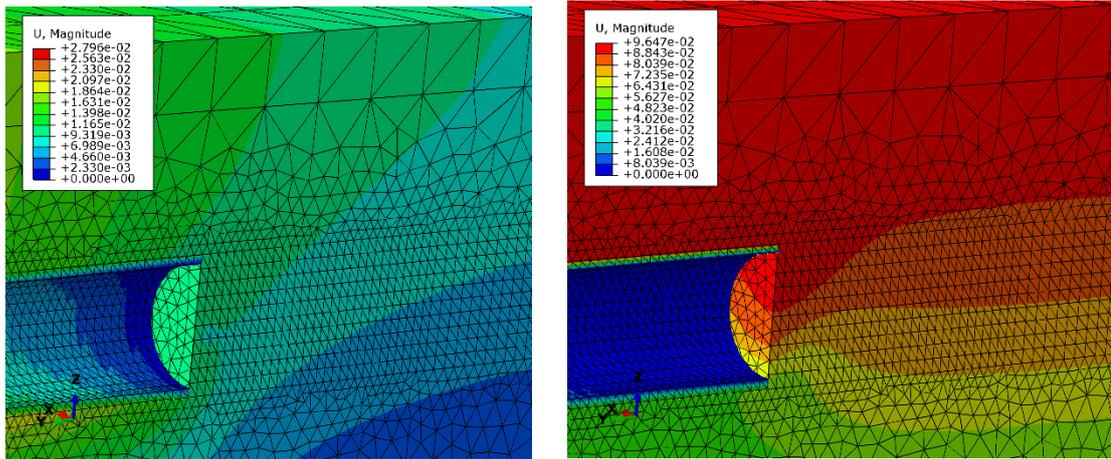
### 4.1. Calibração dos modelos numéricos

Numa primeira parte foi comparada a evolução da zona de ruptura obtida através da modelagem numérica e o método analítico proposto por Mollon et al. (2009). Para isto foi considerado um túnel de 10 m de diâmetro escavado num maciço homogêneo com as características e propriedades definidas no Capítulo 3. Os parâmetros resistentes do maciço foram alterados por fatores de redução até atingir o colapso da estrutura.

Na Figura 4.1 pode ser observada a evolução da zona de ruptura do túnel quando empregada uma pressão uniforme na face de escavação no modelo numérico. O colapso da estrutura foi atingido para um fator de redução (FR) de 4, observando-se a concentração dos deslocamentos máximos na face de escavação à medida que ia aumentando o valor de FR.

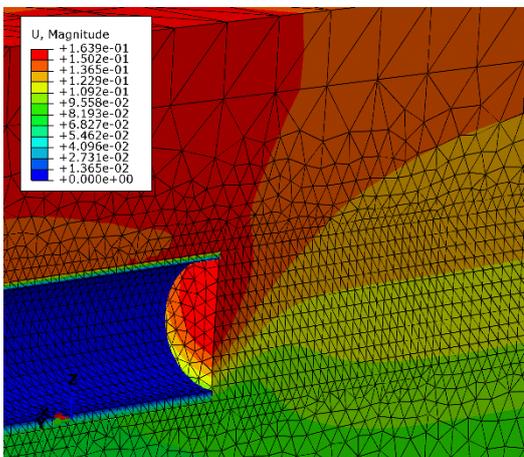
Da mesma forma que no modelo numérico, os parâmetros no modelo analítico foram modificados pelos fatores de redução para observar a evolução da zona de ruptura. Além disso foi obtida a pressão de face limite (nomeada como *Optimum\_SigmaC* neste método) para os FR empregados no modelo numérico, como pode ser observado na Figura 4.2.

Comparando os resultados obtidos mediante os dois métodos empregados pode-se concluir que os resultados são semelhantes na forma da zona de ruptura no colapso (FR=4) para uma Pressão de Face Limite ( $\sigma_t$ ) de 125,9 kPa pelo método analítico, sendo que no método numérico os resultados foram obtidos para uma  $\sigma_t = 114 \text{ kPa}$ .

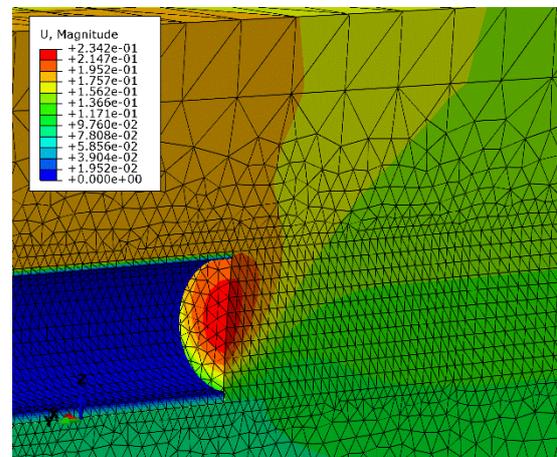


(a)

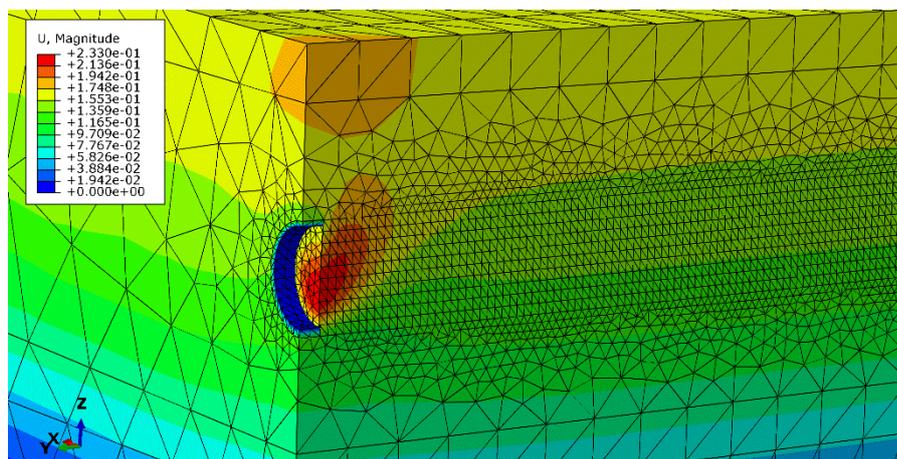
(b)



(c)



(d)



(e)

Figura 4.1 : Evolução da zona de ruptura – Pressão de face regular (a) FR = 1, (b) FR = 2, (c) FR = 3, (d) FR = 3.5, (e) FR = 4: colapso.

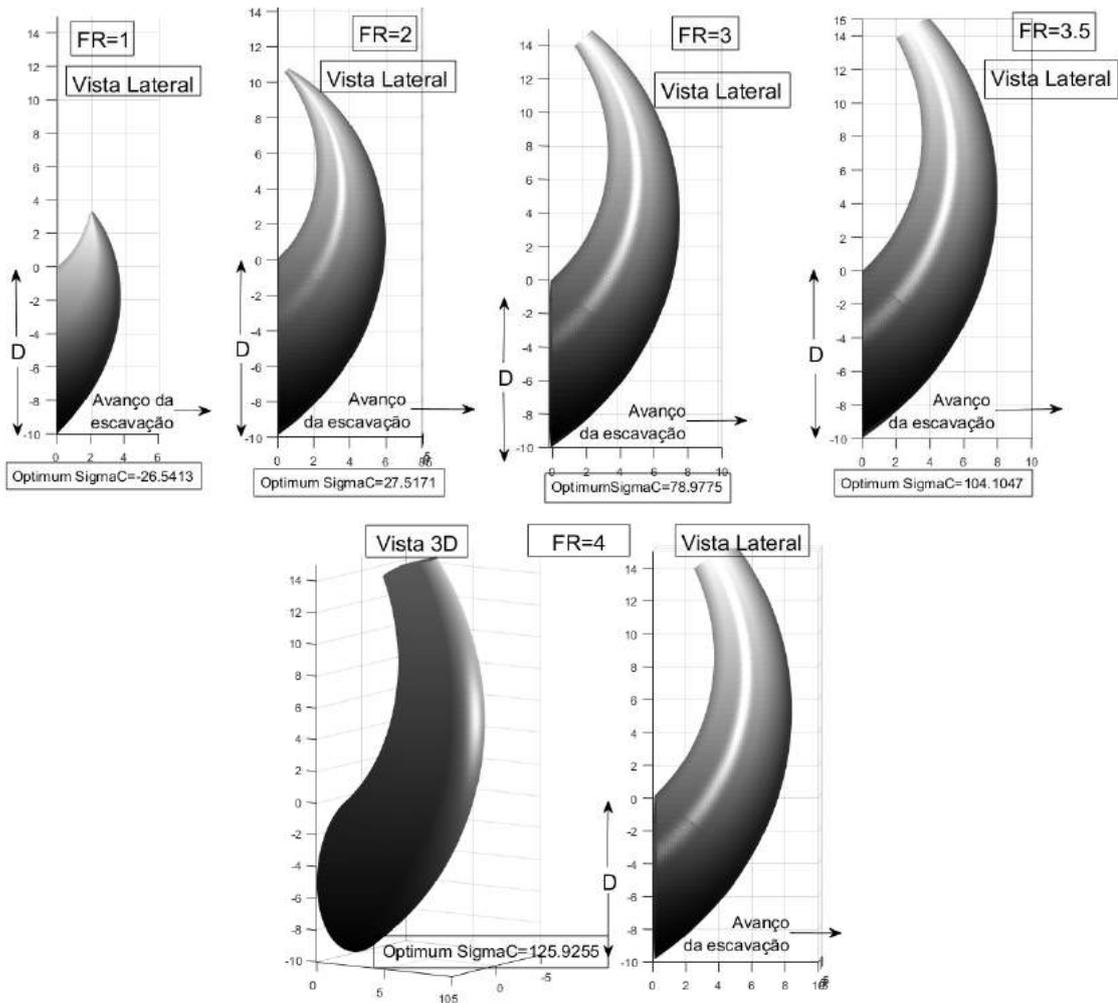


Figura 4.2 Evolução da zona de ruptura pelo método de Mollon et al. (2009)

Posteriormente foi feita a calibração dos modelos propostos na pesquisa com o emprego de uma pressão de face não uniforme, mediante a concepção de um modelo homólogo ao validado anteriormente mediante o método analítico de Mollon et al. (2009). Da mesma forma os parâmetros resistentes do maciço foram afetados por fatores de redução até atingir o colapso da estrutura. Seguidamente, foram obtidos os deslocamentos máximos, para cada Fator de Redução (FR) nos casos seguintes:

- a) pressão uniformemente distribuída na face de escavação ( $P_u$ );
- b) pressão não uniforme na face de escavação ( $P_i$ ).

Analisando ambas figuras Figura 4.2 e Figura 4.3) pode-se observar que os deslocamentos máximos vão se concentrando na face de escavação à medida que aumentam os fatores de redução. Isto implica uma delimitação da zona de ruptura, sendo que no caso de pressão uniforme os deslocamentos se apresentam maiores se comparados aos obtidos com uma pressão de face não uniforme. Além disso pode-se

apontar que com a aplicação de  $P_u$  o colapso é atingido com um  $FR = 4$  sendo que no caso de  $P_i$  o colapso ocorre com  $FR = 4.5$ .

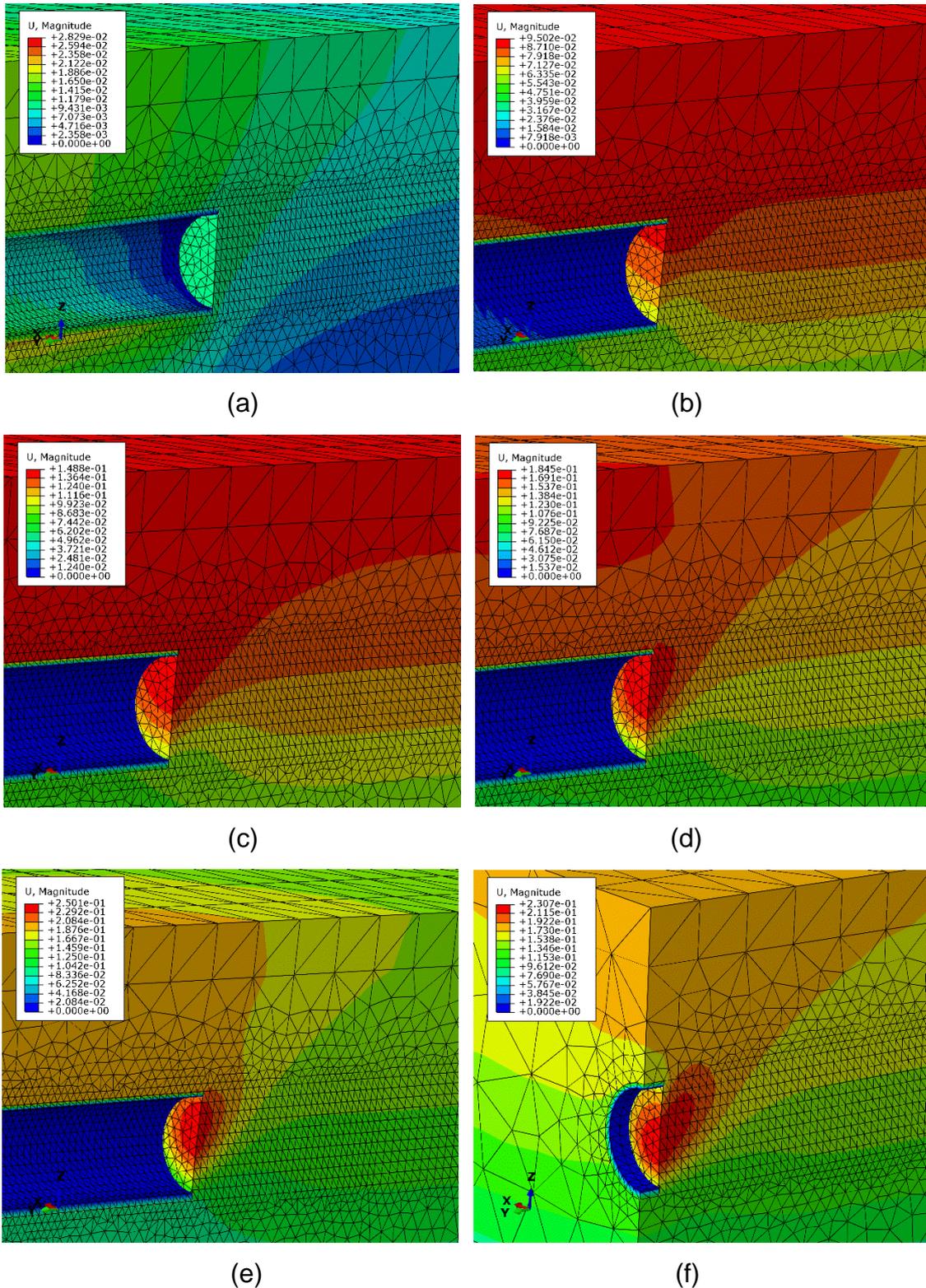


Figura 4.3 Evolução da zona de ruptura – Pressão de face não uniforme (a)  $FR = 1$ , (b)  $FR = 2$ , (c)  $FR = 3$ , (d)  $FR = 3.5$ , (e)  $FR = 4$  e (f)  $FR = 4.5$  colapso.

A evolução dos deslocamentos máximos com os respectivos fatores de redução pode ser observada na Figura 4.4. Note-se que até um  $FR = 2.5$  a tendência das duas

curvas é muito semelhante, sendo que a partir desse ponto se evidencia uma diferença nos valores dos deslocamentos, obtendo-se as maiores magnitudes para  $P_u$ . No gráfico, o colapso do túnel é representado pelo último ponto de cada curva.

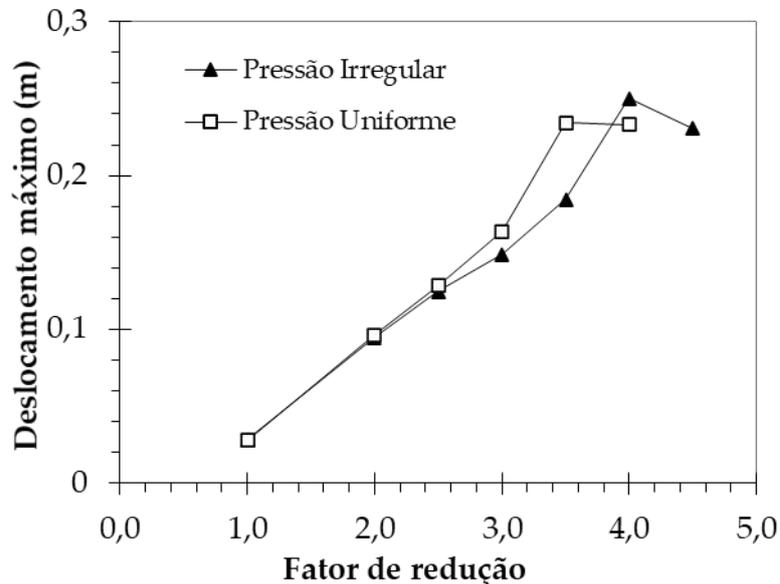


Figura 4.4 Influência do tipo de pressão de face nos deslocamentos.

## 4.2. Modelo I: Maciço estratificado: face de escavação em um único estrato

### 4.2.1. Análise dos deslocamentos

Foram analisados os deslocamentos nos pontos de controle previamente definidos, com o objetivo de determinar a face estabilizada (ver Capítulo 3 Epígrafe 3.4), e dessa forma garantir uma correta determinação dos resultados apresentados.

#### Pressão de face não uniforme

Na Figura 4.5 pode-se observar o monitoramento dos deslocamentos nos pontos de controle com o avanço da escavação normalizado pelo diâmetro ( $D$ ). Para uma pressão de face não uniforme os resultados obtidos mostram uma grande distorção no comportamento dos deslocamentos no início da escavação, evidenciando a influência do contorno. Posteriormente pode ser observado que a partir do avanço  $4D$  estes deslocamentos no teto, parede e piso do túnel se encontram estabilizados, obtendo-se assim a face estabilizada. Note-se que os maiores deslocamentos ocorrem no piso.

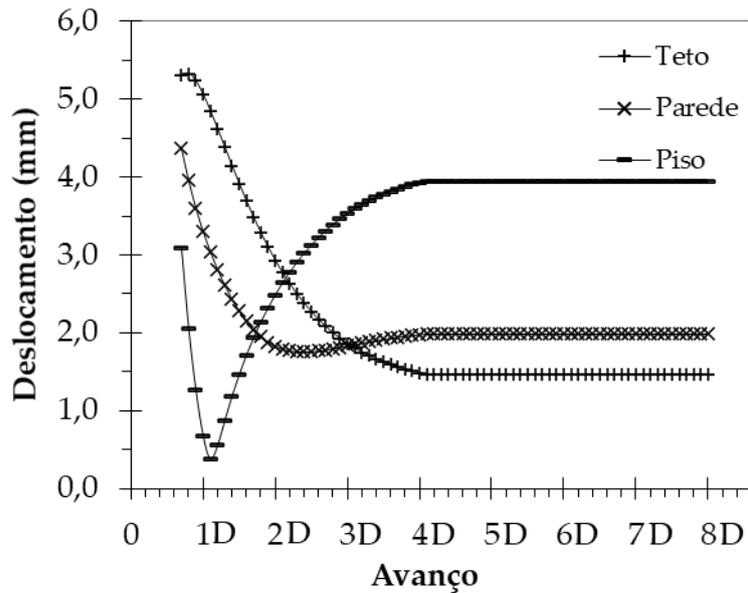


Figura 4.5 Monitoramento dos deslocamentos para Modelo I com pressão de face não uniforme.

#### Pressão de face uniforme

No caso da aplicação de um carregamento uniforme na face de escavação, os resultados mostram uma estabilização a partir do avanço 5D nos três pontos de controle (teto, parede e piso). Ao igual que no caso anterior, os maiores deslocamentos se apresentam no piso. Estes resultados podem ser observados na Figura 4.6.

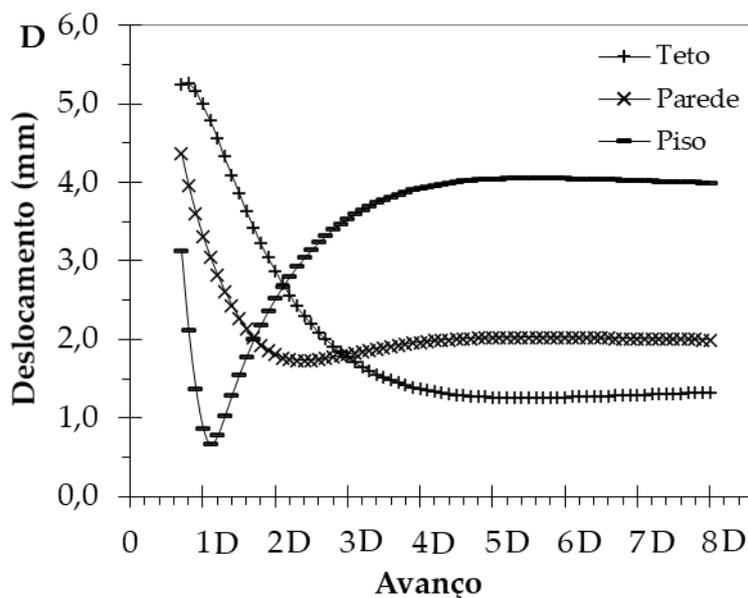


Figura 4.6 Monitoramento dos deslocamentos para Modelo I com pressão de face uniforme.

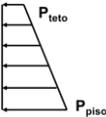
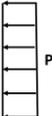
Baseado no estudo anterior foi definida a face 6D como a Face Estabilizada para a realização das análises propostas neste capítulo, uma vez que esta face se apresenta como estável para ambos dos casos (pressão uniforme e não uniforme).

#### 4.2.2. Determinação da pressão de face limite

As pressões de face limite ( $\sigma_{tl}$ ) foram obtidas de forma iterativa a partir da pressão de face inicial ( $\sigma_{to}$ ) definida pelas Equação 3.1 e 3.2.

Para o mesmo modelo foram aplicados os dois tipos de pressões (não uniforme e uniforme), determinando as  $\sigma_{tl}$  para cada caso. Em ambos casos se começou com a aplicação de 100% da  $\sigma_{to}$ , a qual foi sendo diminuída em intervalos de 10% até atingir a ruptura do túnel. Na Tabela 4.1 se apresentam as respectivas porcentagens de diminuição com o valor correspondente de carregamento de face para cada caso analisado.

Tabela 4.1 Pressão de Face – Modelo I.

Distribuição da Pressão na Face	$\sigma_t$ , kPa (% redução)				
Não uniforme 	90-210* (100%)	81-189* (90%)	72-168* (80%)	63-147* (70%)	58.5-136.5* (65%)
Uniforme 	130 (100%)	117 (90%)	104 (80%)	91 (70%)	<i>ruptura</i>

\*Pressão no Piso

Como pode ser observado na Tabela 4.1, empregando um carregamento não uniforme na face, a escavação permanece estável até um 65% de diminuição. No entanto quando empregada uma distribuição uniforme pode-se chegar até um 70% de diminuição, definindo-se assim os valores de  $\sigma_{tl}$  para cada caso.

Visando a análise dos deslocamentos na face, foi definido o parâmetro  $H_f$ , o qual refere-se à altura na face de escavação medida a partir do piso do túnel. Na Figura 4.7 mostra-se a evolução dos deslocamentos na face estabilizada com  $P_i$  para cada porcentagem de diminuição até atingir a  $\sigma_{tl}$ . Pode-se observar que as maiores magnitudes ocorrem no ponto médio da face de escavação, apontando-a como a zona mais crítica, sendo que nos extremos (parede e piso) tem-se os menores valores pela presença do reforço.

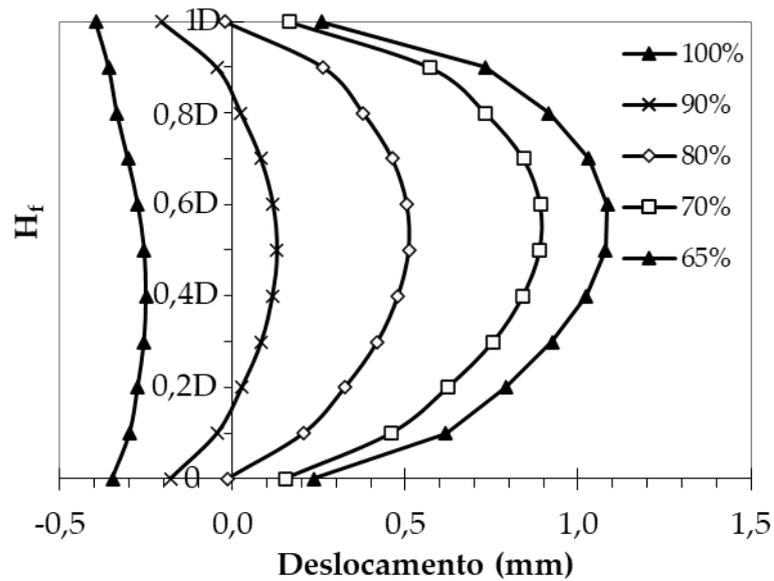


Figura 4.7 Evolução dos deslocamentos na face estabilizada – Modelo I.

Na Figura 4.8 são apresentados os deslocamentos correspondentes à pressão de face limite para cada tipo de carregamento utilizado. Os valores se mostram levemente maiores para  $P_i$  se comparados com os obtidos com um carregamento  $P_u$ , sendo as maiores diferenças localizadas entre  $0,1\sim 0,5D$  a partir do piso do túnel.

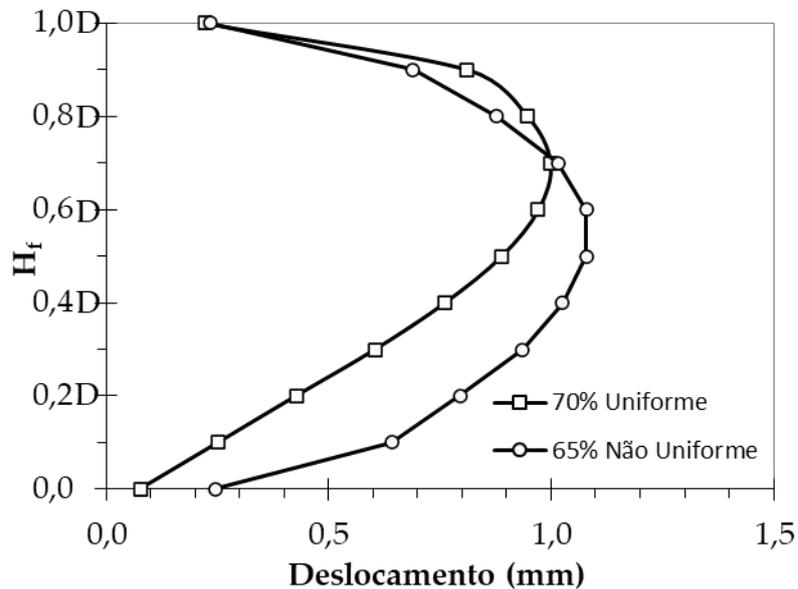


Figura 4.8 Comparação dos deslocamentos na face estabilizada para  $P_i$  e  $P_u$  – Modelo I.

#### 4.3. Modelo II: maciço estratificado – face de escavação em dois estratos

Para o Modelo II foi considerado um maciço estratificado, apresentando as propriedades da Tabela 3.1.

#### 4.3.1. Análise dos deslocamentos

Ao fazer a análises dos deslocamentos nos pontos de controle empregando uma  $P_i$  foram obtidos resultados muito semelhantes se comparados com os resultados para  $P_u$  como se mostra a seguir.

##### Pressão de Face Não uniforme

Os resultados da Figura 4.9 mostram que a partir do avanço 3D os deslocamentos começam a estabilizar mostrando-se totalmente estabilizados a partir do avanço 4D, determinando-se assim a face estabilizada para este caso. Neste caso os maiores deslocamentos se apresentam no teto do túnel.

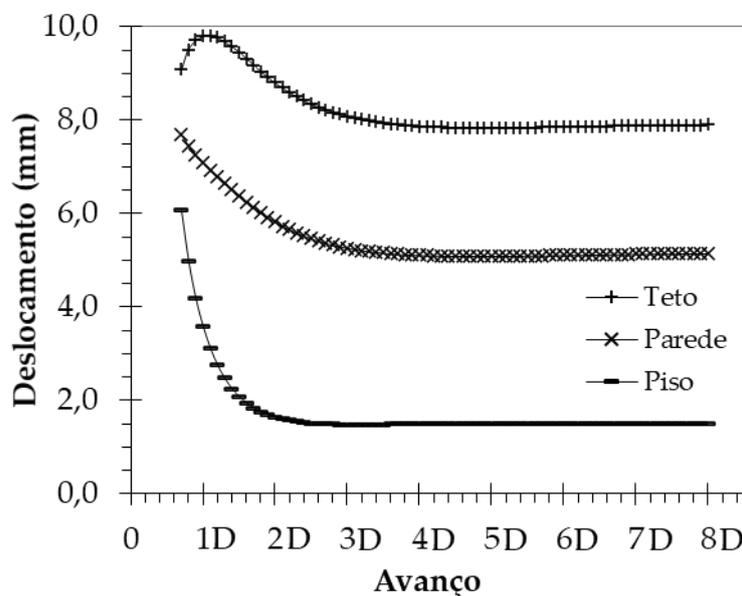


Figura 4.9 Monitoramento dos deslocamentos para Modelo II com  $P_i$ .

##### Pressão de face uniforme

No caso do emprego de  $P_u$  os valores de deslocamento são muito semelhantes aos anteriores como é observado na Figura 4.10. Pode-se evidenciar que estes valores começam a estabilizar no avanço 3D mostrando-se totalmente estabilizados no avanço 4D. De esta forma fica estabelecida a face estabilizada em 4D para ambos dos casos.

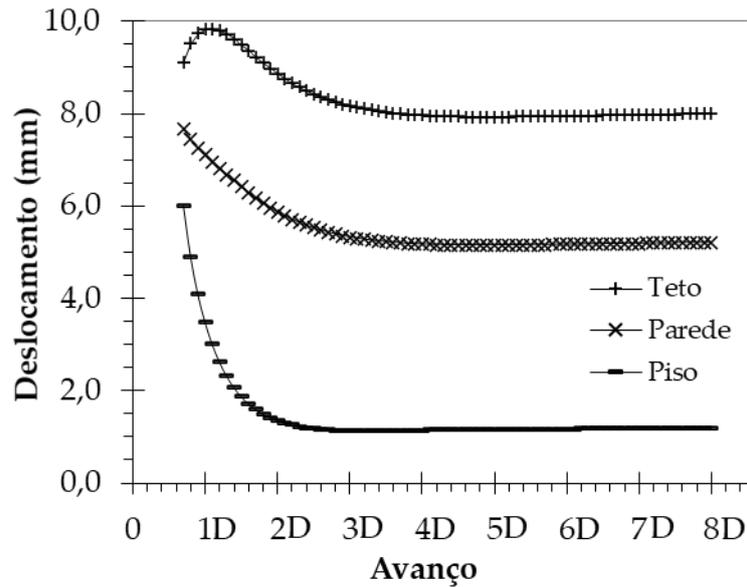


Figura 4.10 Monitoramento dos deslocamentos para Modelo II com  $P_u$ .

#### 4.3.2. Determinação da pressão de face limite

As Pressões de face limite ( $\sigma_{fl}$ ) foram obtidas da mesma forma explicada anteriormente a partir da Equação 3.1.

Para o caso da aplicação de  $P_i$  as análises começaram por um 100% de aplicação do carregamento indo até um limite de 75% de redução da pressão, definindo então este valor como a  $\sigma_{fl}$ . Já no caso de se tratar de  $P_u$  o valor limite de redução foi até um 80%. Estes resultados se encontram na Tabela 4.2.

Tabela 4.2 Pressão de Face – Modelo II.

Distribuição da Pressão na Face	$\sigma_{fl}$ , kPa (% redução)			
<p>Não uniforme</p>	90–210* (100%)	81-189* (90%)	72-168* (80%)	67,5-157,5* (75%)
<p>Uniforme</p>	130 (100%)	117 (90%)	104 (80%)	<i>ruptura</i>

\* Pressão no Piso

A evolução dos deslocamentos na face estabilizada (4D) com  $P_i$  até atingir a  $\sigma_{fl}$  pode-se observar na Figura 4.11. Pode-se apreciar na altura 0,5D uma mudança na tendência dos deslocamentos produto da interfase entre os dois estratos.

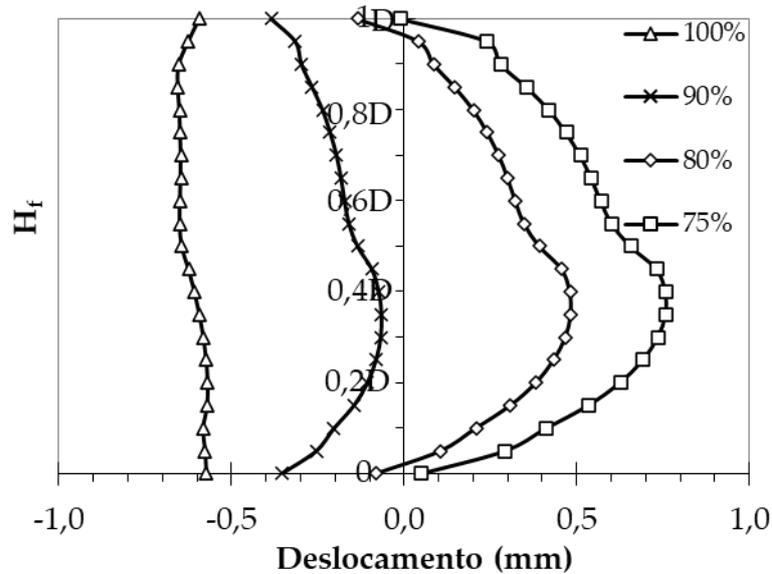


Figura 4.11 Evolução dos deslocamentos na face estabilizada – Modelo II.

Na Figura 4.12 são apresentados os deslocamentos obtidos correspondentes à pressão de face limite para cada tipo de carregamento utilizado para a sua comparação, sendo os maiores valores correspondentes a  $P_i$ , mas ainda suficientemente pequenos para manter a estabilidade.

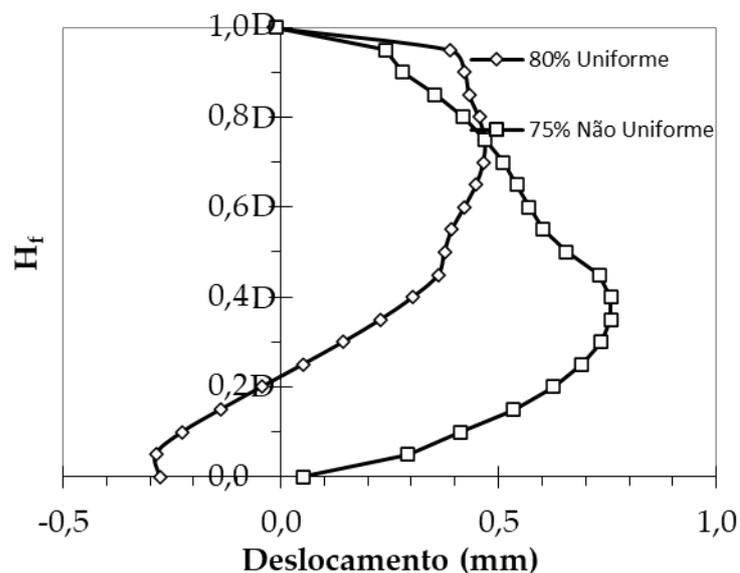


Figura 4.12 Comparação dos deslocamentos na face estabilizada para  $P_i$  e  $P_u$  – Modelo II.

#### 4.4. Modelo III: maciço estratificado – influência de um estrato menos resistente na face de escavação.

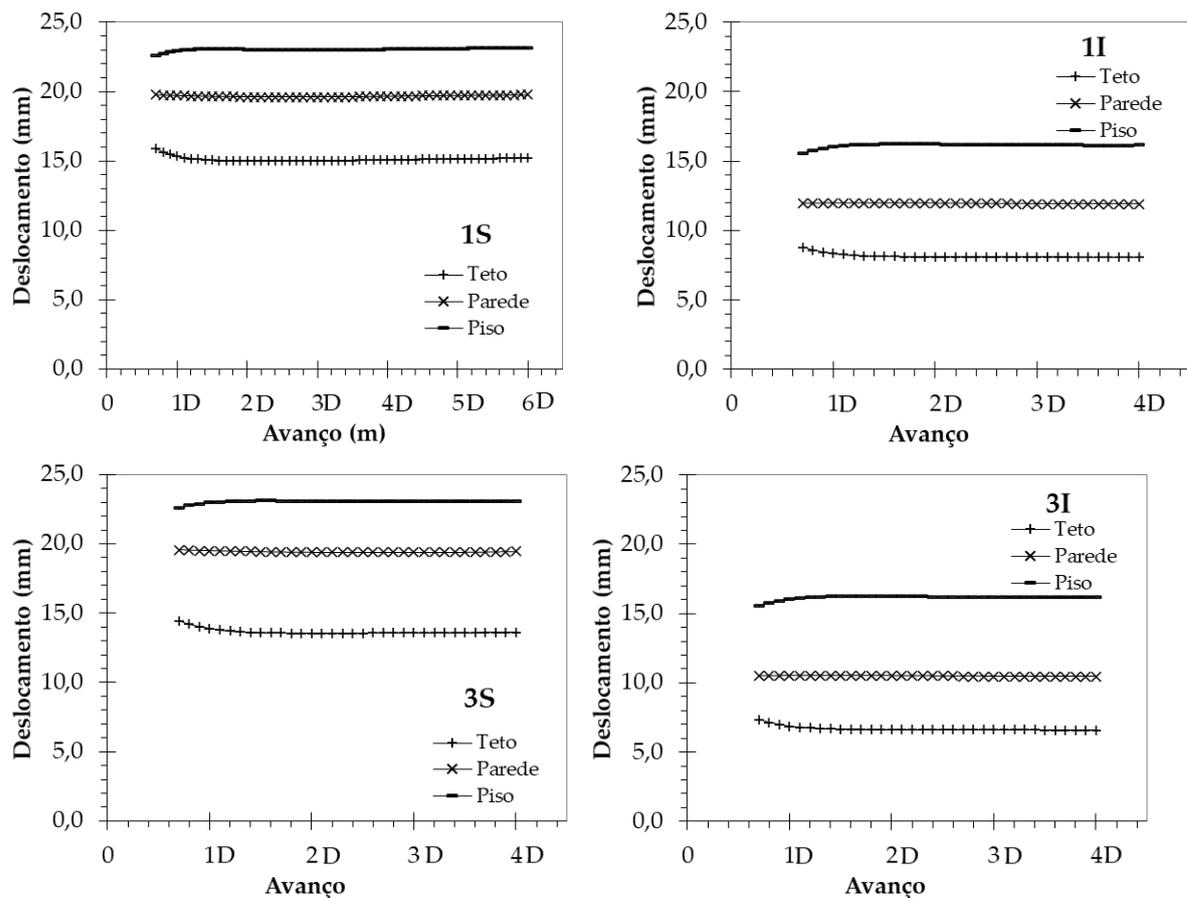
Para a sua comparação as análises a continuação foram feitas em pares fazendo coincidir valores iguais do parâmetro  $T$ , medido desde o topo e desde o piso do túnel.

#### 4.4.1. Análise dos deslocamentos.

Da mesma forma que nos modelos anteriores é necessária a análise dos pontos de controle à medida que avança a escavação para a determinação da face estabilizada e assim garantir a não influência do contorno nos resultados. A Figura 4.13 mostra a evolução dos deslocamentos para cada modelo definido pela variação do parâmetro T (Ver Tabela 3.2).

Como pode-se observar na Figura 4.13 os maiores deslocamentos ocorrem no piso do túnel destacando-se com os máximos valores os casos onde a camada fraca se encontra na parte superior da face de escavação. Além disso em todos os casos a estabilização começa a partir do avanço 1,5D sendo que na escavação 2D pode-se afirmar que se encontram totalmente estabilizados.

Assim, define-se como a face estabilizada a que corresponde ao avanço 20.



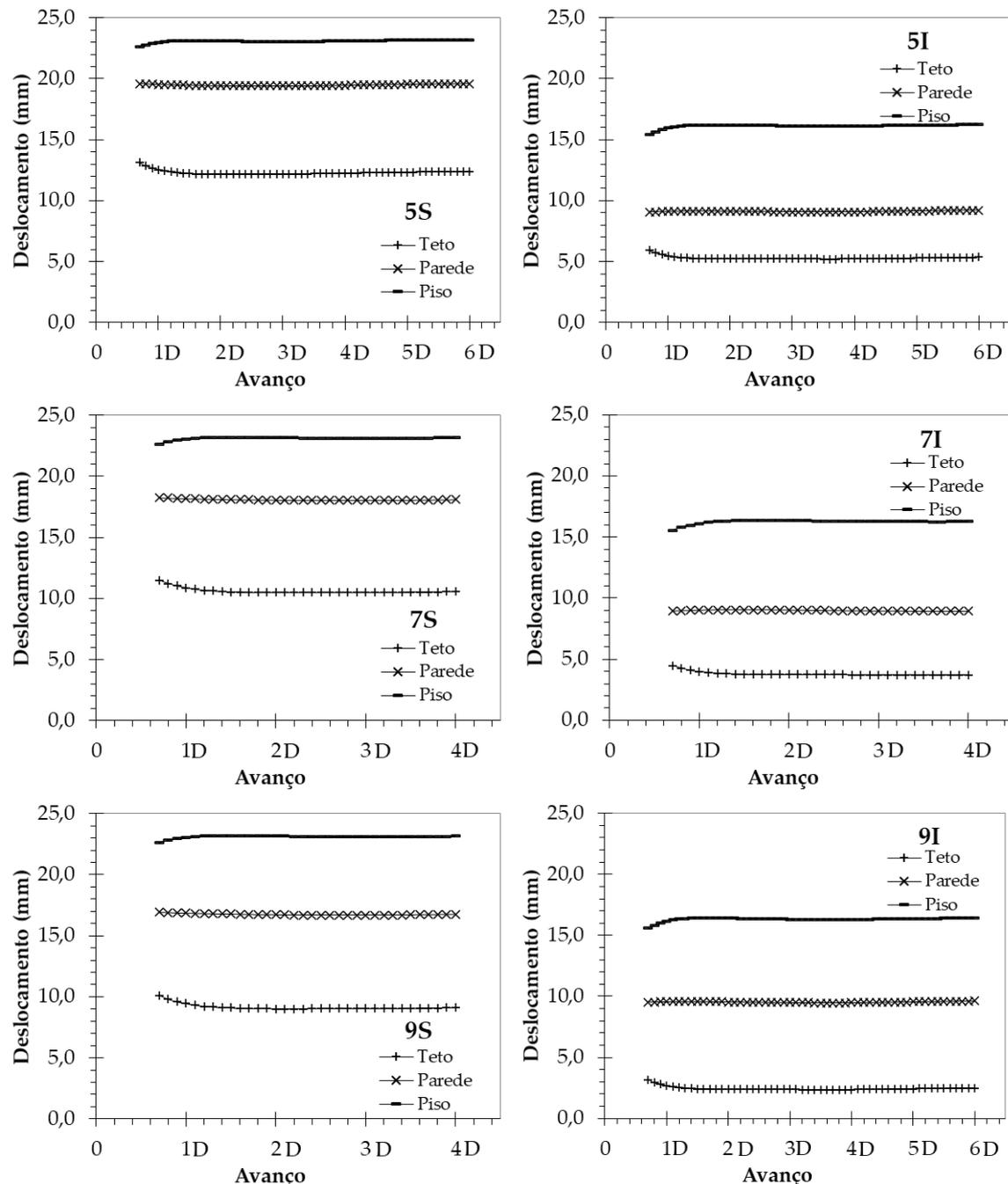


Figura 4.13 Monitoramento dos deslocamentos no Modelo III para as diferentes variações do parâmetro T.

#### 4.4.2. Avaliação da posição da camada fraca na face de escavação

##### 4.4.2.1. Modelos 1S e 1I

A primeira análise foi a determinação da pressão de face limite para cada caso. O procedimento para determinar dita pressão foi baseado no mesmo método que tem sido utilizado até agora. Para o caso 1S foi obtida um valor de  $\sigma_{fl}$  de 20% da pressão de face limite, sendo possível portanto uma diminuição de até um 80% de dita pressão. Por outra parte o valor  $\sigma_{fl}$  para o modelo 1I foi de 35% da Pressão de Face

Inicial. Desta forma pode-se afirmar que a posição mais crítica do estrato menos resistente para estes casos é quando se encontra na parte superior. Na Figura 4.14 se observam os valores de deslocamentos na face de escavação nos casos analisados.

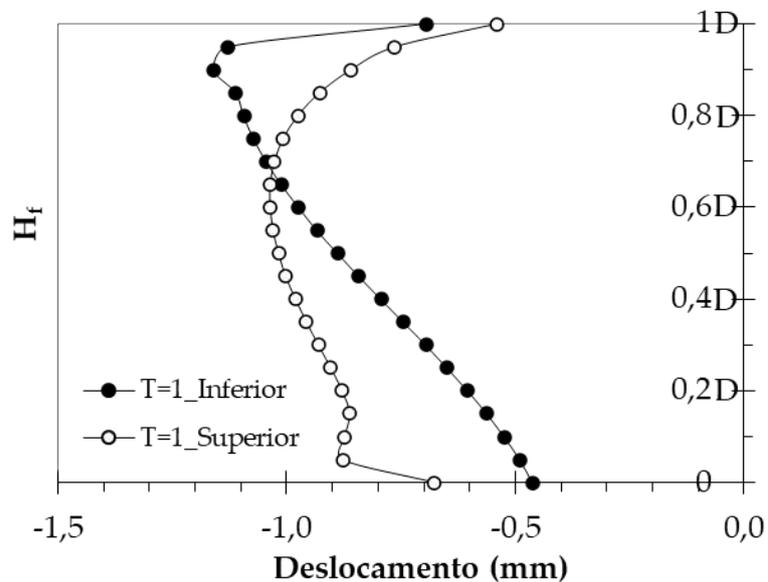


Figura 4.14 Comparação dos deslocamentos na face estabilizada para 1S e 1I.

Como observado na figura anterior os valores dos deslocamentos na direção da escavação são muito pequenos, porém nessas condições de escavação se encontram perto do limite como se evidencia na Figura 4.15. Note-se o início da plastificação do material não apenas na zona da face se não também perto do teto e em menor medida no piso do túnel.

Analisando o revestimento pode-se notar que os maiores deslocamentos acontecem no modelo 1S concentrados na metade inferior do túnel. Além disso pode-se observar a absorção dos deslocamentos pelo reforço, uma vez que na parte externa (em contato com o maciço) se apresentam os maiores valores e na parte interna (para dentro da escavação) se observam valores inferiores o qual evidencia a ativação do reforço (Figura 4.16).

Outro aspecto a ser avaliado no revestimento são os esforços, já que um dos seus princípios é que o mesmo deve trabalhar maximizando os esforços normais e minimizando os cortantes (Assis, 2002a). Neste ponto destaca-se o modelo 1I o qual apresenta valores de cortante maiores se comparados com o modelo 1S como

exemplificado na Figura 4.17. A distribuição dos esforços nas demais direções podem ser encontradas no Anexo B.

Por último foram comparados os recalques induzidos pela escavação do túnel, observando-se maiores valores para o modelo 1S como pode ser observado na Figura 4.18. É importante destacar que as magnitudes dos deslocamentos são muito pequenas por se tratar de uma escavação com tuneladora, a qual minimiza o distúrbio na superfície do terreno. A análise dos recalques foi feita comparando os valores máximos de cada modelo com respeito à superfície do terreno.

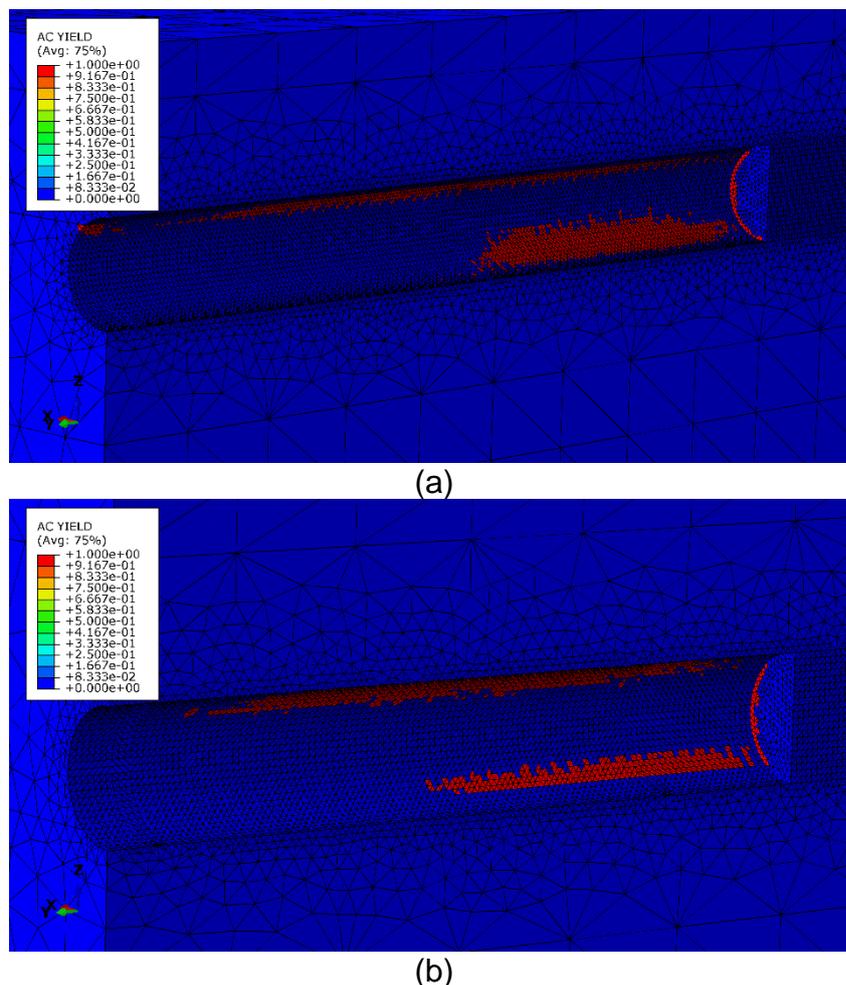


Figura 4.15 Plastificação do solo em (a) 1S e (b) 1I.

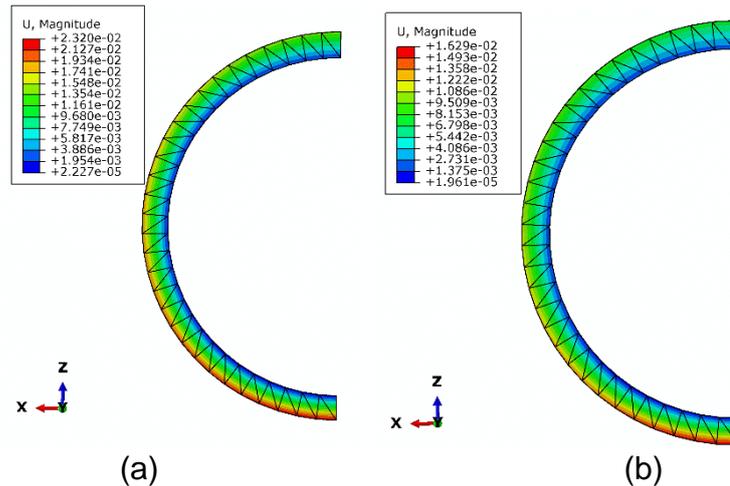


Figura 4.16 Magnitude dos deslocamentos no revestimento em (a) 1S e (b) 1I.

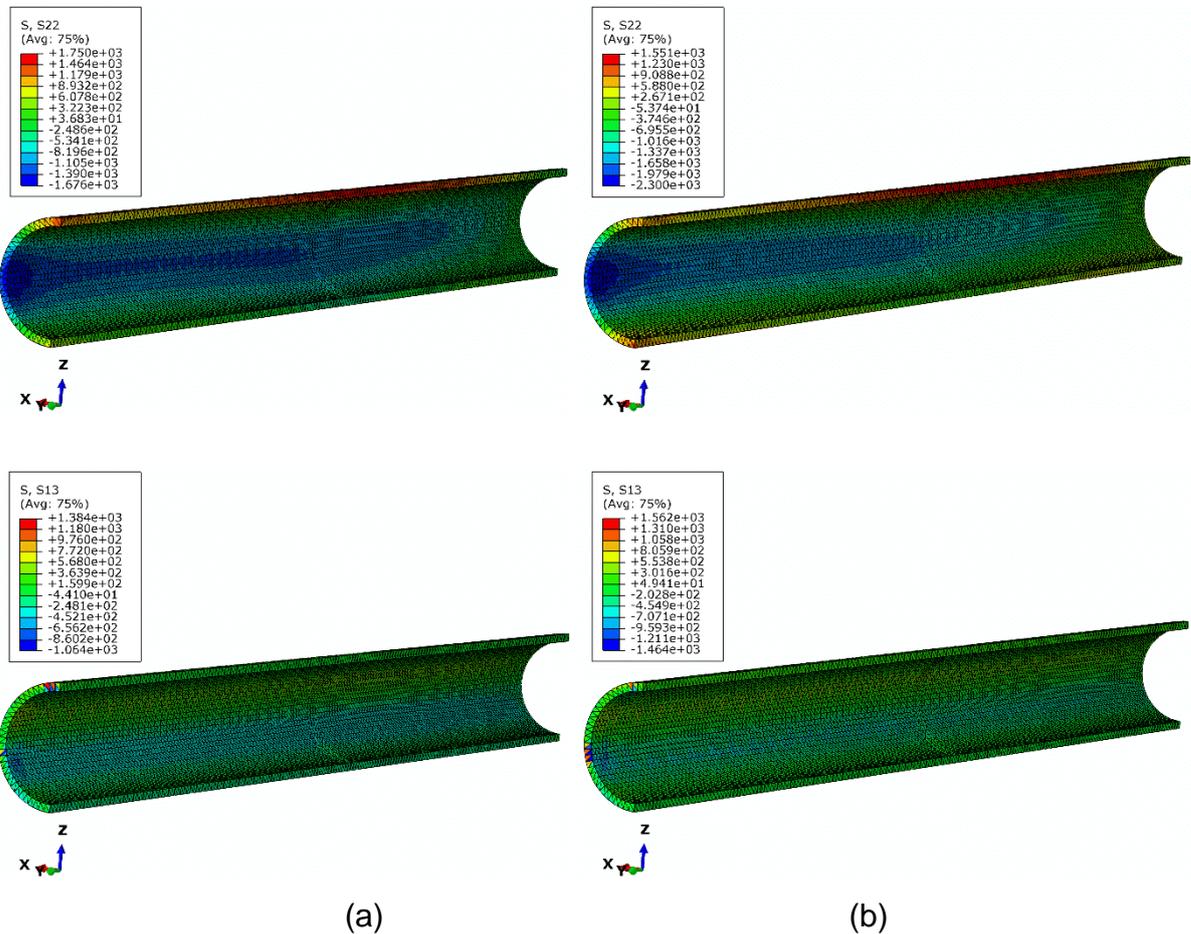


Figura 4.17 Distribuição dos esforços normais e cortantes no revestimento em (a) 1S e (b) 1I.

Note-se que nas figuras não constam unidades de medida pois o software trabalha com dados adimensionais. É de completa responsabilidade e critério do usuário conhecer e interpretar a resposta do software. No presente trabalho foi utilizado o sistema internacional de unidades, sendo então os resultados de deslocamentos e tensões expressados em metros e Kilopascal respectivamente. No software pode ser

identificada a plastificação do solo com a variável adimensional AC YIELD que significa plastificação ativa pelas suas siglas em inglês. Dita variável varia de zero (quando não existe plastificação) até 1 (material com plastificação ativa) (Dassault Systèmes, 2014).

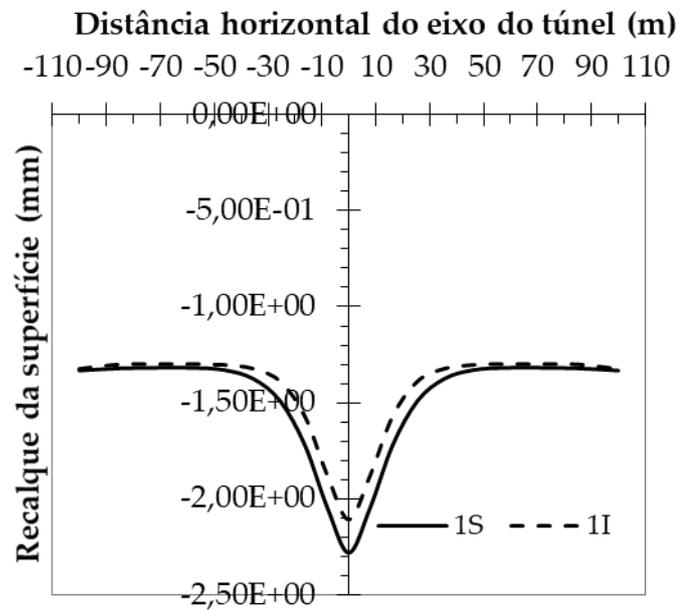


Figura 4.18 Recalques induzidos pela escavação: modelos 1S e 1I.

#### 4.4.2.2. Modelos 3S e 3I.

No modelo 3S foi obtida uma pressão de face limite igual a 35% da pressão inicial, enquanto para o modelo 3I o valor de  $\sigma_{tl}$  foi de 30%, denotando assim a posição superior da camada débil como crítica. Na Figura 4.19 se mostram os deslocamentos ao longo da face para a sua análise.

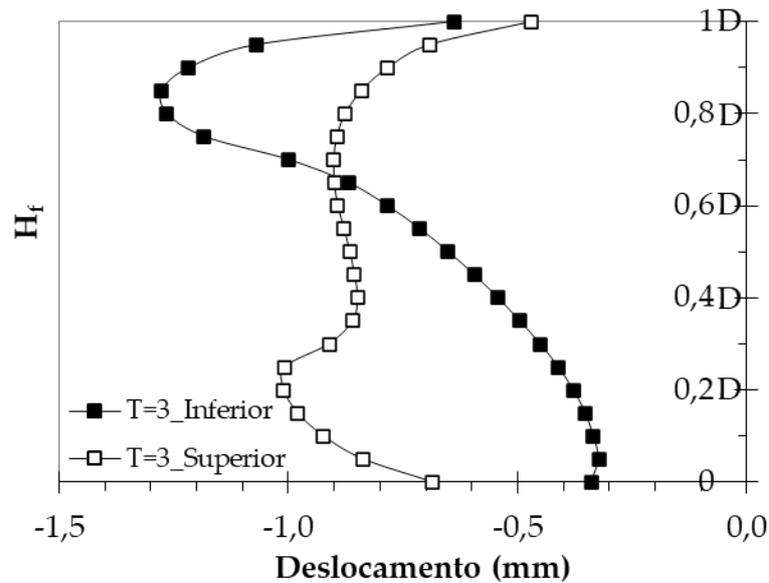


Figura 4.19 Comparação dos deslocamentos na face estabilizada para 3S e 3I.

O sentido dos deslocamentos poderia sugerir um colapso de face tipo *blow-out* o qual ocorre quando a pressão na face é muito grande provocando o empuxo da massa de solo em direção à superfície do terreno. Neste sentido foi constatado que inicialmente os deslocamentos começam nessa direção e à medida que ia sendo diminuída a pressão inicial a face vai se movimentando no sentido da escavação até atingir o colapso chegando à  $\sigma_{ti}$ . Ou seja, os valores mais perto de zero ou positivos (o qual significa em direção à zona escavada) representam os mais críticos para os casos analisados.

Na Figura 4.20 se observa a plastificação do solo com a aplicação da pressão limite. Note-se que, no caso onde o estrato débil se encontra na parte superior do maciço (modelo 3S), a plastificação se observa no piso do túnel e vice-versa.

Ao analisar os esforços e deslocamentos no revestimento pode-se apreciar que modelo 3S apresenta as maiores magnitudes tanto nos esforços cortantes quanto os normais (Figura 4.21). Uma representação dos esforços gerados pode ser observada na Figura 4.22.

Ao analisar os recalques induzidos pela escavação foram constatados os maiores valores no modelo 3S, como pode ser observado na Figura 4.23. Neste modelo foram obtidos valores positivos do assentamento superficial. A determinação do recalque positivo ou negativo na escavação com tuneladora está influenciado, entre outros

fatores, pela pressão de face e a presença do reforço aplicado (R. Chen et al., 2019; Maynar e Rodriguez, 2005).

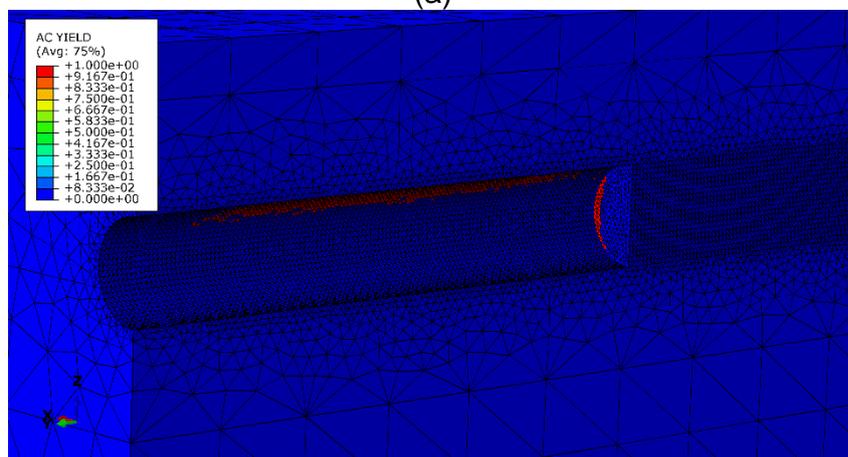
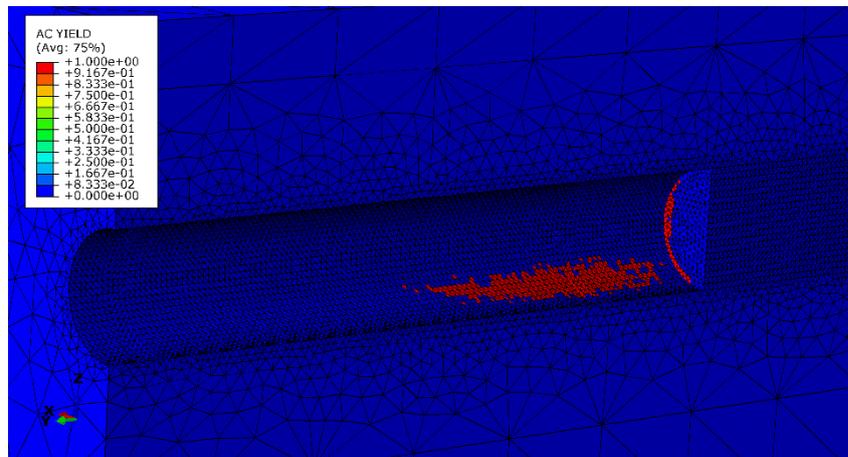


Figura 4.20 Plastificação do solo em (a) 3S e (b) 3I.

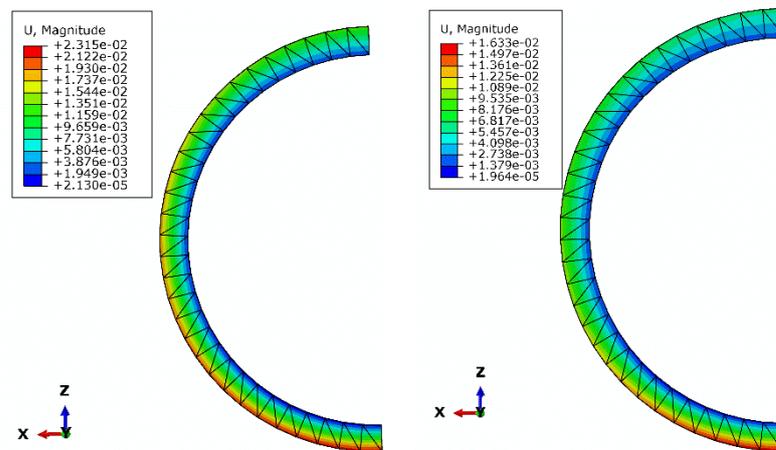


Figura 4.21 Magnitude dos deslocamentos no revestimento em (a) 3S e (b) 3I.

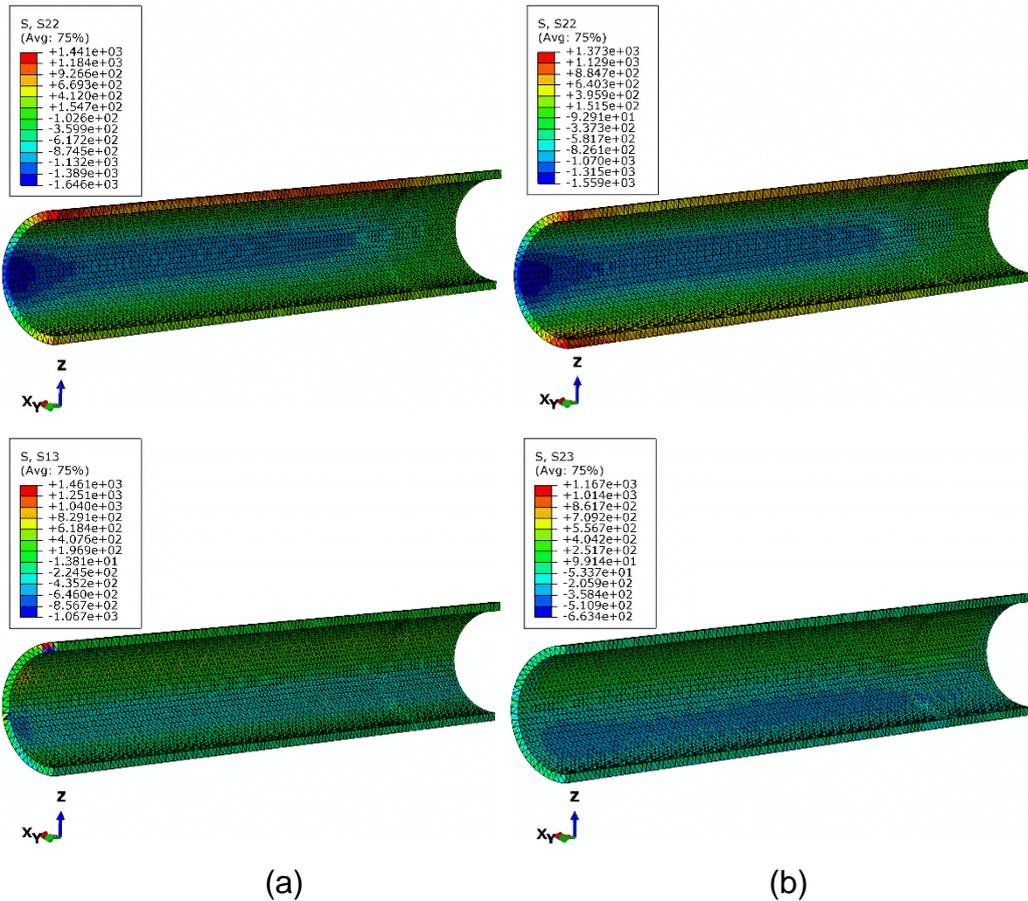


Figura 4.22 Distribuição dos esforços normais e cortantes no revestimento em (a) 3S e (b) 3I.

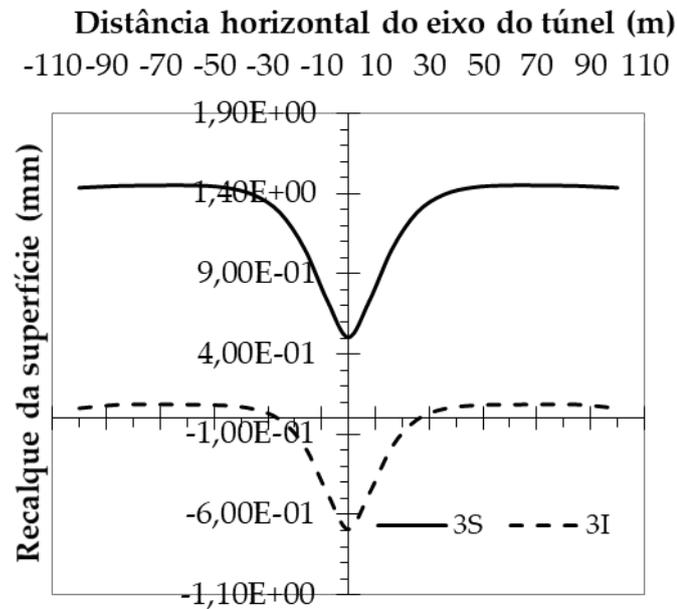


Figura 4.23 Recalques induzidos pela escavação: modelos 3S e 3I.

#### 4.4.2.3. Modelos 5S e 5I.

Os modelos 5S e 5I correspondem a um valor do parâmetro  $T = 5\text{m}$ , tanto para o caso onde o estrato débil situa-se na parte superior como no caso onde se encontra na parte inferior do diâmetro do túnel. Os resultados mostraram que em ambos dos modelos foi possível diminuir até um 80% a pressão de face inicialmente definida pela Equação 3.1, ou seja, foi obtida uma  $\sigma_{tl} = 0,2 * \sigma_{t0}$ . Na Figura 4.24 pode ser observado o comportamento dos deslocamentos ao longo da face de escavação.

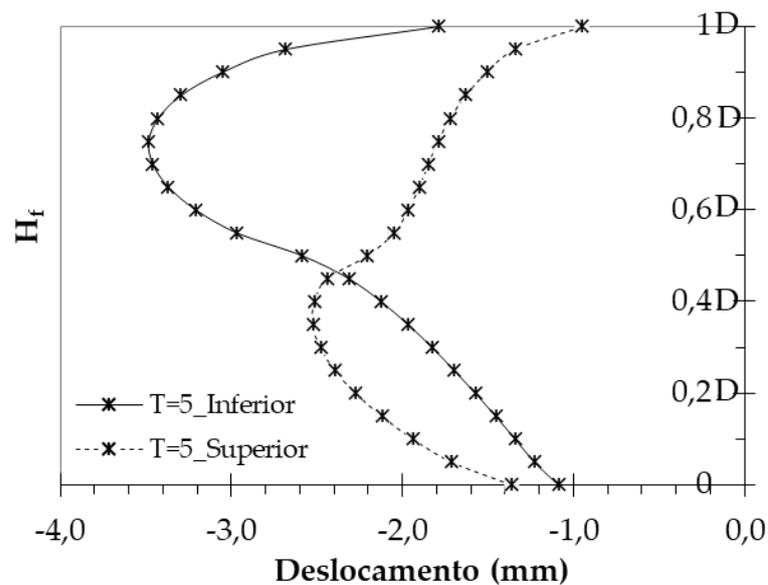


Figura 4.24 Comparação dos deslocamentos na face estabilizada para 5S e 5I.

Fazendo uma análise dos deslocamentos na face da Figura 4.24 pode-se notar que no ponto de mudança entre os estratos, o qual coincide na metade do diâmetro do túnel (5m), o gráfico apresenta uma curvatura mais suave no modelo 5S em comparação com o modelo 5I. Além disso os deslocamentos para 5I tem uma maior tendência a se movimentar na direção da escavação aumentando assim a possibilidade de falha. Esta curvatura maior da curva no modelo 5I pode trazer uma maior dificuldade para a execução da escavação, sendo evidente a presença de duas zonas com diferenças notáveis no comportamento numa mesma face de escavação.

Na sequência se encontram as Figura 4.25, Figura 4.26 e Figura 4.27 as quais representam respetivamente a plastificação ocorrida no maciço com a aplicação da pressão de face limite evidenciando a iminência do colapso, a distribuição dos deslocamentos no revestimento aplicado e os esforços gerados no revestimento.

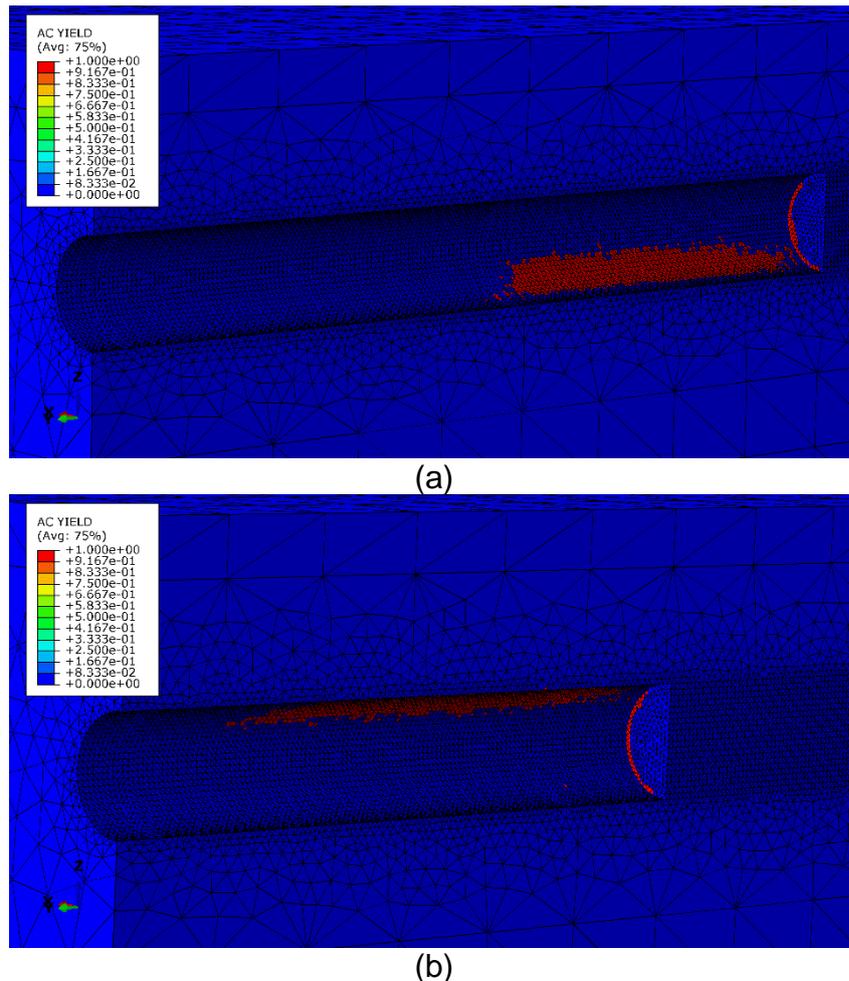


Figura 4.25 Plastificação do solo em (a) 5S e (b) 5I.

Na Figura 4.25 se observa uma zona plastificada mais extensa no caso do modelo 5I constituindo um ponto a ser tido em conta na determinação da posição mais crítica tanto da interface quanto a posição da camada débil na face.

Na Figura 4.26 podem-se apreciar os maiores esforços cortantes e os menores esforços normais para cada caso em questão para a sua comparação. Note-se que os maiores esforços cortantes aparecem no modelo 5S ressaltando-o como o mais desfavorável neste quesito.

Do mesmo modo que nos casos analisados anteriormente, observam-se magnitudes de deslocamento maiores no modelo 5S em comparação com o modelo 5I assim como uma maior ativação do suporte evidenciado pela distribuição dos deslocamentos até a parte superior do mesmo.

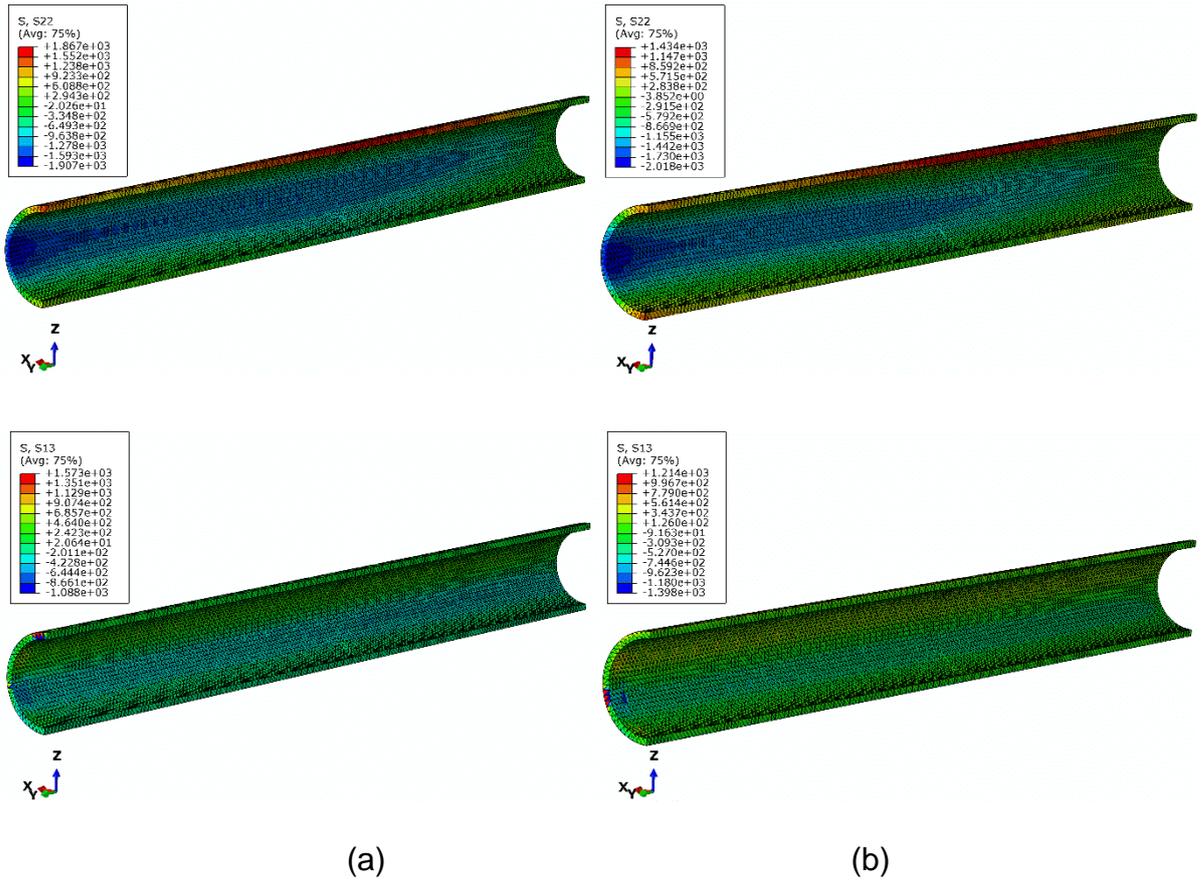


Figura 4.26 Distribuição dos esforços normais e cortantes no revestimento em (a) 5S e (b) 5I.

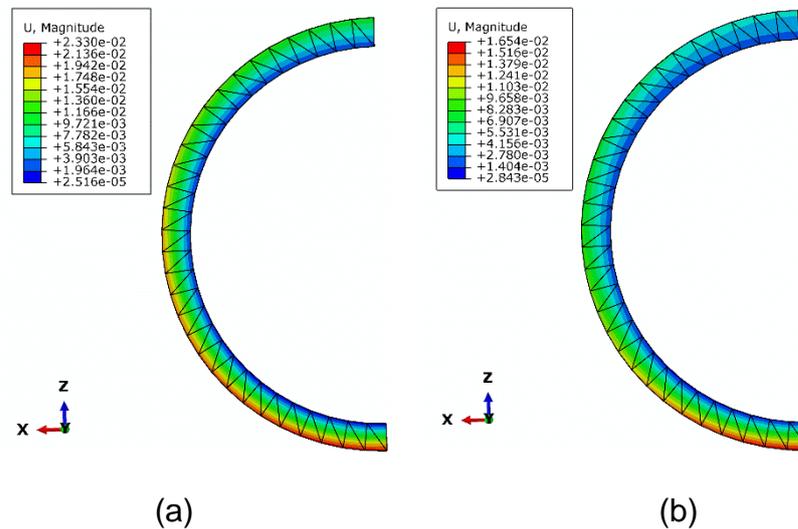


Figura 4.27 Magnitude dos deslocamentos no revestimento em (a) 5S e (b) 5I.

A Figura 4.28 mostra os recalques gerados nos modelos 5S e 5I, sendo os maiores valores observados no modelo 5S.

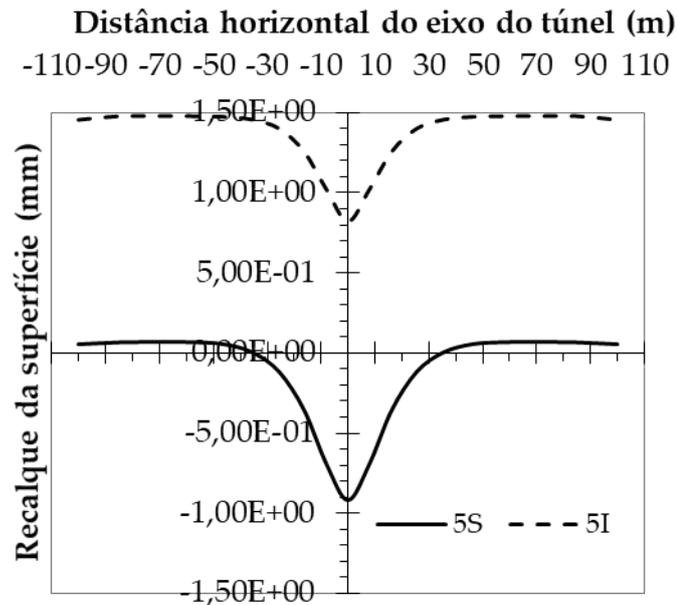


Figura 4.28 Recalques induzidos pela escavação: modelos 5S e 5I.

#### 4.4.2.4. Modelos 7S e 7I

Os modelos 7S e 7I correspondem a valores do parâmetro T de 7 medido desde o teto e o piso do túnel respectivamente. Para o modelo 7S foi possível fazer uma redução de até 70% da pressão de face inicial obtendo assim uma  $\sigma_{tl} = 0,3 * \sigma_{t0}$ . Já no modelo 7I o valor da pressão de face limite foi 35% da pressão de face inicial. Senso assim nestes casos a posição mais crítica do estrato débil é na parte inferior. A Figura 4.29 apresenta os deslocamentos na face estabilizada para ambos casos notando que os valores dos deslocamentos com a  $\sigma_{tl}$  são maiores em comparação que os modelos anteriores o que se traduz a uma movimentação da face mais proeminente na direção do colapso. Além disso pode-se observar que os maiores deslocamento ocorrem no modelo 7S.

Nas Figuras 4.27, 4.28 e 4.29 se encontram respectivamente a plastificação ocorrida no maciço com a aplicação da pressão de face limite evidenciando a iminência do colapso, a distribuição dos deslocamentos no revestimento aplicado e os esforços gerados no revestimento.

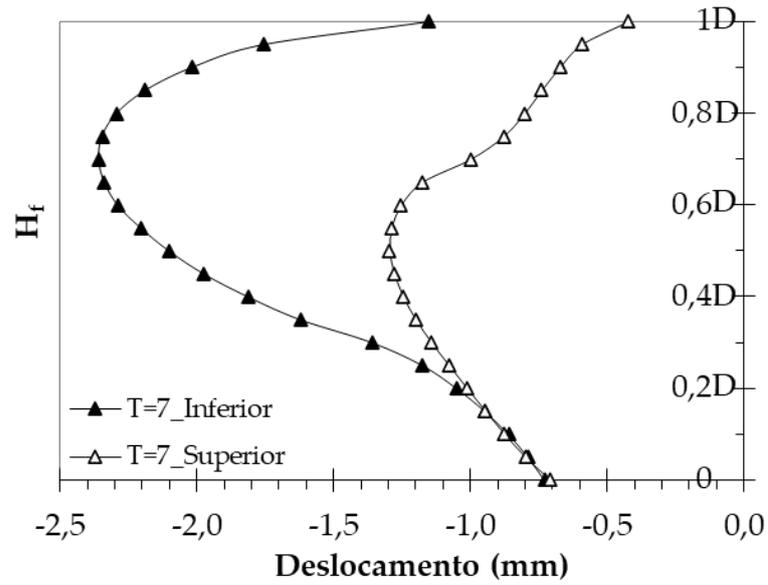
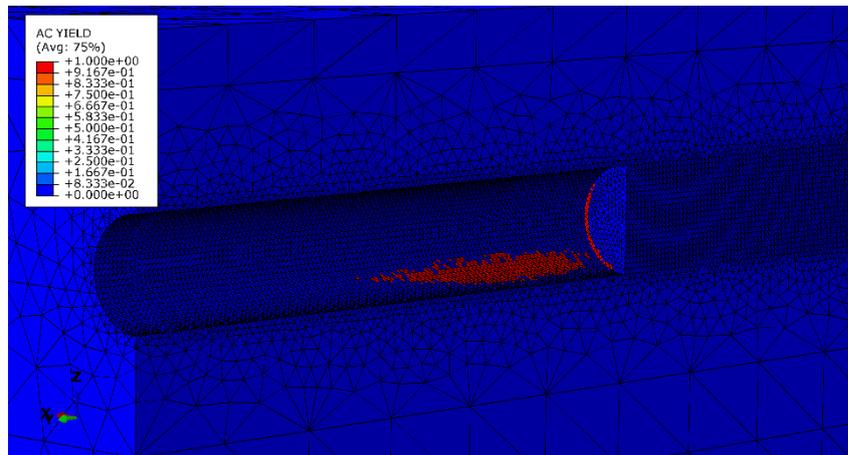
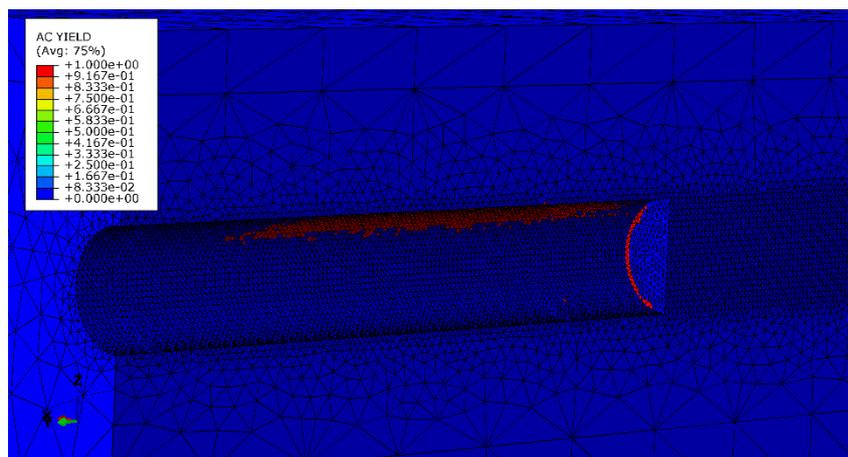


Figura 4.29 Comparação dos deslocamentos na face estabilizada para 7S e 7I.



(a)



(b)

Figura 4.30 Plastificação do solo em (a) 7S e (b) 7I.

Como se observa na Figura 4.31 a magnitude dos deslocamentos no reforço 7S são maiores que os gerados em 7I. Por outra parte nota-se a distribuição destes

deslocamentos ao longo da seção do revestimento confirmando a ativação do mesmo nos modelos.

Na Figura 4.32 estão representados os maiores esforços cortantes gerados em cada modelo assim como os menores esforços normais. Note-se que os maiores esforços cortantes são gerados no modelo 7S, destacando-o como desfavorável neste aspecto.

Enquanto à análise dos recalques, foi constatado que os maiores valores ocorreram no modelo 7S como pode ser observado na Figura 4.33.

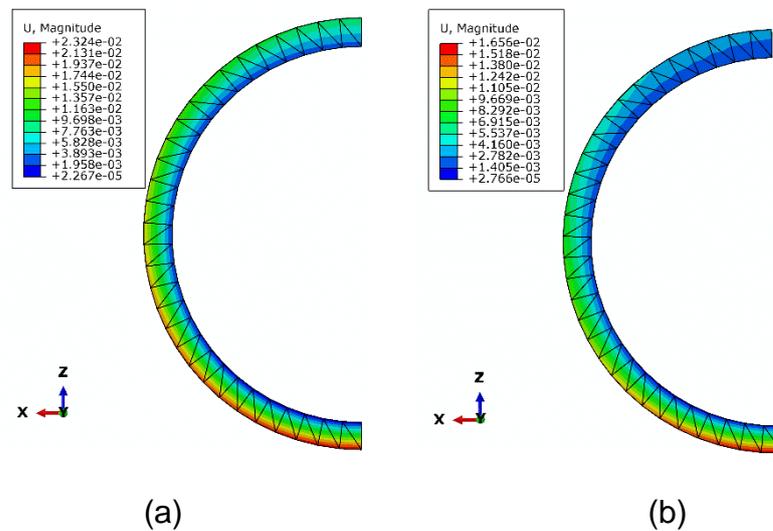
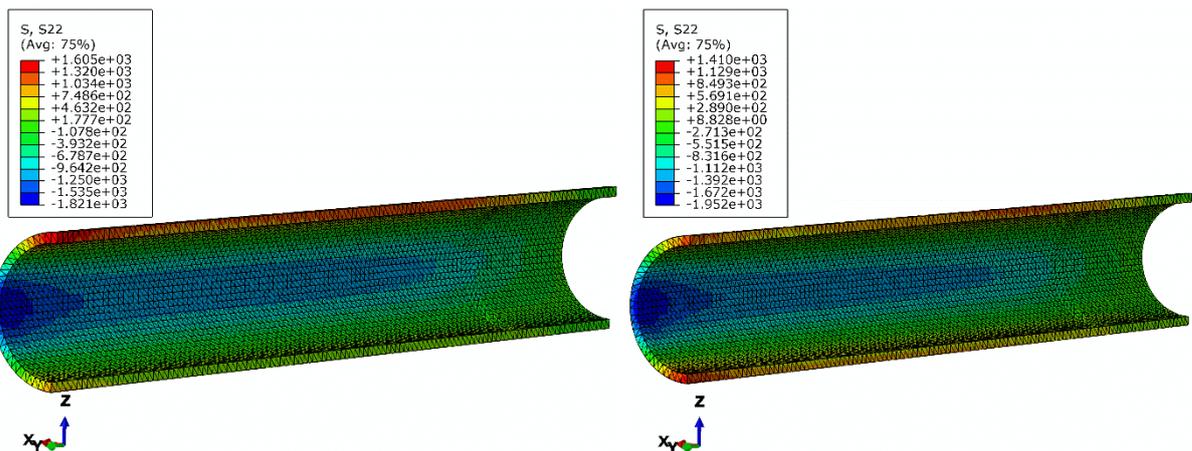


Figura 4.31 Magnitude dos deslocamentos no revestimento em (a) 7S e (b) 7I.



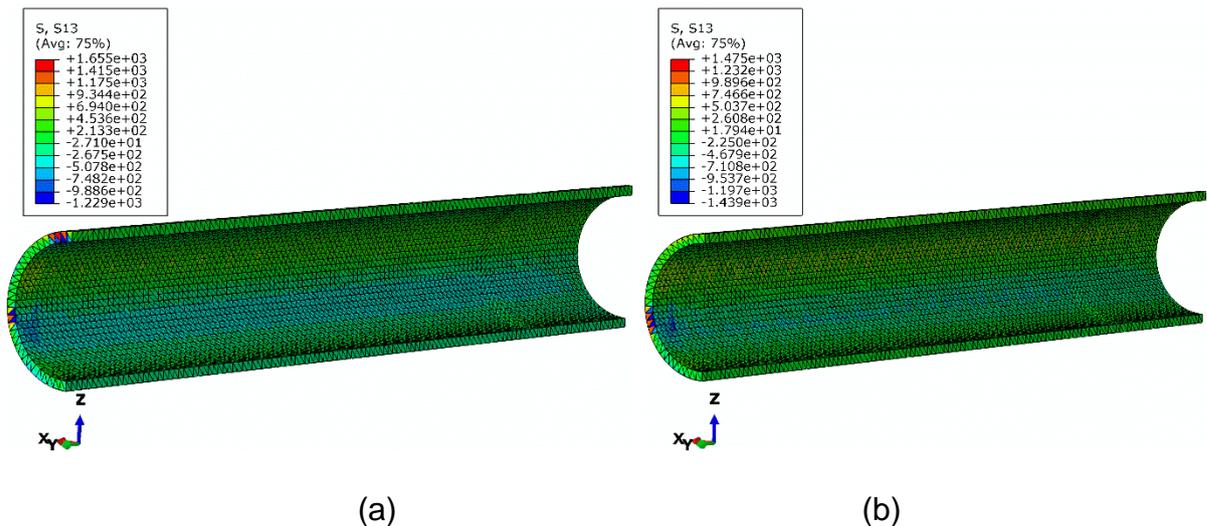


Figura 4.32 Distribuição dos esforços normais e cortantes no revestimento em (a) 7S e (b) 7I.

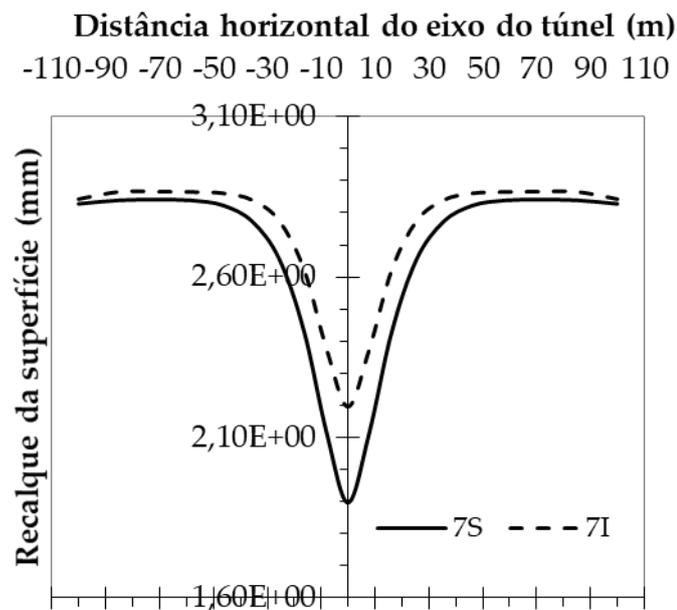


Figura 4.33 Recalques induzidos pela escavação: modelos 7S e 7I.

#### 4.4.2.5. Modelos 9S e 9I.

Por último são apresentados os resultados para os modelos 9S e 9I. No primeiro modelo foi determinada uma pressão de face limite de 35% da pressão de face inicial, sendo possível fazer a escavação com até 65% de diminuição da mesma. Por outro lado, no modelo 9I a  $\sigma_{tl} = 0,2 * \sigma_{t0}$  conseguindo executar a escavação até com um 80% de diminuição da pressão de face inicial. Baseados nestes resultados pode-se afirmar que a posição mais crítica da camada débil para estes modelos é a superior.

Isto se evidencia na Figura 4.34 onde são comparados os deslocamentos na face estabilizada para ambos modelos, sendo que 9S apresenta os maiores valores.

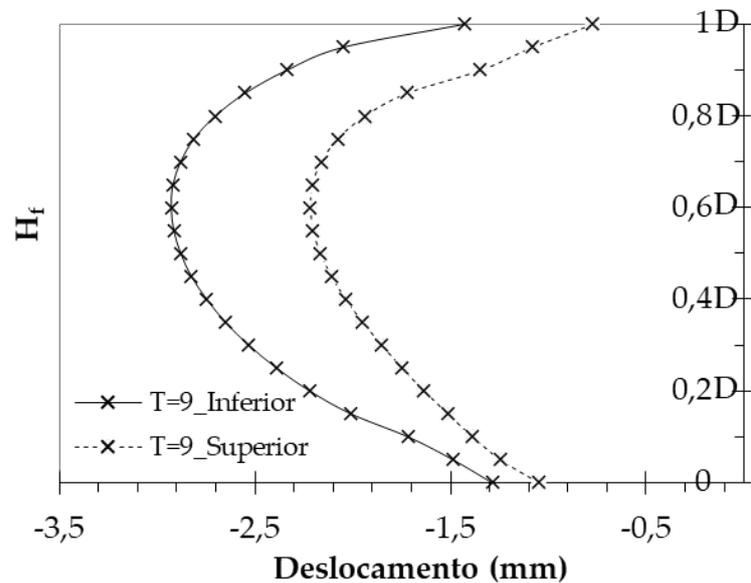
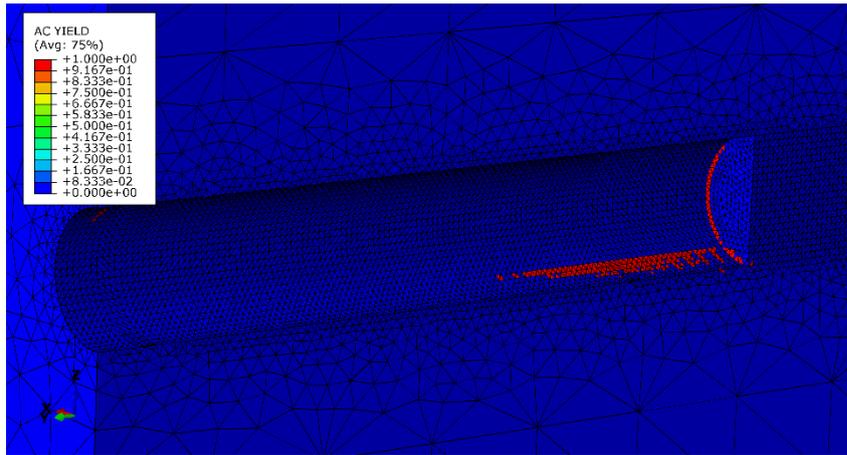


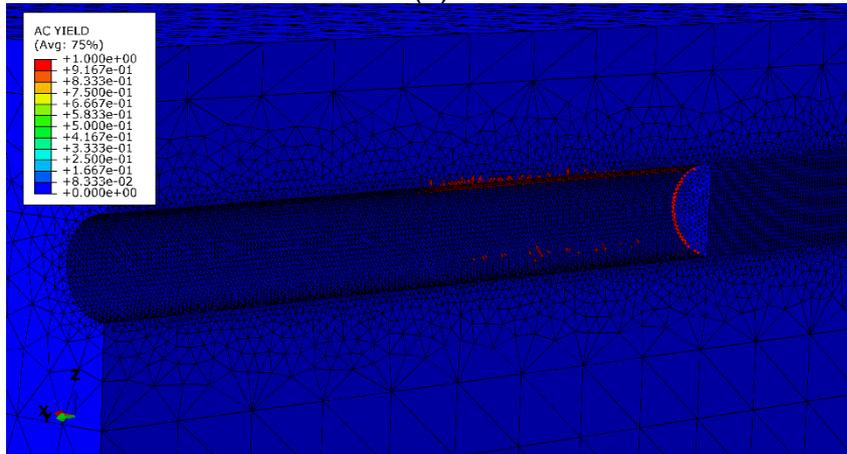
Figura 4.34 Comparação dos deslocamentos na face estabilizada para 9S e 9I.

A modo de comparação são apresentados nas Figuras 4.35, 4.36 e 4.37 respectivamente, a plastificação do solo, distribuição dos deslocamentos no revestimento assim como os máximos esforços cortantes e os mínimos normais no revestimento.

Note-se que no caso do modelo 9I apresenta um maior comprometimento da estrutura devido à extensão da plastificação observada no teto e alguns pontos do piso do túnel se comparado com o modelo 9S onde a plastificação é observada na face de escavação e uma parte do piso.

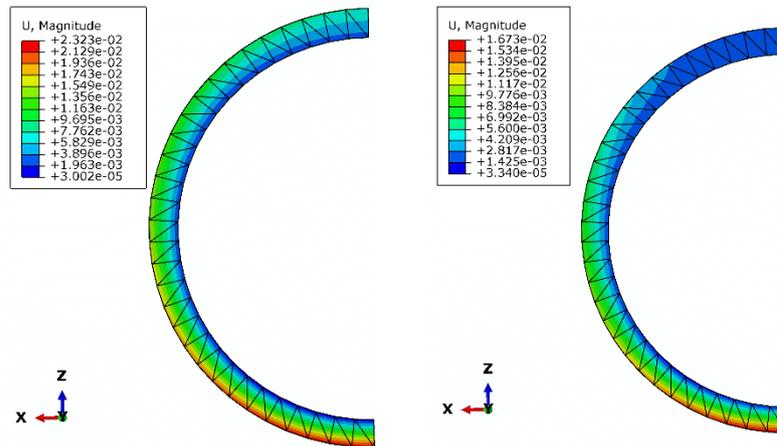


(a)



(b)

Figura 4.35 Plastificação do solo em (a) 9S e (b) 9I.



(a)

(b)

Figura 4.36 Magnitude dos deslocamentos no revestimento em (a) 9S e (b) 9I.

Por outra parte na Figura 4.36 se observam magnitudes maiores dos deslocamentos do modelo 9S existindo também uma ativação maior do revestimento se comparado com 9I mostrada pela distribuição destes deslocamentos na seção do reforço.

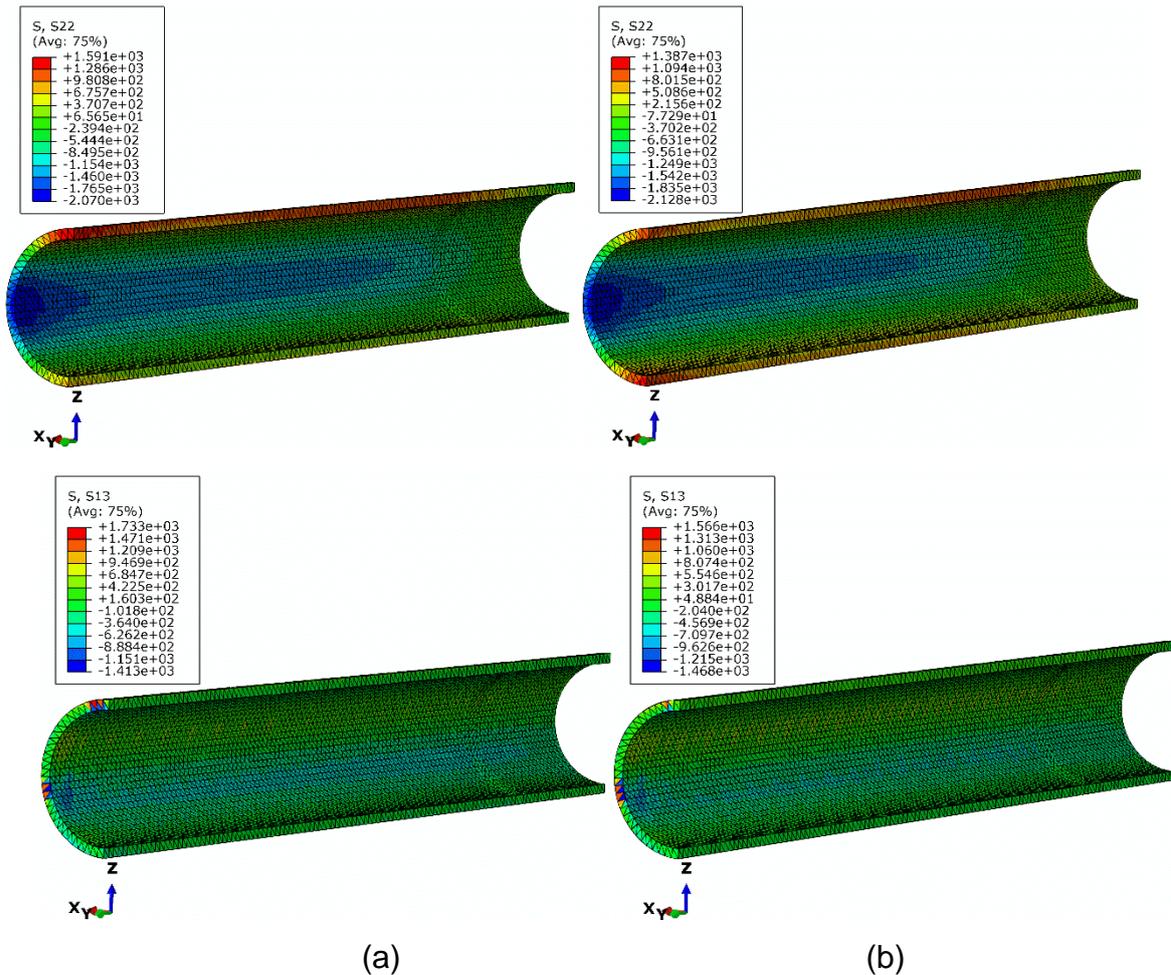


Figura 4.37 Distribuição dos mínimos esforços normais e máximos cortantes no revestimento em (a) 9S e (b) 9I.

Analisando a Figura 4.37 pode-se observar que os máximos esforços cortantes são gerados no modelo 9S destacando-o como o mais desfavorável também neste aspecto.

Com respeito aos recalques induzidos na superfície destacou-se o modelo 9S com os maiores valores como mostrado na Figura 4.38.

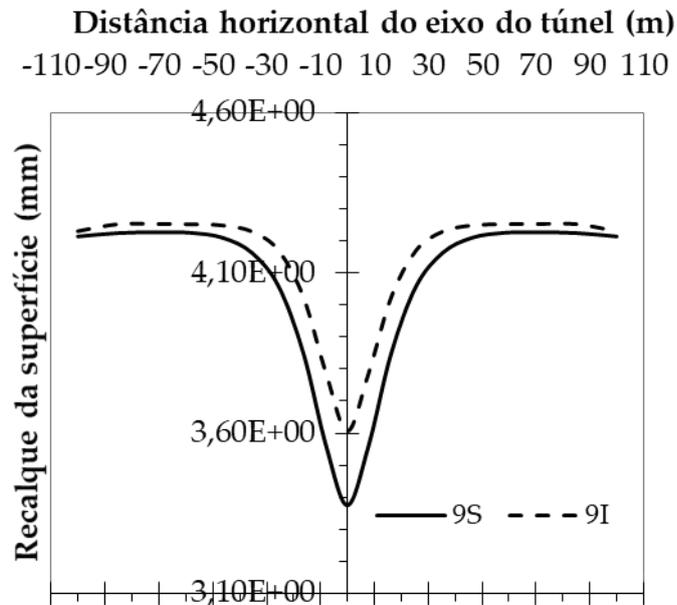


Figura 4.38 Recalques induzidos pela escavação: modelos 9S e 9I.

#### 4.4.3. Análise da posição da interfase entre os estratos na estabilidade da face

Foi analisada a influência da posição da interfase entre os estratos na estabilidade da face de escavação. Para isto foram avaliados os deslocamentos gerados na face de escavação correspondentes a cada valor do parâmetro T, considerando em cada caso os valores de pressão de face limite obtidos em análise prévia (Epígrafe 4.4.2).

Na Figura 4.39 Distribuição dos deslocamentos na face para cada parâmetro T (a) Superior, (b) Inferior.

se observa a distribuição dos deslocamentos na face para cada valor de T. Quando o parâmetro T é analisado partindo desde o topo do túnel, as posições 3m, 1m e 7m apresentaram os maiores deslocamentos. Por outra parte quando T varia desde o piso do túnel as posições mais críticas em relação aos deslocamentos resultaram para T=3m e T=1m. Em ambas situações se destaca T=3m mostrando uma movimentação maior na direção do colapso.

Enquanto às pressões de face limite, os maiores valores correspondem a T=3m, T=7m e T=9m na parte superior, e T=1m, T=3m e T=7m na parte inferior. A diferença entre as magnitudes destas pressões é pequena, apenas 5%, por este motivo o fator determinante para a determinação da posição mais crítica da interfase foi a distribuição dos deslocamentos na face.

Tendo em conta os resultados anteriores pode-se afirmar que a posição mais crítica da interfase é  $T=3\text{m}$  (estrato menos resistente na parte superior) sendo este mesmo valor o que se apresenta como mais desfavorável no caso do estrato fraco na parte inferior.

Estes resultados podem ser comparados com os obtidos por Ibrahim et al., (2015) os quais concluíram no seu estudo em 3D, que a posição mais crítica de um estrato de areia solta de 1m de espessura se encontra a um terço medido desde o piso do túnel, o qual coincide com a posição  $T=3\text{m}$  da presente pesquisa.

Por outra parte Mollon et al., (2011) estudaram este mesmo efeito da camada de areia solta em 2D, obtendo que a posição mais crítica se situa a 1m desde o piso do túnel. Os resultados mostraram que para esta posição foram observadas as maiores movimentações dos blocos de falha do mecanismo proposto por estes autores. No entanto na análise 3D, 1m de estrato débil medido desde o piso do túnel representa uma fração muito pequena na face, fazendo com que os resultados destes dois estudos ofereçam esta diferença (Ibrahim et al., 2015).

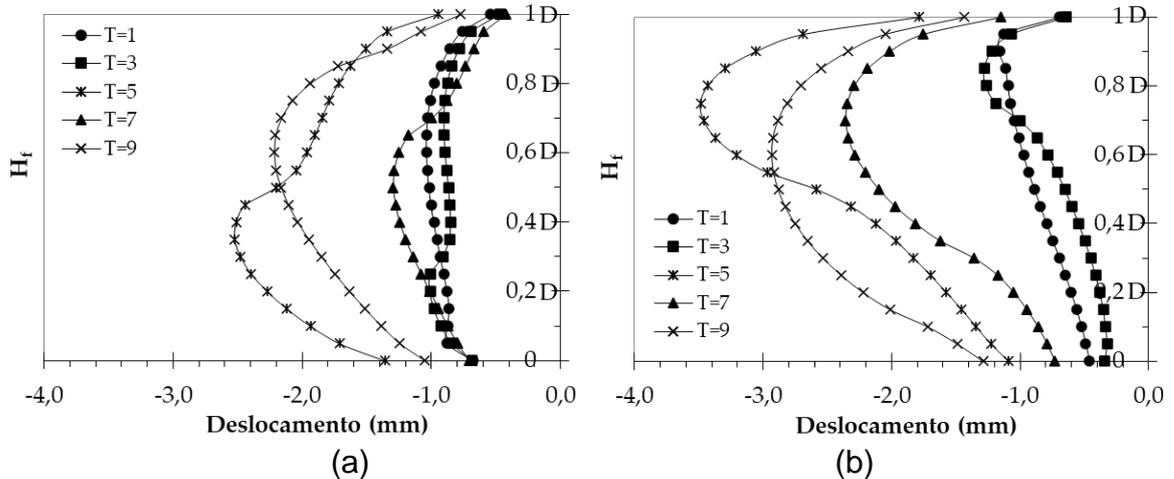


Figura 4.39 Distribuição dos deslocamentos na face para cada parâmetro T

(a) Superior, (b) Inferior.

#### 4.5. Análise da probabilidade de falha da face do túnel por colapso

Nesta análise foi comparada a probabilidade de falha ( $P_f$ ) do túnel por colapso quando escavado em dois tipos de solo: estrato i e solo residual (Ver Tabela 3.1).

#### 4.5.1. Cenário otimista

Para um cenário otimista onde os CoV são pequenos, ou seja, onde é assumido que as variáveis de entrada têm pouca variação, foram registradas probabilidades de falha a partir de uma pressão de face de 15 kPa no caso da análise com solo residual e de 27 kPa no caso de se tratar de areia densa (Figura 4.40).

O maior valor de  $P_f$  para solo residual foi computado para  $\sigma_t = 1\text{kPa}$  sendo de  $6.44 \times 10^{-2}$  decrescendo bruscamente até  $1 \times 10^{-6}$  para  $\sigma_t = 15\text{kPa}$ . O mesmo comportamento foi observado para areia compacta, mas apresentando valores maiores de  $P_f$  indo desde 1 (para  $\sigma_t = 1\text{kPa}$ ) até  $1 \times 10^{-6}$  (para  $\sigma_t = 27\text{kPa}$ ).

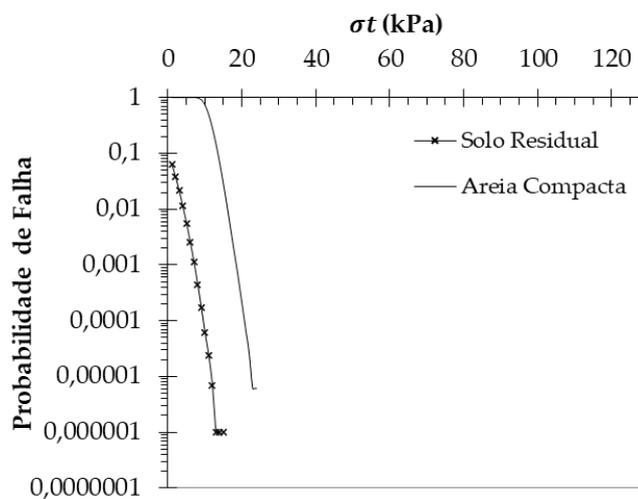


Figura 4.40 Influência do tipo de solo na probabilidade de falha da face do túnel – cenário otimista.

#### 4.5.2. Cenário neutral

A Figura 4.41 mostra a probabilidade de falha da face do túnel para um Cenário Neutral. Foi notado que, para o intervalo de Pressões de Face prescritas desde 1 até 130 kPa, o Solo Residual começou apresentando os valores mais altos de Probabilidade de Falha ( $\sim 2.37 \times 10^{-1}$ ) para uma  $\sigma_t = 1\text{kPa}$ , decrescendo rapidamente com o incremento desta pressão. Quando  $\sigma_t = 41\text{kPa}$  a probabilidade de falha é de  $1 \times 10^{-6}$  o qual na prática significa uma estrutura segura (S. Zhou et al., 2020).

No caso da areia compacta para valores de  $\sigma_t$  baixos, na faixa de 1 até 14 kPa os valores de probabilidade de falha apresentam-se altos indo desde 1 até  $2.22 \times 10^{-1}$ . A partir desse ponto começa a diminuir rapidamente até valores considerados seguros ( $1 \times 10^{-6}$ ) para  $\sigma_t = 77\text{kPa}$ .

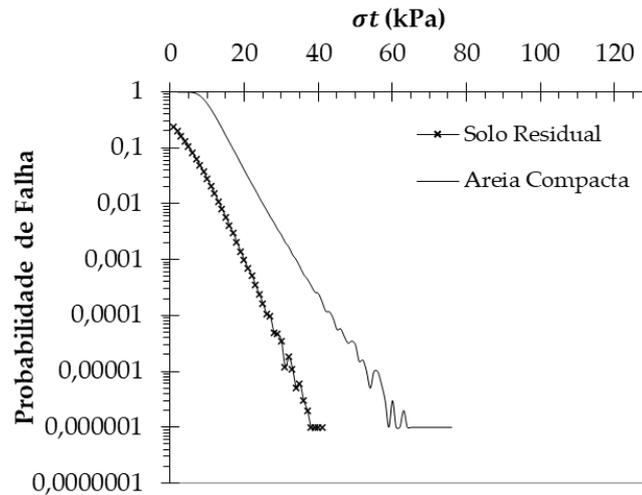


Figura 4.41 Influência do tipo de solo na probabilidade de falha da face do túnel – cenário neutral.

#### 4.5.3. Cenário pessimista

Considerando um cenário pessimista pode-se observar na Figura 4.42 que, com a aplicação de uma  $\sigma_t = 1 \text{ kPa}$  o maior valor de probabilidade de falha é de  $3.4 \times 10^{-1}$  para uma escavação em Solo Residual caindo rapidamente até  $1 \times 10^{-6}$  para uma pressão de face entorno aos 96 kPa. Além disso pode-se demarcar uma faixa segura para valores de pressão de face a partir de 55 kPa onde se observou uma estabilização dos valores de probabilidade de falha de  $9.9 \times 10^{-5}$ .

Com a escavação em areia compacta os valores máximos de probabilidade de falha oscilaram em torno de 1 até  $1.13 \times 10^{-1}$  para  $\sigma_t = 1 \text{ kPa}$  até  $\sigma_t = 20 \text{ kPa}$ . Após este valor de pressão de face, a probabilidade de falha foi diminuindo, destacando-se uma faixa segura com valores entre  $8.6 \times 10^{-5}$  até  $1.4 \times 10^{-5}$  correspondente a Pressões de Face de entre 97 e 130 kPa.

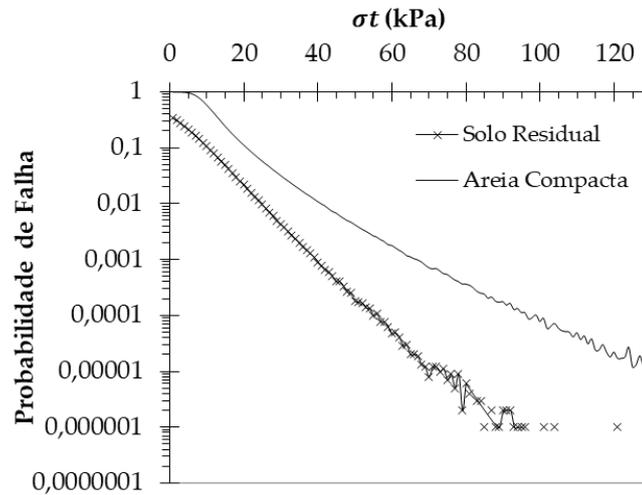


Figura 4.42 Influência do tipo de solo na probabilidade de falha da face do túnel – cenário pessimista.

#### 4.5.4. Determinação da faixa de segurança

Com base nas figuras anteriores pode-se escolher facilmente o nível de segurança desejado para cada caso analisado individualmente e também de forma geral, com a sua respectiva pressão de face necessária para manter a estabilidade.

Para ter uma maior visão dos resultados foi confeccionada a Tabela 4.3 onde se encontra classificada a  $P_f$  para cada valor de  $\sigma_t$ , por faixa de magnitudes para o caso de escavação em solo residual. É necessário ressaltar que os valores de  $\sigma_t$  analisados vão desde 1 até 130 kPa, sendo que na Tabela 4.3 foi simplificada a faixa de valores de 61 até o valor máximo de 130 kPa.

Tabela 4.3 Classificação da probabilidade de falha – solo residual.

	$\sigma_t$ (kPa)												
	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	$\leq 130$
I*	Alta	Alta	Alta	Alta	Alta	Alta	Alta	Alta	Alta	Alta	Alta	Alta	Alta
II*	Alta	Alta	Alta	Alta	Alta	Alta	Alta	Alta	Alta	Alta	Alta	Alta	Alta
III*	Alta	Alta	Alta	Alta	Alta	Alta	Alta	Alta	Alta	Alta	Alta	Alta	Alta

\*Cenário: I – Otimista; II – Neutral; III – Pessimista

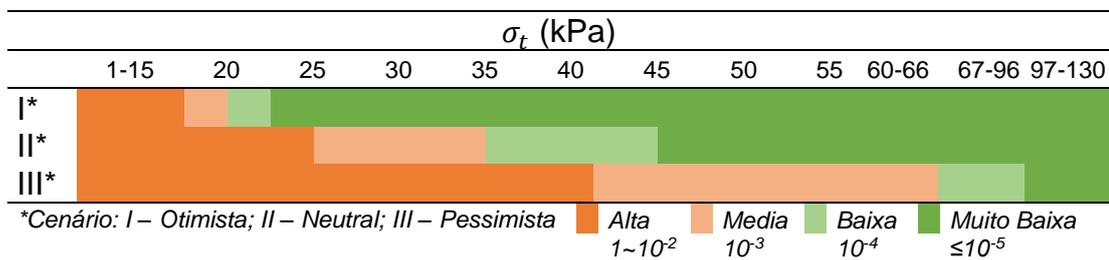
Alta  $1 \sim 10^{-2}$     Média  $10^{-3}$     Baixa  $10^{-4}$     Muito Baixa  $\leq 10^{-5}$

Analisando os resultados da Tabela 4.3 pode-se afirmar que no cenário I para valores baixos de  $\sigma_t$  (a partir de 8 kPa), a  $P_f$  é pequena (classificada como baixa). No caso do cenário II os valores de  $P_f$  são classificados como baixos a partir de 20 kPa de pressão de face, delimitando assim uma faixa segura para a escavação. Por último no cenário III a faixa segura se apresenta com valores de  $\sigma_t$  em torno dos 40 kPa. Fazendo uma análise global pode-se concluir em termos práticos para fins de projeto, que a

proposta de faixa segura se encontra entre  $32 \text{ kPa} \geq \sigma_t \leq 60 \text{ kPa}$  de pressão de face a qual atende aos três cenários analisados, com um valor médio de  $46 \text{ kPa}$ . Cabe ressaltar que o limite de  $60 \text{ kPa}$ , segundo os resultados mostrados, garantiria a otimização da pressão de face.

Na Tabela 4.4 é apresentada a análise dos resultados de probabilidade de falha da escavação em areia compacta. Pode-se observar que neste caso, o cenário I apresenta valores de  $P_f$  baixas a partir de uma pressão de face de  $20 \text{ kPa}$ , o qual representa um aumento de  $40\%$  se comparado com o cenário otimista em solo residual. No cenário II a faixa segura começa a partir de uma  $\sigma_t$  de  $35 \text{ kPa}$  representando uma diferença entorno de  $57\%$  se comparado com o início da faixa segura na escavação em solo residual. O cenário pessimista apresenta valores de probabilidade de falha classificados como baixos a partir de uma pressão de face de  $67 \text{ kPa}$ , em torno de  $60\%$  de aumento se comparado com o cenário homólogo anteriormente analisado.

Tabela 4.4 Classificação da probabilidade de falha – areia compacta.



Pode-se concluir então que a faixa segura na escavação com este tipo de solo se encontra entre  $53 \text{ kPa} \geq \sigma_t \leq 97 \text{ kPa}$  para um valor médio de  $75 \text{ kPa}$ . Com base nos resultados comentados acima é possível concluir que a escavação em areia compacta precisa de pressões de face maiores para garantir uma baixa probabilidade de falha se comparada à escavação em solo residual.

#### 4.5.5. Comparação com a simulação numérica

Os resultados obtidos da análise numérica da posição da interfase mostraram coerência com os provenientes da análise probabilística apresentada. Foi constatado que a posição mais crítica se apresenta quando  $T = 3\text{m}$ , mesmo quando analisado desde o topo quanto desde o piso do túnel. Isto se traduz numa maior proporção de areia compacta na face, representando  $70\%$  da face de escavação plena. Um

comportamento semelhante foi observado para  $T=1\text{m}$ , onde o estrato de areia compacta representa um 90% da face escavação.

Estes casos registraram os máximos deslocamentos na face fazendo com que a escavação neste tipo de solo fosse mais propensa ao colapso correspondendo assim com os resultados obtidos na análise probabilística. Nesta análise se obteve uma maior probabilidade de falha para o estrato de areia compacta, além de precisar de pressões de face maiores para garantir a faixa segura da escavação.

## 5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

A seguir são apresentadas as conclusões referentes aos resultados obtidos no trabalho, assim como as principais sugestões para futuras pesquisas.

### 5.1. Conclusões

- A primeira etapa da calibração dos modelos numéricos, feita através da comparação dos resultados com o método analítico de Mollon et al. demonstrou coerência uma vez que foi obtida a evolução da zona de ruptura por ambos métodos fazendo um aumento dos fatores de redução até atingir o colapso do túnel. O método de Mollon et al. (2009) não permite definir o colapso como tal, mas sim a pressão de face necessária para manter a estabilidade. Desta forma, para um FR igual a 4 que corresponde ao colapso na modelação numérica, foi obtida uma pressão de face elevada (em torno dos 125 kPa), aproximadamente 10% maior que a pressão aplicada na modelagem numérica (114 kPa). Estes resultados confirmam o colapso da face pelo método analítico evidenciando a validação do modelo numérico.
- A segunda etapa da calibração foi baseada na comparação dos resultados do modelo numérico empregado na validação com um modelo homólogo, mas com a aplicação de uma pressão de face não uniforme (objetivo da pesquisa). Foram comparados os deslocamentos ao longo da face de escavação evidenciando um comportamento muito similar destes valores até um FR igual a 2. A partir deste ponto se evidencia uma diminuição na magnitude dos deslocamentos quando aplicada uma pressão não uniforme, se comparados com os obtidos quando é usada uma pressão uniforme ao longo da face, o qual demonstra a efetividade dos resultados ao ser usada este tipo de distribuição da pressão.
- Na modelagem numérica foram consideradas três situações que podem aparecer durante uma escavação qualquer, sendo elas: (Modelo I) maciço composto de três estratos de solo com face de escavação em um único estrato; (Modelo II) maciço composto de três estratos de solo com face de escavação em dois estratos e (Modelo III) maciço composto de três estratos considerando a influência de um estrato débil na Face de Escavação, todos eles com a aplicação de uma pressão não uniforme na face. Foram analisados os deslocamentos nos pontos de controle definidos (Teto, Parede e Piso) para

determinar o avanço onde se tem a Face Estabilizada. No caso dos modelos I e II, estes resultados foram comparados com os obtidos quando é aplicada uma pressão uniforme na face de escavação. No Modelo I foi obtida que a Face Estabilizada se encontra no avanço 4D sendo que ao aplicar uma  $P_u$  esta se encontra no avanço 5D. No Modelo II foi determinado que a Face Estabilizada se encontra no avanço de 4D, independente de se tratar de pressão não uniforme ou uniforme. No Modelo III foi obtido que a Face Estabilizada se encontra no avanço 2D para todas as situações analisadas. De uma forma geral pode-se concluir que um avanço de 6D atende todos os casos estudados, sendo então fixado como referência para futuros trabalhos.

- As pressões de face limite foram calculadas de forma iterativa a partir da diminuição em intervalos de 10% da Pressão de Face Inicial (Equação 3.2) até atingir o colapso do túnel. Para o Modelo I o resultado foi de 65% da Pressão de Face Inicial, o qual representa valores de Pressão de Face Limite de 58,5 até 136,5 kPa no Teto e no Piso do túnel respectivamente. No Modelo II foi determinada uma  $\sigma_{tl}$  de 75% da  $\sigma_{t0}$ , variando de 67,5 até 157,5 kPa no Teto e no Piso do túnel respectivamente. Estes resultados ressaltam o aumento no nível de dificuldade que tem uma escavação com face heterogênea se comparado à escavação em face homogênea, requerendo um aumento de 10% no valor da Pressão de Face Limite.
- O estudo da posição de uma camada fraca na face de escavação foi feito mediante a comparação dos resultados, em termos de deslocamentos, de cinco pares de posições que a camada fraca poderia estar na face. Além disso foram analisados a distribuição dos deslocamentos no reforço aplicado no túnel, assim como a plastificação do solo. Os cinco pares de posições são definidos pela variação da espessura da camada na face na parte superior (S) e na parte inferior (I): 1S e 1I, 3S e 3I, 5S e 5I, 7S e 7I, 9S e 9I. Os resultados constataram que a posição mais desfavorável de forma geral é quando a camada fraca se encontra na parte superior.
- Na análise da posição da interfase entre as camadas de solo que compõem a face de escavação, foram tidos em conta os resultados referentes à Pressão de Face Limite assim como a distribuição dos deslocamentos na face de escavação estabilizada. Foi constatado que a posição mais crítica é quando  $T=3m$  sendo estes resultados coerentes com os obtidos na literatura.

- Por último foi feita a análise da probabilidade de falha para as duas camadas que compõem a face no Modelo III: solo residual e areia compacta. Nos três cenários analisados (otimista, neutral e pessimista) foi possível observar uma maior criticidade para o caso da escavação em areia compacta, onde se observaram probabilidades de falha para magnitudes maiores de pressões de face se comparado com solo residual. Foi determinada uma faixa segura para ambos casos, a qual ficou definida por  $32 \text{ kPa} \geq \sigma_t \leq 60 \text{ kPa}$  para solo residual e  $53 \text{ kPa} \geq \sigma_t \leq 97 \text{ kPa}$  para o caso da escavação em areia compacta, destacando-se esta última como a situação mais crítica.
- Os resultados obtidos na análise probabilística coincidem com os obtidos mediante a modelação numérica, onde a posição mais crítica da interfase se apresentou quando  $T=3\text{m}$ , representando um 70% de areia compacta na face de escavação.

## 5.2. Recomendações para pesquisas futuras

Como recomendação para futuros trabalhos é proposta a extensão do estudo da estabilidade de túneis para o caso de maciços rochosos fraturados que apresentem faces de escavação mista com dois ou três tipos de solo. Para isto se faz necessário a incorporação de outros critérios de ruptura mais adequados para prever o comportamento de falha em rochas como é o caso do critério de Hoek & Brown.

Além disso recomenda-se tomar em consideração uma maior variabilidade dos parâmetros do maciço assim como a presença do nível freático na linha de escavação, o qual é uma das causas principais da instabilidade da face nas escavações subterrâneas.

Por outro lado, o desenvolvimento de um método analítico que tenha em consideração pressões de face não uniformes faria um grande aporte na análise dos casos de escavação de túneis urbanos com o emprego de TBM, uma vez que esta é uma das principais limitações dos métodos disponíveis.

Por último recomenda-se a análise da probabilidade de falha da face de escavação tendo em conta a presença de faces mistas com diferentes possíveis posições do material fraco na face.

## 6 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Al-Homoud, A. S., Tahtamoni, W. W. (2001). Modeling Uncertainty in Seismic Stability and Earthquake Induced Displacement of Earth Slopes Under Short Term Conditions. In *International Conferences on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*. Missouri: University of Missouri.
- Anagnostou, Georg, Kovári, K. (1994). The face stability of slurry-shield-driven tunnels. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 9(2), 165–174.
- Anagnostou, Georgios, Perazzelli, P. (2013). The stability of a tunnel face with a free span and a non-uniform support. *Geotechnik*, 36(1), 40–50. <https://doi.org/10.1002/gete.201200014>
- Ang, A. H.-S., Tang, W. H. (1975). *Probability Concepts in Engineering Planning and Design: Decision, risk and reliability*. John Wiley & Sons Incorporated.
- Assis, A. P. (2002a). MECÂNICA DAS ROCHAS: OBRAS SUBTERRÂNEAS. Brasília, DF: Departamento de Engenharia Civil, UnB.
- Assis, A. P. (2002b). Métodos estatísticos e probabilísticos em geotecnia. Brasília: Universidade de Brasília.
- Atkinson, J. H., Potts, D. M. (1977). Stability of a shallow circular tunnel in cohesionless soil. *Geotechnique*, 27(2), 203–215.
- Baecher, G., Christian, J. (2003). *Reliability and Statistics in Geotechnical Engineering*. John Wiley & Sons.
- Belter, B., Heiermann, W., Katzenbach, R., Maidl, B., Quick, H., Wittke, W. (1999). NBS Köln-Rhein/Main-Neue Wege bei der Umsetzung von Verkehrsprojekten. *Bauingenieur*, 74(1), 1–7.
- Bhattacharya, G., Islam, M. A., Guha, S. (2009). Probabilistic slope analysis considering various distributions for factor of safety. In *Indian Geotechnical Conference, Guntur, India* (pp. 787–791).
- Bishop, A. . (1966). The Strength of Soils as Engineering Materials. *Géotechnique*, 16(2), 91–130. <https://doi.org/10.1680/geot.1966.16.2.91>

- Britto, A. M., Gunn, M. J. (1987). Mecânica dos solo de estados críticos. Tradução de Paulo Ivo Braga de Queiroz. In *Critical state soil mechanics via finite elements*. New York: Ellis Harwood Series in Civil Engineering, Wiley. Retrieved from [http://www2.ita.br/~pi/cursos/GEO45/britto\\_20060826.pdf](http://www2.ita.br/~pi/cursos/GEO45/britto_20060826.pdf)
- Broere, W. (2001). *Tunnel face stability and new CPT applications*. Delft University of Technology, Delft University Press.
- Broms, B., Bennermark, H. (1967). Stability of clay at vertical openings. *Journal of Soil Mechanics & Foundations Div.*
- Bundesanstalt für Straßenwesen. (2012). ZTV-ING - Teil 3 Massivbau - Abschnitt 1 Beton. Retrieved December 30, 2020, from [https://www.bast.de/BASSt\\_2017/DE/Publikationen/Regelwerke/Ingenieurbau/Baudurchfuehrung/ZTV-ING-Teil-3-Massivbau-Baudurchfuehrung.pdf?\\_\\_blob=publicationFile&v=8](https://www.bast.de/BASSt_2017/DE/Publikationen/Regelwerke/Ingenieurbau/Baudurchfuehrung/ZTV-ING-Teil-3-Massivbau-Baudurchfuehrung.pdf?__blob=publicationFile&v=8)
- Cecílio Jr, M., Valenzuela, L., Villouta, A., Negro, A. (2014). Reliability analysis for the excavation of University of Chile Station, Line 3 of Santiago Metro. In *Proceedings of the World Tunnel Congress*. Foz do Iguaçu, Brazil.
- Chan, N. (2015). *Catalogue of Notable Tunnel Failures - Case Histories (up to April 2015)*. Hong Kong. Retrieved from <https://www.cedd.gov.hk/eng/publications/geo/index.html>
- Chen, M., Jiang, Y., Lu, Y., Xu, C. (2016). On the Calculation Method Based on the Exponential Model for Rainfall Infiltration. *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, 21, 10587–10598.
- Chen, R., Zhang, P., Wu, H., Wang, Z., Zhong, Z. (2019). Prediction of shield tunneling-induced ground settlement using machine learning techniques. *Frontiers of Structural and Civil Engineering*, 13(6), 1363–1378. <https://doi.org/10.1007/s11709-019-0561-3>
- Cheng, H.-Z., Chen, J., Chen, R.-P., Chen, G.-L. (2019). Reliability study on shield tunnel face using a random limit analysis method in multilayered soils. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 84, 353–363. <https://doi.org/10.1016/J.TUST.2018.11.038>

- Dassault Systèmes. (2014). Abaqus Analysis User's Manual. Retrieved from <https://www.3ds.com/>
- Davis, E. H., Gunn, M. J., Mair, R. J., Seneviratne, H. N. (1980). The stability of shallow tunnels and underground openings in cohesive material. *Géotechnique*, 30(4), 397–416. <https://doi.org/10.1680/geot.1980.30.4.397>
- ECO Túneis. (2020). TUNNEL LINER. Retrieved December 26, 2020, from <http://ecotuneis.com.br/tunnel-liner/>
- Eshraghi, A., Shokrollah, Z. (2015). Face Stability Evaluation of a TBM-Driven Tunnel in Heterogeneous Soil Using a Probabilistic Approach. *International Journal of Geomechanics*, 15(6). Retrieved from <https://ascelibrary.org/doi/pdf/10.1061/%28ASCE%29GM.1943-5622.0000452>
- Franco, V. H. (2019). *Mathematical and probabilistic modeling approach for estimation of surface settlements due to TBM tunneling*. Universidade de Brasilia.
- Guglielmetti, V., Grasso, P., Mahtab, A., Xu, S. (2008). *Mechanised tunnelling in urban areas*. (Vittorio Guglielmetti, G. Piergiorgio, M. Ashraf, S. Xu, & I. Geodata S.p.A., Turin, Eds.) *Taylor & Francis*. London: Progressive Media Group.
- He, M., Xia, H., Jia, X., Gong, W., Zhao, F., Liang, K. (2012). Studies on classification, criteria and control of rockbursts. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 4(2), 97–114. <https://doi.org/https://doi.org/10.3724/SP.J.1235.2012.00097>
- Hongsu, M., Lijun, Y., Qiuming, G., Ju, W. (2015). TBM tunneling in mixed-face ground: Problems and solutions. *International Journal of Mining Science and Technology*, 25(4), 641–647. <https://doi.org/10.1016/J.IJMST.2015.05.019>
- Horn, M. (1961). Horizontal earth pressure on perpendicular tunnel face. In *Hungarian National Conference of the Foundation Engineer Industry, Budapest, Hungary*.
- Houmadi, Y., Ahmed, A., Soubra, A. (2012). Probabilistic analysis of a one-dimensional soil consolidation problem. *Georisk*, 6(1), 36–49.
- Huang, M., Li, S., Yu, J., Tan, J. Q. W. (2018). Continuous field based upper bound analysis for three-dimensional tunnel face stability in undrained clay. *Computers*

and *Geotechnics*, 94, 207–213.  
<https://doi.org/10.1016/J.COMPGE0.2017.09.014>

Huang, S. ., Liang, B., Phoon, K. . (2009). Geotechnical probabilistic analysis by collocation-based stochastic response surface method: An Excel add-in implementation. *Georisk*, 3(2), 75–86.

Huber, M. (2013). *Soil variability and its consequences in geotechnical engineering*. Universität Stuttgart.

Ibrahim, E., Soubra, A. H., Mollon, G., Raphael, W., Dias, D., Reda, A. (2015). Three-dimensional face stability analysis of pressurized tunnels driven in a multilayered purely frictional medium. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 49, 18–34. <https://doi.org/10.1016/j.tust.2015.04.001>

Idinger, G., Aklik, P., Wu, W., Borja, R. I. (2011). Centrifuge model test on the face stability of shallow tunnel. *Acta Geotechnica*, 6(2), 105–117.

ITA. (2020). Why go underground. Retrieved November 5, 2020, from <https://tunnel.ita-aites.org/en/why-go-underground>

Jancsecz, S., Steiner, W. (1994). Face support for a large mix-shield in heterogeneous ground conditions. In *Tunnelling'94* (pp. 531–550). Springer.

Javad, S., Hosein, S. R., Pedram, R. (2020). Face Stability Analysis for the Earth Pressure Balance Method in Nonhomogeneous Inclined Soil Layers: Case Study. *International Journal of Geomechanics*, 20(10), 5020005. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GM.1943-5622.0001833](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0001833)

Katebi, H., Rezaei, A. H., Hajjalilue-Bonab, M., Tarifard, A. (2015). Assessment the influence of ground stratification, tunnel and surface buildings specifications on shield tunnel lining loads (by FEM). *Tunnelling and Underground Space Technology*, 49, 67–78. <https://doi.org/10.1016/j.tust.2015.04.004>

Kavvadas, M., Litsas, D., Vazaios, I., Fortsakis, P. (2017). Development of a 3D finite element model for shield EPB tunnelling. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 65, 22–34. <https://doi.org/10.1016/J.TUST.2017.02.001>

Kim, S., Tonon, F. (2010). Face stability and required support pressure for TBM driven

- tunnels with ideal face membrane – Drained case. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 25(5), 526–542. <https://doi.org/10.1016/j.tust.2010.03.002>
- Krause, T. (1987). Schildvortrieb mit flüssigkeits-und erdgestützter Ortsbrust. *Mitteilungen Des Instituts Für Grundbau Und Bodenmechanik Der Technischen Universität Braunschweig*, (24).
- Kulatilake, P. H. S. W., Wathugala, D. N., Stephansson, O. V. E. (1993). Stochastic three dimensional joint size, intensity and system modelling and a validation to an area in Stripa Mine, Sweden. *Soils and Foundations*, 33(1), 55–70.
- Lambrughi, A., Medina Rodríguez, L., Castellanza, R. (2012a). Development and validation of a 3D numerical model for TBM–EPB mechanised excavations. *Computers and Geotechnics*, 40, 97–113. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2011.10.004>
- Lambrughi, A., Medina Rodríguez, L., Castellanza, R. (2012b). Development and validation of a 3D numerical model for TBM–EPB mechanised excavations. *Computers and Geotechnics*, 40, 97–113. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2011.10.004>
- Leca, E., Dormieux, L. (1990). Upper and lower bound solutions for the face stability of shallow circular tunnels in frictional material. *Géotechnique*, 40(4), 581–606.
- Li, C., Wang, W., Wang, S. (2012). Maximum-entropy method for evaluating the slope stability of earth dams. *Entropy*, 14(10), 1864–1876.
- Li, X., Li, X., Su, Y. (2016). A hybrid approach combining uniform design and support vector machine to probabilistic tunnel stability assessment. *Structural Safety*, 61, 22–42. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.strusafe.2016.03.001>
- Li, Y., Emeriault, F., Kastner, R., Zhang, Z. X. (2009). Stability analysis of large slurry shield-driven tunnel in soft clay. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 24(4), 472–481. <https://doi.org/10.1016/j.tust.2008.10.007>
- Lin, B.-H., Yu, Y., Bathurst, R. J., Liu, C.-N. (2016). Deterministic and probabilistic prediction of facing deformations of geosynthetic-reinforced MSE walls using a response surface approach. *Geotextiles and Geomembranes*, 44(6), 813–823.

- Low, B. K., Phoon, K. K. (2002). Practical first-order reliability computations using spreadsheet. *Probabilistics in Geotechnics: Technical and Economic Risk Estimation*, 39–46.
- Maynar, M. M., Rodriguez, L. M. (2005). Predicted versus measured soil movements induced by shield tunnelling in the Madrid Metro extension. *Canadian Geotechnical Journal*, 42(4), 1160–1172. <https://doi.org/10.1139/t05-043>
- Miranda, T. F. S. (2007). *Geomechanical parameters evaluation in underground structures. Artificial intelligence, bayesian probabilities and inverse methods*. Universidade do Minho.
- Miro, S., König, M., Hartmann, D., Schanz, T. (2015). A probabilistic analysis of subsoil parameters uncertainty impacts on tunnel-induced ground movements with a back-analysis study. *Computers and Geotechnics*, 68, 38–53.
- Mohkam, M., Wong, Y. W. (1989). Three dimensional stability analysis of the tunnel face under fluid pressure. *Numerical Methods in Geomechanics*, 2271–2287.
- Mollon, G., Dias, D., Soubra, A. H. (2009). Probabilistic analysis and design of circular tunnels against face stability. *International Journal of Geomechanics*, 9(6), 237–249.
- Mollon, G., Dias, D., Soubra, A. H. (2011a). Probabilistic Analysis of Pressurized Tunnels against Face Stability Using Collocation-Based Stochastic Response Surface Method. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 137(4). [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0000443](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000443)
- Mollon, G., Dias, D., Soubra, A. H. (2011b). Rotational failure mechanisms for the face stability analysis of tunnels driven by a pressurized shield. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 35(12), 1363–1388. <https://doi.org/https://doi.org/10.1002/nag.962>
- Mollon, G., Dias, D., Soubra, A. H. (2013a). Probabilistic analyses of tunneling-induced ground movements. *Acta Geotechnica*, 8(2), 181–199.
- Mollon, G., Dias, D., Soubra, A. H. (2013b). Range of the safe retaining pressures of a pressurized tunnel face by a probabilistic approach. *Journal of Geotechnical and*

- Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 139(11).  
[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0000911](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000911)
- Mollon, G., Dias, D., Soubra, A., M.ASCE. (2010). Face Stability Analysis of Circular Tunnels Driven by a Pressurized Shield. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 136(1), 215–219.  
[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0000194](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000194)
- Mollon, G., Phoon, K. K., Dias, D., Soubra, A. H. (2011). A new 2D failure mechanism for face stability analysis of a pressurized tunnel in spatially variable sands. *Geotechnical Special Publication*, (199), 2052–2061.  
[https://doi.org/10.1061/41095\(365\)208](https://doi.org/10.1061/41095(365)208)
- Mühlhaus, H.-B. (1985). Lower bound solutions for circular tunnels in two and three dimensions. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 18(1), 37–52.
- National Research Council. (1995). *Probabilistic methods in geotechnical engineering*. Washington, DC: National Academies Press.
- Panji, M., Koohsari, H., Adampira, M., Alielahi, H., Asgari Marnani, J. (2016). Stability analysis of shallow tunnels subjected to eccentric loads by a boundary element method. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 8(4), 480–488. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2016.01.006>
- Peng, X., Li, D.-Q., Cao, Z.-J., Gong, W., Juang, C. H. (2017). Reliability-based robust geotechnical design using Monte Carlo simulation. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 76(3), 1217–1227. <https://doi.org/10.1007/s10064-016-0905-3>
- Phoon, K.-K., Kulhawy, F. H. (1999a). Characterization of geotechnical variability. *Canadian Geotechnical Journal*, 36(4), 612–624. <https://doi.org/10.1139/t99-038>
- Phoon, K.-K., Kulhawy, F. H. (1999b). Evaluation of geotechnical property variability. *Canadian Geotechnical Journal*, 36(4), 625–639. <https://doi.org/10.1139/t99-039>
- Phoon, K. ., CHING, J. (2015). *Risk and Reliability in Geotechnical Engineering*. (K.-K. Phoon & J. Ching, Eds.) (1st ed.). Boca Raton: CRC Press.  
<https://doi.org/https://doi.org/10.1201/b17970>

- Pietro, L. (2008). *Design and construction of tunnels: Analysis of Controlled Deformations in Rock and Soils (ADECO-RS)*. Milano: Springer Science & Business Media. <https://doi.org/10.1007/978-3-540-73875-6>
- Ring, B., Comulada, M. (2018). Practical numerical simulation of the effect of TBM process pressures on soil displacements through 3D shift iteration. *Underground Space*. <https://doi.org/10.1016/J.UNDSP.2018.09.003>
- Risi, R. D., Jalayer, F., De Paola, F., Iervolino, I., Giugni, M., Topa, M. E., ... Gasparini, P. (2013). Flood risk assessment for informal settlements. *Natural Hazards*, 69(1), 1003–1032.
- Rocha, M. O. (2014). *Estudo da estabilidade da frente de escavação de túneis rasos em solo*. Universidade Federal de Minas Gerais.
- Rowe, R. K., Kack, G. J. (1983). A theoretical examination of the settlements induced by tunnelling: four case histories. *Canadian Geotechnical Journal*, 20(2), 299–314.
- Rowe, R. K., Lo, K. Y., Kack, G. J. (1983). A method of estimating surface settlement above tunnels constructed in soft ground. *Canadian Geotechnical Journal*, 20(1), 11–22.
- Scheffer, M., Mattern, H., König, M., Conrads, A., Thewes, M. (2016). Simulation of maintenance strategies in mechanized tunneling. In *2016 Winter Simulation Conference (WSC)* (pp. 3345–3356). IEEE.
- Schwandl, R. (2020). UrbanRail.Net. Retrieved October 1, 2020, from <http://www.urbanrail.net/>
- Seidenfuss, T. (2006). *Collapses in tunnelling*. École Polytechnique Federale de Lausanne-EPFL.
- Teena, N. V, Kumar, V. S., Sudheesh, K., Sajeev, R. (2012). Statistical analysis on extreme wave height. *Natural Hazards*, 64(1), 223–236.
- Tóth, Á., Gong, Q., Zhao, J. (2013). Case studies of TBM tunneling performance in rock–soil interface mixed ground. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 38, 140–150. <https://doi.org/10.1016/J.TUST.2013.06.001>

- Tsinidis, G., de Silva, F., Anastasopoulos, I., Bilotta, E., Bobet, A., Hashash, Y., ... Fuentes, R. (2020). Seismic behaviour of tunnels: From experiments to analysis. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 99. <https://doi.org/10.1016/j.tust.2020.103334>
- Ukritchon, B., Yingchaloenkitkhajorn, K., Keawsawasvong, S. (2017). Three-dimensional undrained tunnel face stability in clay with a linearly increasing shear strength with depth. *Computers and Geotechnics*, 88, 146–151. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2017.03.013>
- Uzielli, M., Lacasse, S., Nadim, F., Phoon, K. . (2006). Soil variability analysis for geotechnical practice. In T. S. Tan, K. K. Phoon, D. W. Hight, & S. Leroueil (Eds.) *Characterisation and Engineering Properties of Natural Soils* (pp. 1653–1752). Taylor & Francis Group. <https://doi.org/10.1201/NOE0415426916.ch3>
- Vergara, I. M., Saroglou, C. (2017). Prediction of TBM performance in mixed-face ground conditions. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 69, 116–124. <https://doi.org/10.1016/J.TUST.2017.06.015>
- Vermeer, P. A., Ruse, N., Marcher, T. (2002). Tunnel heading stability in drained ground. *Felsbau*, 20(6), 8–18.
- Vivekanandan, N. (2015). Flood frequency analysis using method of moments and L-moments of probability distributions. *Cogent Engineering*, 2(1), 1018704. <https://doi.org/https://doi.org/10.1080/23311916.2015.1018704>
- Wang, X., Li, Z., Wang, H., Rong, Q., Liang, R. Y. (2016). Probabilistic analysis of shield-driven tunnel in multiple strata considering stratigraphic uncertainty. *Structural Safety*, 62, 88–100. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.strusafe.2016.06.007>
- Z., L. T., L., Y. X. (2018). Probabilistic Stability Analysis of Subway Tunnels Combining Multiple Failure Mechanisms and Response Surface Method. *International Journal of Geomechanics*, 18(12), 4018167. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GM.1943-5622.0001315](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0001315)
- Zamora, Y. H. (2016). *Comportamento da frente de escavação de túneis rasos*. Universidade de Brasília.

- Zamora, Y. H., Durand, A. F., Assis, A. P. (2019). Three-dimensional analysis of excavation face stability of shallow tunnels. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 92, 103062. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.tust.2019.103062>
- Zare Naghadehi, M., Thewes, M., Alimardani Lavasan, A. (2019). Face stability analysis of mechanized shield tunneling: An objective systems approach to the problem. *Engineering Geology*, 262, 105307. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2019.105307>
- Zhang, Chengping, Han, K., Zhang, D. (2015). Face stability analysis of shallow circular tunnels in cohesive–frictional soils. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 50, 345–357. <https://doi.org/10.1016/J.TUST.2015.08.007>
- Zhang, Chunsheng, Liu, N., Chu, W. (2016). Key technologies and risk management of deep tunnel construction at Jinping II hydropower station. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 8(4), 499–512. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2015.10.010>
- Zhou, S., Guo, X., Zhang, Q., Dias, D., Pan, Q. (2020). Influence of a weak layer on the tunnel face stability – Reliability and sensitivity analysis. *Computers and Geotechnics*, 122. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2020.103507>
- Zhou, X.-P., Huang, X.-C., Liu, P.-F., Li, T.-F. (2018). A probabilistic method to analyze collapse failure of shallow rectangular tunnels. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 82, 9–19. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.tust.2018.07.029>
- Zizka, Z., Thewes, M. (2016). *Recommendations for face support pressure calculations for shield tunnelling in soft ground. German Tunnelling Committee (ITA-AITES), Cologne, Germany.*
- Zou, J., Qian, Z., Xiang, X., Chen, G. hui. (2019). Face stability of a tunnel excavated in saturated nonhomogeneous soils. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 83, 1–17. <https://doi.org/10.1016/J.TUST.2018.09.007>

## 7 ANEXOS

### A Casos históricos de túneis que apresentaram colapso de face

Ano	Projeto	Categoria	Método de escavação	Causas
1964	Parque verde London, UK	Colapso de face	TBM	Mudanças no material escavado indo da escavação em argila para uma camada de areia e cascalho
1965	Metrô da Linha Victoria London, UK	Colapso de face	TBM	Pressão de face ineficiente
1970	Túnel rodoviário Rørvikskaret Noruega	Colapso de face, Colapso afloramento	Perfuração e Detonação	Investigação preliminar ineficiente, não estabilização de uma grande camada de argila expansiva
1980	Metrô de Munique Alemanha	Colapso com afloramento	NATM	Geologia variável, sobrecarregamento do reforço
1981	Túnel rodoviário de Holmestrand Noruega	Colapso de face e teto	Perfuração e Detonação	Zona de falha enraquecida, falta de suporte na face
1983	Dilizhan, USSR	Colapso de face	Shieldless TBM	Locais ricos em carvão, camadas de argilas xistosa, enfraquecido, em grande medida por superfícies de deslizamento oblíquas e fissuras com presença de água
1984	USSR	Colapso de face		Não fornecido
1989	Túnel coletor Moda Turquia	Colapso com afloramento	TBM	Mudanças no material escavado aparecendo uma camada de solo fino na rocha
1991	Segunda fase do metrô de Seoul Korea	Colapso com afloramento, Entrada de fluxo de água, Colapso de face	Perfuração e Detonação	Rocha erodida, influxo de água subterrânea
1992	Segunda fase do metrô de Seoul Korea	Colapso com afloramento, Entrada de fluxo de água, Colapso de face	Mecanizada	Granito intemperizado na face, solo de alta permeabilidade
1989-1995	Delémont, Switzerland	Colapso de face, Entrada de fluxo de água	TBM	Não fornecido
1990-1992	Bern, Switzerland	Colapso de face	Mixshield TBM	Não fornecido
1992	USSR	Colapso de face, Entrada de fluxo de água	Hard Rock, Shield TBM	Enormes e repentinas entradas de água misturada com areia

-	USSR	Colapso de face	Perfuração e Detonação	O uso de tuneladora e o alto grau de juntas na massa de solo, insuficiente qualidade do reforço e a ancoragem.
-	USSR	Colapso de face	Perfuração e Detonação	Extensa área xistosa, grava e capas de argila
1993	Seoul, Korea	Colapso de face, Colapso afloramento	NATM	Alto grau de pressão de água e a entrada de terra
1993	São Paulo, Brasil	Colapso de face, colapso do dreno	NATM	Baixa sobrecarga, excessiva convergência e instabilidade natural do solo na face
1994	Expresso de Heathrow UK	Colapso afloramento	NATM	Erros no desenho e baixo controle da qualidade
1994-1997	Klosters, Switzerland	Colapso de face, chaminé no teto	TBM aberta	Não fornecido
1995	Metrô dos Angeles USA	Colapso afloramento	TBM	Geologia inesperada
1993-1995	Túnel de Motorway Austria	Colapso de face, Entrada de fluxo de água	Perfuração e Detonação	Suporte tardio, escavação numa camada de xisto permeável
1998	Metrô de Docklands UK	Colapso de face ( <i>Blow out</i> )	TBM	Alta pressão de ar na face
1999	Song and Fjordane, Noruega	Colapso de face, <i>Rock burst</i> .	Perfuração e Detonação	Grandes tensões
1999	Tala, Buthan	Colapso de face	Perfuração e Detonação	Problemas geológicos, estratos fracos, interceptação com aquífero a 122 m do portal
2002	Viena, Áustria	Colapso de face		Não fornecido
2003	Channel Tunnel Rail Link UK	Colapso afloramento	TBM	Vibrações da tuneladora
2003	Metrô Météor França	Colapso afloramento	TBM	Solo com características mecânicas inferiores às assumidas no projeto, orientação da falha desfavorável, suporte inadequado
2005	Viena, Áustria	Colapso de face, chaminé no teto.		Não fornecido
2005	Metrô de Lausanne Suíça	Colapso afloramento	Mecanizada	Escavação através do glacial provocando influxo de água

2006	Túnel de Kowloon Hong Kong, China	Colapso de face, Colapso afloramento	TBM	Perda da pressão de suporte da TBM
2007	Túnel de Kowloon Hong Kong, China	Colapso de face, Colapso afloramento	TBM	Perda repentina da pressão na face
2008	Túnel Blanka Praga, República Checa	Colapso de face, Colapso com afloramento	NATM, Túnel invertido	Instabilidade do maciço rochoso na face
2009	Túnel Brightwater Seattle, USA	Colapso afloramento, Colapso de face	TBM	Inexperiencia do operador da TBM, sobreescavação
2009	Túnel Beacon Hill Seattle, USA	Colapso afloramento, Colapso de face	TBM	Sobreescavação ao passar da escavação numa camada de argila estável
2010	Túnel de Gilgel Gibe II Ethiopia	Colapso de face, Colapso subterrâneo	TBM	Alta pressão da tuneladora afetou o revestimento, queda de rochas na face causou danos nos discos de corte da tuneladora
2011	Metrô de Shenzhen China	Colapso de face, Colapso com afloramento	TBM	Mudança do material escavado de rocha ligeiramente degradada a completamente degradada, falta de estabilização do solo, fuga do ar comprimido
2014	Linha 4 Metrô do Rio de Janeiro Brasil	Colapso com afloramento	TBM	Falta de fixação na face de uma rocha fraturada provocando instabilidades nos blocos de rocha adjacentes

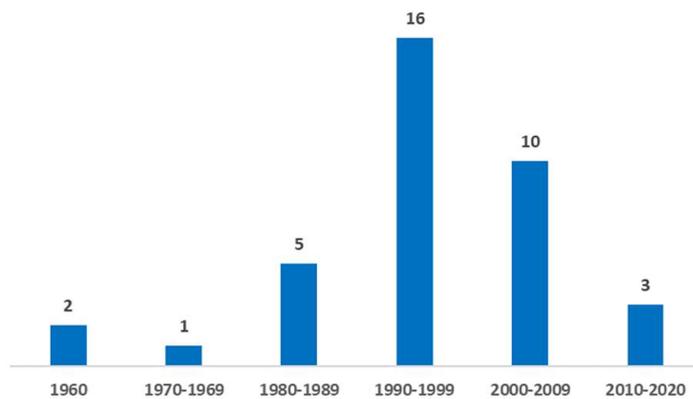
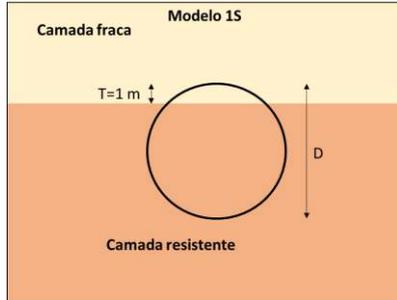


Figura A.1: Frequência de casos históricos com colapso de face.

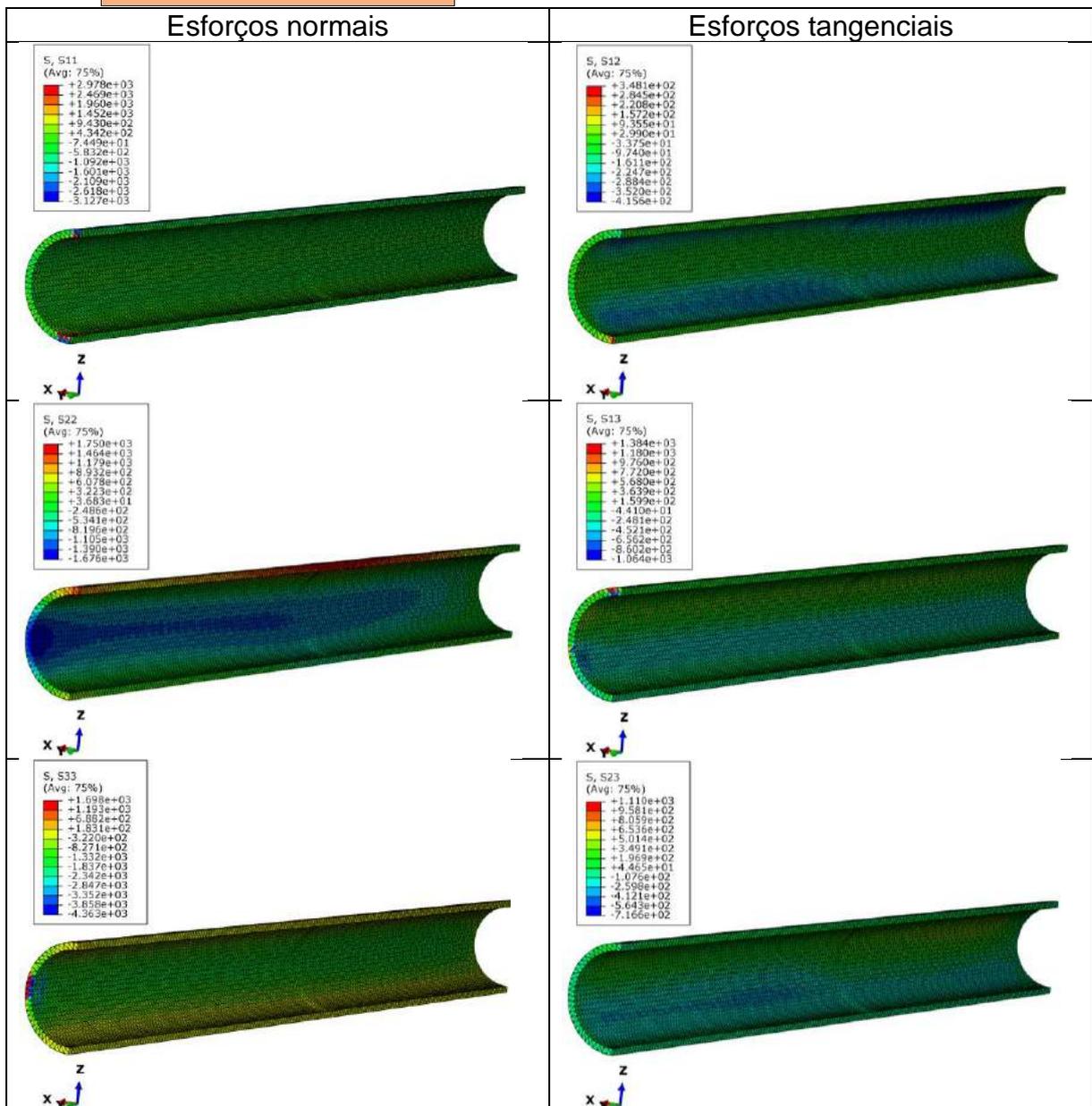
**B Distribuição dos esforços no revestimento**

A continuação é apresentada a distribuição dos esforços (normais e cortantes) no revestimento do túnel gerados após a escavação nos diferentes modelos analisados.

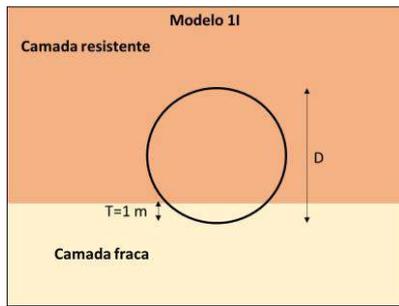
**B.1 Modelo 1S**



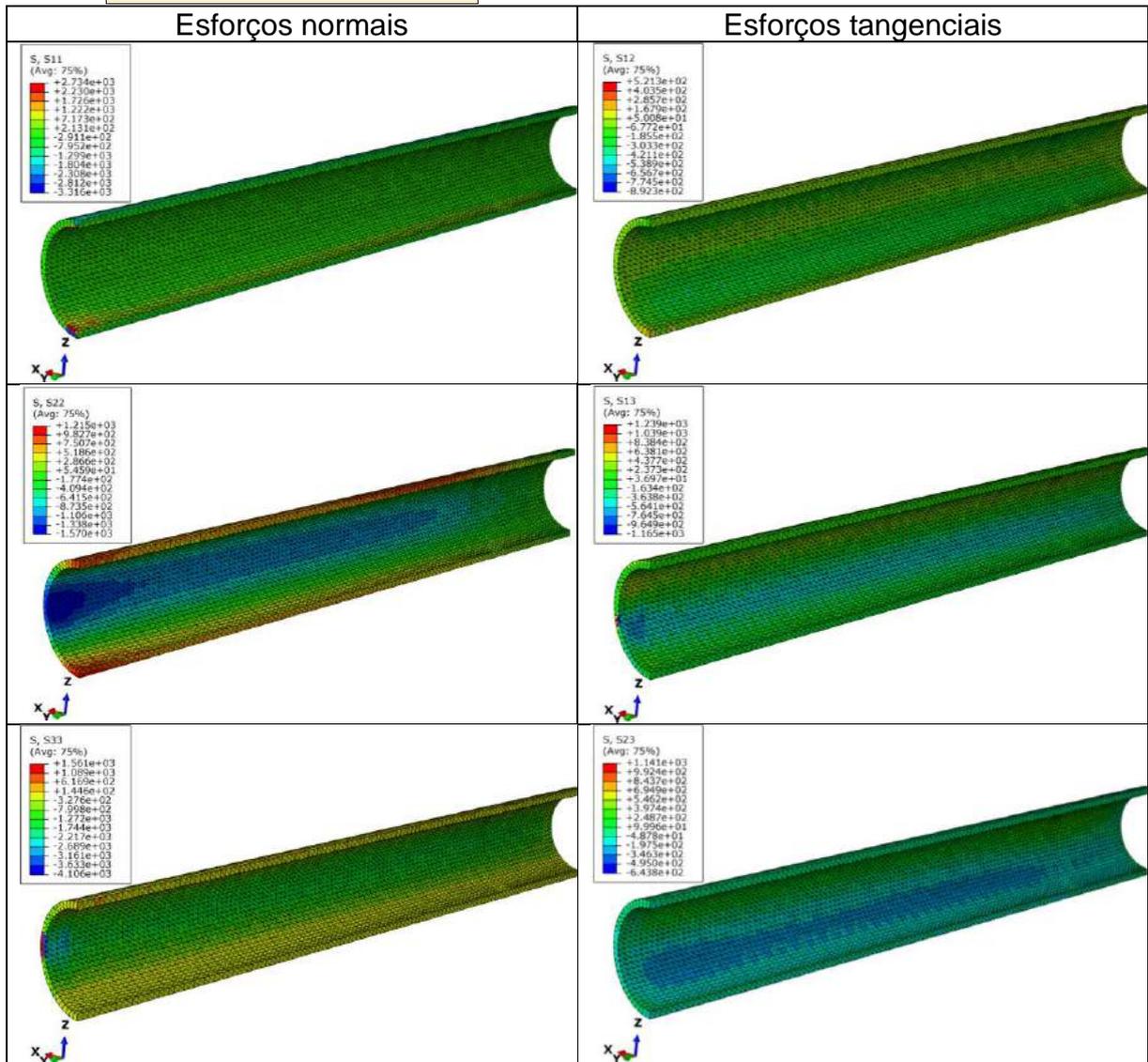
O Modelo 1S apresenta um valor do parâmetro  $T=1m$ , o qual corresponde à presença de 1m de camada fraca na face de escavação, medidos desde o teto do túnel



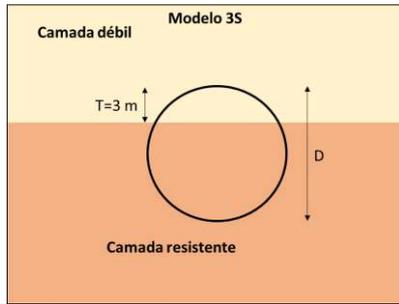
**B.2 Modelo 1I**



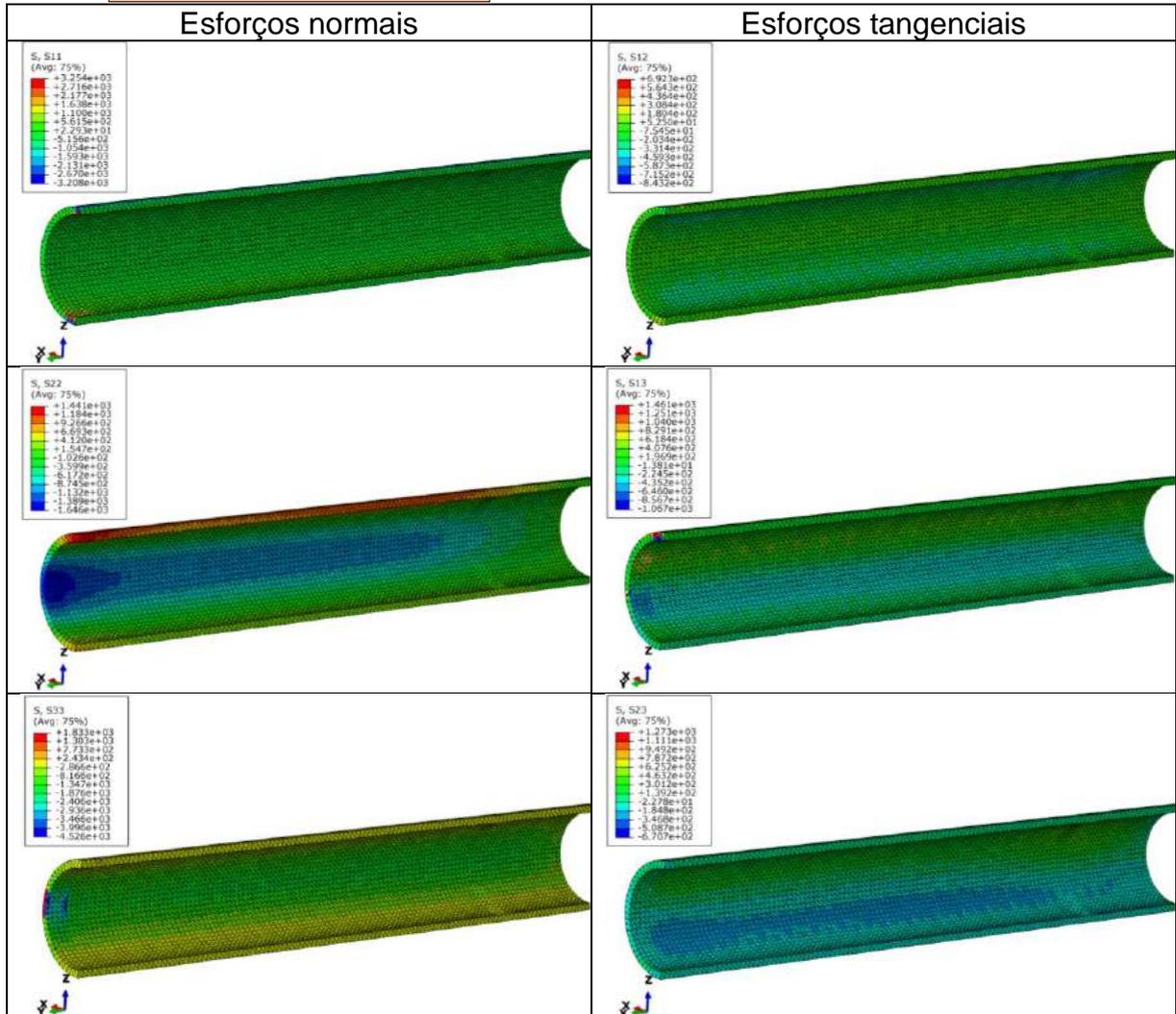
O Modelo 1I apresenta um valor do parâmetro  $T=1\text{m}$ , o qual corresponde à presença de 1m de camada fraca na face de escavação, medidos desde o piso do túnel



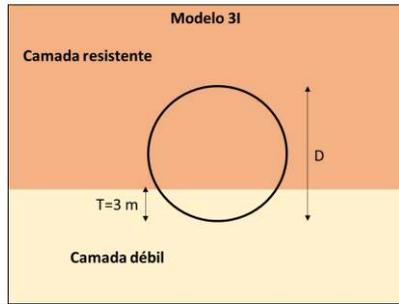
**B.3 Modelo 3S**



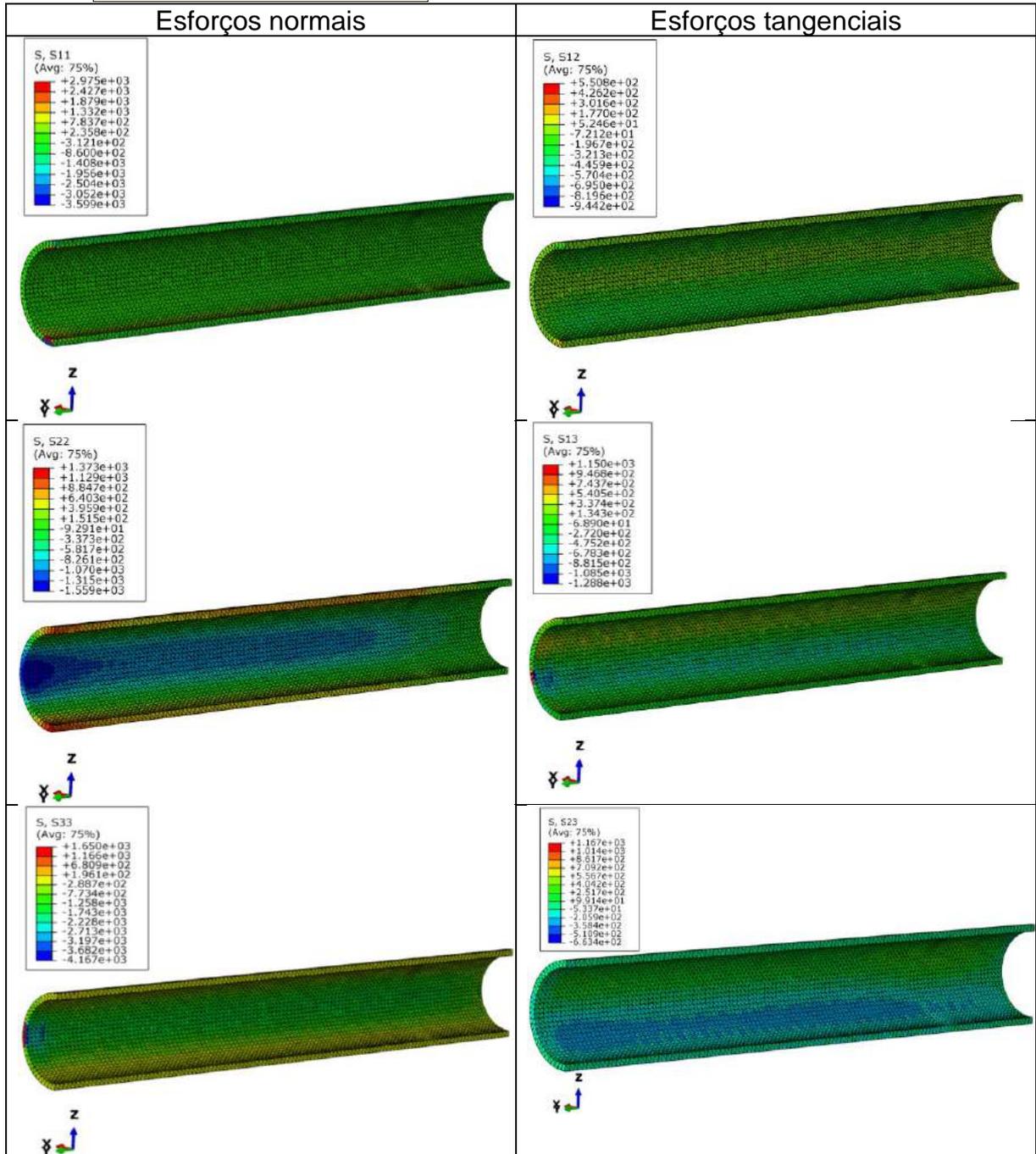
O Modelo 3S apresenta um valor do parâmetro  $T=3\text{m}$ , o qual corresponde à presença de 3m de camada fraca na face de escavação, medidos desde o teto do túnel



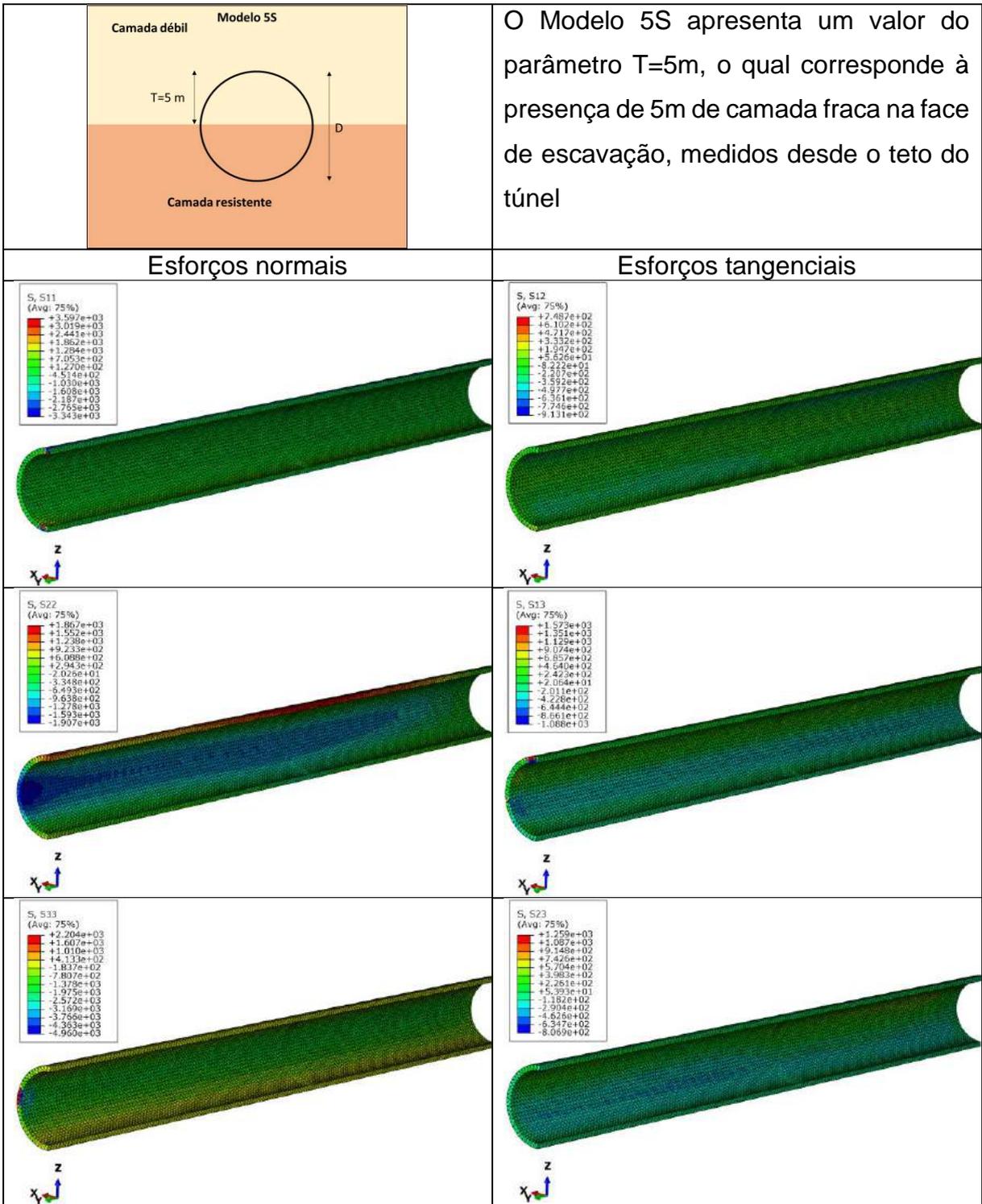
**B.4 Modelo 3I**



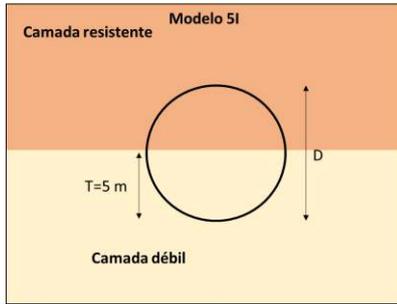
O Modelo 3I apresenta um valor do parâmetro  $T=3\text{m}$ , o qual corresponde à presença de 3m de camada fraca na face de escavação, medidos desde o piso do túnel



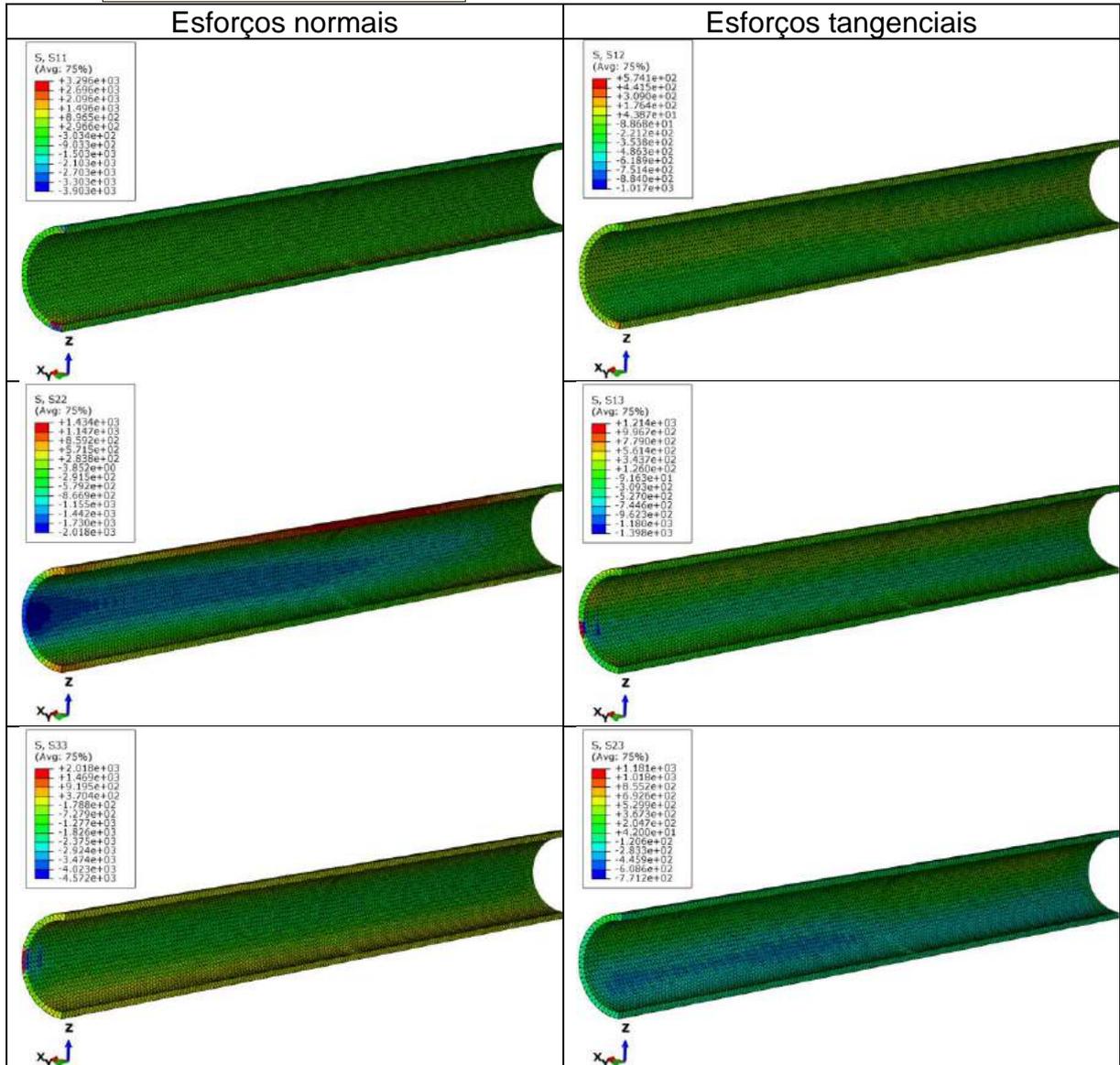
**B.5 Modelo 5S**



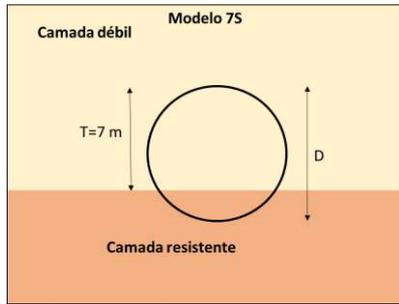
**B.6 Modelo 5I**



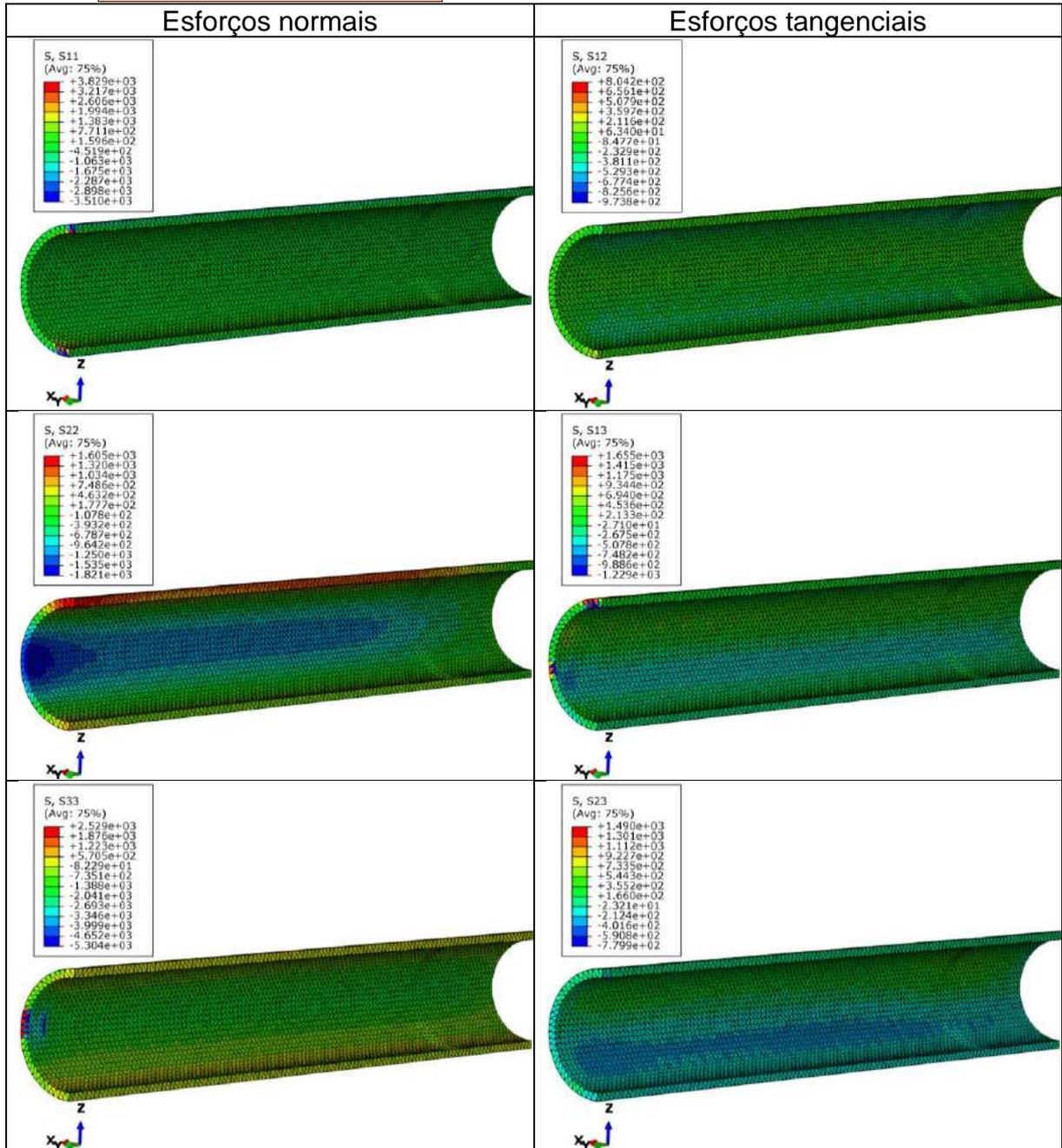
O Modelo 5I apresenta um valor do parâmetro  $T=5m$ , o qual corresponde à presença de 5m de camada fraca na face de escavação, medidos desde o piso do túnel



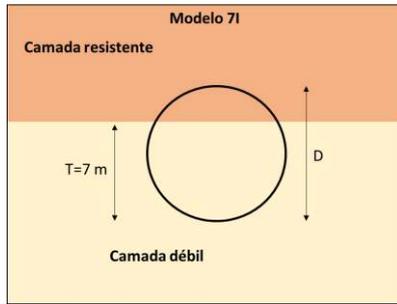
**B.7 Modelo 7S**



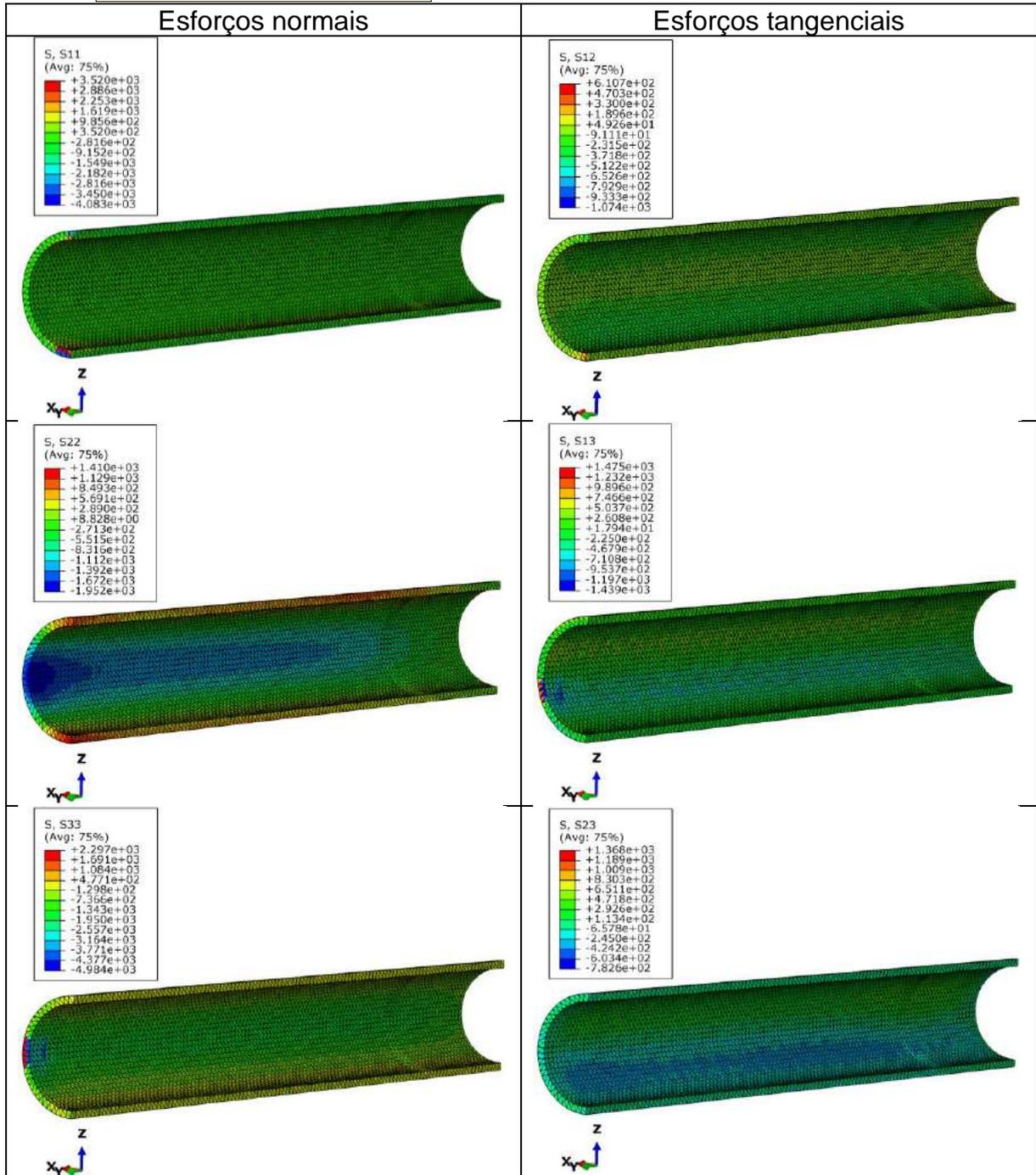
O Modelo 7S apresenta um valor do parâmetro  $T=7m$ , o qual corresponde à presença de 7m de camada fraca na face de escavação, medidos desde o teto do túnel



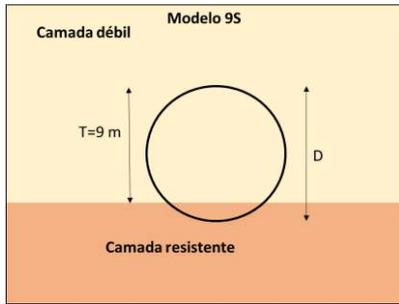
**B.8 Modelo 7I**



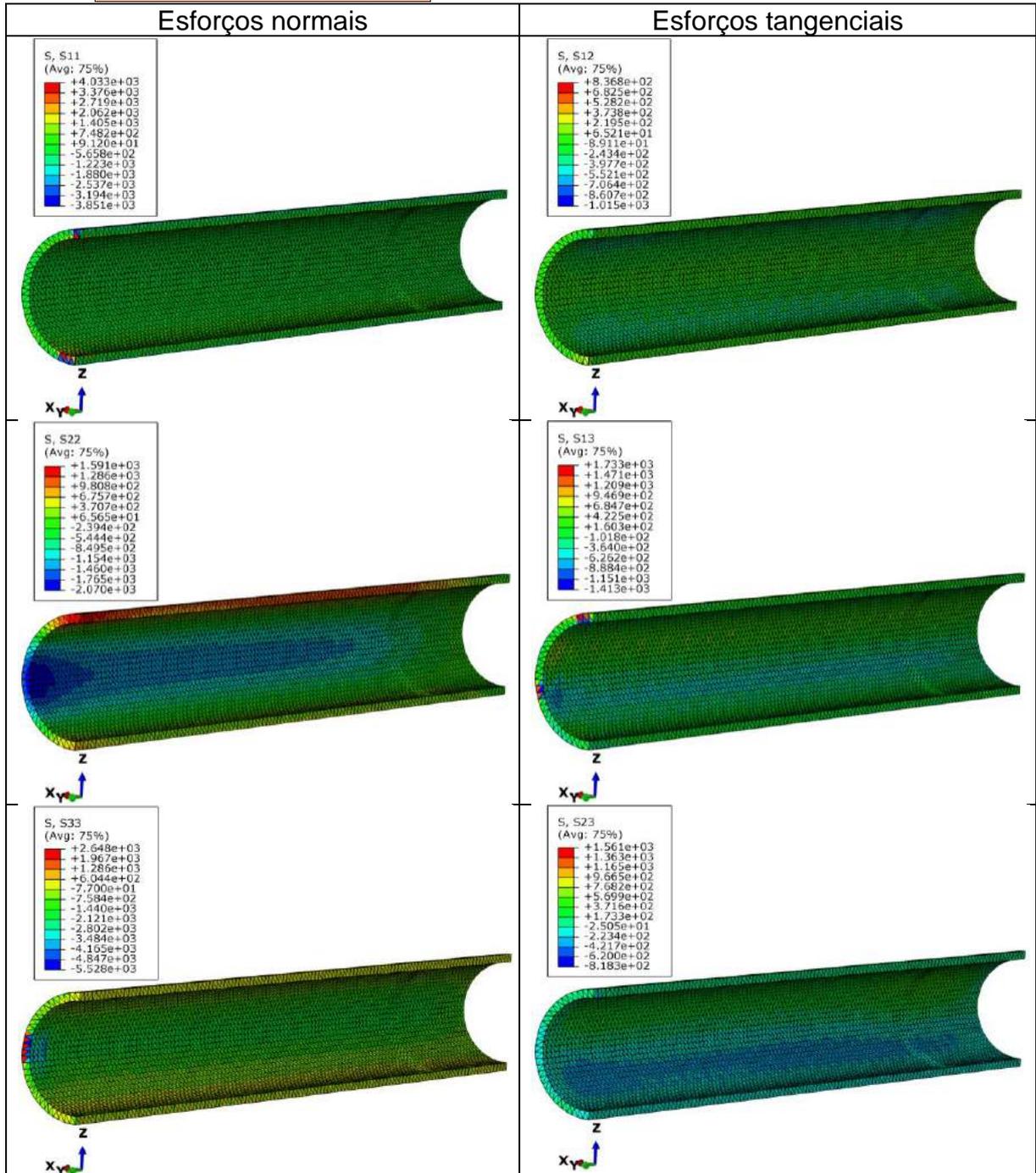
O Modelo 7I apresenta um valor do parâmetro  $T=7m$ , o qual corresponde à presença de 7m de camada fraca na face de escavação, medidos desde o piso do túnel



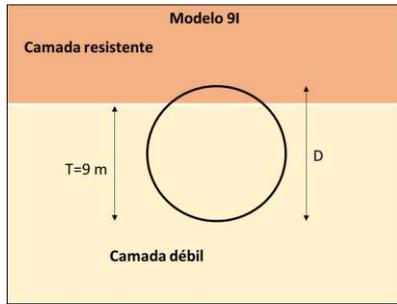
**B.9 Modelo 9S**



O Modelo 9S apresenta um valor do parâmetro  $T=9\text{m}$ , o qual corresponde à presença de 9m de camada fraca na face de escavação, medidos desde o teto do túnel



**B.10 Modelo 9I**



O Modelo 9I apresenta um valor do parâmetro  $T=9m$ , o qual corresponde à presença de 9m de camada fraca na face de escavação, medidos desde o piso do túnel

