

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

**COMPORTAMENTO DA FRENTE DE ESCAVAÇÃO
DE TÚNEIS RASOS**

YASLETTY ZAMORA HERNÁNDEZ

ORIENTADOR: ANDRÉ PACHECO DE ASSIS, PhD

CO-ORIENTADOR: ALDO DURAND FARFÁN, PhD

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM GEOTECNIA

PUBLICAÇÃO: G.DM-265/16

BRASÍLIA/DF: MARÇO/2016

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**COMPORTAMENTO DA FRENTE DE ESCAVAÇÃO DE
TÚNEIS RASOS**

YASLETTY ZAMORA HERNÁNDEZ

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE.

APROVADA POR:

PROF. ANDRÉ PACHECO DE ASSIS, PhD (UnB)
(ORIENTADOR)

PROF. ALDO DURAND FARFÁN, PhD (UENF)
(CO-ORIENTADOR)

PROF. HERNÁN EDUARDO MARTÍNEZ CARVAJAL, PhD (UnB)
(EXAMINADOR INTERNO)

PROF. NEUSA MARÍA BEZERRA MOTA, PhD (UniCEUB)
(EXAMINADOR EXTERNO)

DATA: BRASÍLIA/DF, 15 do Março de 2016.

FICHA CATALOGRÁFICA

ZAMORA, YASLETTY HERNÁNDEZ

Comportamento da frente de escavação de túneis rasos. Distrito Federal, 2016.

xviii, 79 p., 210x297 mm (ENC/FT/UnB, Mestre, Geotecnia, 2016).

Dissertação de Mestrado – Universidade de Brasília, Faculdade de Tecnologia.

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.

- | | |
|-----------------------|--------------------|
| 1. Face de escavação | 2. Túneis rasos |
| 3. Métodos analíticos | 4. ABAQUS 3D® |
| I. ENC/FT/UnB | II. Título (série) |

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

ZAMORA, Y.H. (2016). Comportamento da Frente de Escavação de Túneis Rasos. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-265/16, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 79 p.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Yasletty Zamora Hernández.

TÍTULO DA DISSERTAÇÃO DE MESTRADO: Comportamento da Frente de Escavação de Túneis Rasos.

É concedida à Universidade de Brasília a permissão para reproduzir cópias desta dissertação de mestrado e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte desta dissertação de mestrado pode ser reproduzida sem a autorização por escrito do autor.

Yasletty Zamora Hernández
e-mail: yasletty89@gmail.com

DEDICATORIA

Gostaria de dedicar este trabalho a meus pais Marlen e Diego, meu apoio e força para enfrentar este grande desafio; a minha sobrinha Marlien, fonte da minha alegria; minha irmã adorada Vasleyni e a meu esposo e amigo Rancés a quem devo tanto...

AGRADECIMENTOS

A Deus, por sempre guiar meus passos e me acompanhar.

A meu orientador André Pacheco de Assis, por tudo o que me ensinou, muito obrigada por toda a experiência compartilhada, grande admiração.

A meu co-orientador Aldo Durand Farfán por toda a ajuda e o tempo dedicado.

Ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq) e Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES), pelo apoio financeiro.

A todos os meus professores do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da UnB e do Departamento de Engenharia Civil da UCLV, pela formação que recebi, em especial ao professor Rolando Lima.

A minha família toda, em especial aos meus pais e irmã, pois por eles sou quem sou hoje.

A meu esposo Rancés Castillo Lara, por estar sempre presente e encher a minha vida de maravilhosos momentos. Obrigada meu amor por todo o apoio neste trabalho.

A meu amigo Renato Paulinelli, por todo o carinho e apoio, e por todo o que aportou nesta pesquisa e nesta experiência de vida, enorme gratidão.

A minha família em Cienfuegos, Santa Clara e Matanzas, por todo o carinho fornecido.

A meu primo, Rolando Santos e a sua família, por alegrar meus dias e apoiar-me desde a distância.

A minha irmã Dayana López e seu esposo Yosbany, pelo carinho da vida toda.

To my dear friend, Sandra Zweifel, for all her help, support and encouragement.

A minha amiga Janny Carrasco, obrigada pela companhia, o apoio e incentivo deste tempo.

Aos meus amigos, Liosber, Javier, Ray, Francisco e Nelson por todos os momentos compartilhados.

A todos os meus colegas cubanos e companheiros da Geotecnia, por compartilhar esta aventura de vida.

Comportamento da Frente de Escavação de Túneis Rasos

Resumo

As obras subterrâneas têm sido amplamente utilizadas desde tempos antigos na mineração, controle de enchentes, abastecimento de água e transporte. Os túneis são essenciais para o desenvolvimento das grandes cidades, fazendo uma economia do tempo e consumo da energia. Embora os benefícios destas obras, a sociedade pode não ter uma aceitação favorável ante elas, pelo fato dos numerosos acidentes que têm acontecido no mundo inteiro. Um dos principais tipos de ruptura que ocorrem em túneis rasos são aquelas provenientes da instabilidade da face de escavação, daí a necessidade de estudar este fenômeno. A metodologia deste trabalho foi desenvolvida empregando métodos analíticos e numéricos. Primeiramente foi realizada uma revisão bibliográfica dos métodos analíticos existentes na literatura, destinados à avaliação da estabilidade da face de escavação. Determinou-se o método de Mollon et al. (2009), o qual utiliza a análise limite da Teoria da Plasticidade, como o mais conveniente para uma análise preliminar deste fenômeno. As teorias de Kirsch de 1898 também foram empregadas neste trabalho para fazer uma validação do modelo inicial proposto. Os métodos numéricos foram empregados mediante o software de elementos finitos ABAQUS 3D[®], que permite diferentes geometrias, além da presença de suporte e de perfis geotécnicos complexos. Os modelos iniciais consideraram um túnel de 6 metros de diâmetro escavado a seis profundidades diferentes num solo homogêneo, visando a avaliação da necessidade de suporte, do avanço admissível e da pressão necessária para estabilização da face. Em seguida, foi levada em conta a presença de poços antigos que eventualmente poderiam estar no caminho da escavação. Também foi avaliada a nova pressão de face para manter a segurança da escavação com estes imprevistos durante a execução do túnel. Os parâmetros definidos nas análises foram baseados nas características típicas de solos rasos, com exceção de uma análise preliminar que considerou aumento da coesão do solo para avaliar até que condições o túnel é autoportante. Com o emprego dos métodos numéricos foram determinadas as pressões a serem aplicadas na face de escavação para que esta seja estável, tendo em conta a variação da cobertura do túnel.

Behavior of the Excavation Face on Shallow Tunnels

Abstract

Underground works have been widely used since ancient times in mining, in flood control, water supply and transportation. Tunnels are essential for the development of large cities, making a saving of time and energy consumption. Despite benefits of these works, society may not have a favorable acceptance with them, because of numerous accidents that have happened worldwide. One of the major types of collapses that occurs in shallow tunnels are those arising from the instability of the excavation phase, hence the need to study this phenomenon. The methodology of this study was developed using analytical and numerical methods. First, it was carried out a literature review of the existing analytical methods for the assessment of the stability of the excavation face. It was selected the method of Mollon et al. (2009), which uses a limit analysis of Plasticity Theory, as the most convenient one for a preliminary analysis of this phenomenon. There were also used Kirsch's theories 1898 to assess the initial model proposed. Numerical methods were employed using the ABAQUS 3D[®] Finite Element software, which allows different geometries, as well as the presence of geotechnical support and complex profiles. The first models considered a six-meter diameter tunnel excavated in six different depths on homogeneous soil, in order to evaluate support need, permissible advance and the pressure needed to stabilize the face. Later, it was taken into account the presence of old wells, which could eventually be in the excavation line. It was also evaluated the new tunnel face pressure to assure excavation safety with these contingencies during tunneling. The parameters defined in the analyses were based on typical characteristics of shallow soils, with the exception of a preliminary analysis that considered an increase in soil cohesion in order to evaluate to what extend the tunnel is self-sustaining. The use of numerical methods allowed determining the pressures that should be applied at the excavation phase so that it is stable, taking into consideration the variation of the tunnel cover.

Sumário

Resumo.....	vi
Abstract	vii
Sumário	viii
Lista de Figuras.....	xi
Lista de Tabelas.....	xv
Lista de Símbolos, Siglas e Abreviações.....	xvi
1 INTRODUÇÃO	1
1.1 Objetivos	3
1.1.1 Estrutura da dissertação.....	3
2 REVISÃO DA LITERATURA.....	5
2.1 Breve histórico das obras subterrâneas.....	5
2.2 Métodos de escavação de túneis.....	6
2.2.1 Método de escavação <i>Tunnel Liner</i>	7
2.2.2 Método de escavação convencional (NATM).....	8
2.2.3 Métodos de escavação mecanizados (EPB e SPB).....	10
2.3 Classificação dos tipos de colapso em túneis	12
2.3.1 Colapso com afloramento (<i>Daylight collapse</i>).....	12
2.3.2 Colapso subterrâneo (<i>Underground collapse</i>)	13
2.3.3 Rock burst.	13
2.3.4 Entrada de Fluxo de Água.	13
2.3.5 Ruptura do Portal.....	14
2.4 Casos históricos de túneis que apresentaram colapso de face	15
2.5 Mecanismos de ruptura	16
2.6 Métodos analíticos na análise da estabilidade da frente de escavação	18
2.6.1 Teorema do Limite Inferior	18
2.6.2 Teorema do Limite Superior	19
2.6.3 Critérios de Escoamento.....	20
2.6.4 Análise proposta por Leca e Dormieux (1990)	23
2.6.5 Análise proposta por Mollon et al. (2009).....	29
2.6.6 Comparação entre os métodos analíticos focados na estabilidade da face do túnel.	32
2.7 Método analítico de Kirsch (1898).....	33
2.8 Método dos Elementos Finitos (MEF) na Engenharia de túneis	35
3 MATERIAIS E MÉTODOS	37
3.1 Metodologia para a aplicação do método analítico de Mollon et al. (2009)	37

3.2	Metodologia para a aplicação do MEF.....	38
3.2.1	Estudo I: Validação do modelo	38
3.2.2	Estudo II: Implementação do modelo proposto.....	40
4	RESULTADOS E DISCUSSÃO	44
4.1	Resultados do método analítico de Mollon et al. (2009).....	44
4.1.1	Análise I: Relação C/D = 1.....	44
4.1.2	Análise II: Relação C/D = 2	44
4.1.3	Análise III: Relação C/D = 3	45
4.1.4	Análise IV: Relação C/D = 4.....	45
4.1.5	Análise V: Relação C/D = 5	45
4.1.6	Análise VI: Relação C/D = 6.....	46
4.2	Comparação do modelo inicial com a solução analítica de Kirsch (1898).....	46
4.3	Influência dos parâmetros	48
4.3.1	Análise N° 1, coesão constante $c = 150$ kPa.....	48
4.3.2	Análise N° 2, coesão constante $c = 200$ kPa.....	49
4.3.3	Análise N° 3, coesão constante $c = 250$ kPa.....	50
4.4	Influência do comprimento não suportado do túnel	52
4.5	Pressão de Face Limite (σ_u).....	53
4.6	Comparação dos resultados obtidos mediante os diferentes métodos	56
4.7	Pressão de Face Limite com a presença do poço na linha de escavação	57
4.7.1	Relação C/D = 1	57
4.7.2	Relação C/D = 3	58
5	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	59
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	61
	APÊNDICES	64
A	Derivação do cálculo geométrico e cinemático para Pressão de Colapso do Mecanismo MI – Mollon et al. (2009).....	64
A.1	Geometria.....	64
A.2	Cinemática.....	65
B	Ambiente de trabalho de Matlab do método de Mollon et al. (2009).....	66
C	Cálculos complementares da validação do modelo mediante a solução analítica de Kirsch (1898) 67	
C.1	Avanço 12 m.	68
C.2	Avanço 30 m.	70
C.3	Avanço 78 m.	72
D	Colapso por convergência e plastificação do solo.....	75
D.1	Coesão de 150 kPa	75

D.2	Coesão de 200 kPa	76
E	Cálculos complementares da avaliação da influência da variação da coesão	77

Lista de Figuras

Figura 2.1 – Primeira experiência do emprego de um escudo metálico (<i>shield</i>) na construção de túneis (Moreira, 2006 apud Rocha, 2014).	6
Figura 2.2 – Principais métodos empregados para abertura de túneis (UPC, 2015).	7
Figura 2.3 – <i>Tunnel Liner</i> , prefeitura de Rio Claro (SP) (Nakamura, 2012).....	7
Figura 2.4 – Curva característica do maciço (Ortigão, 1994 apud Rocha, 2014).....	8
Figura 2.5 – Métodos de parcialização do NATM: (a) Seção plena; (b) Arco invertido provisório; (c) Uma galeria lateral; (d) Uma galeria lateral com arco invertido provisório; (e) Várias camadas de parcialização (Prandina, 1999).	9
Figura 2.6 – Esquema de parcialização da face do túnel de Mato Forte (Sousa, 2006).	10
Figura 2.7 – Princípio de funcionamento das EPBs (Sousa, 2006).	11
Figura 2.8 – Princípio de funcionamento das SPBs (Sousa, 2006).	12
Figura 2.9 – Ônibus urbano dentro da abertura produzida pelo colapso. Munique, Alemanha 1994 (Seidenfuss, 2006).	12
Figura 2.10 – Colapso da parede lateral (Seidenfuss, 2006).	13
Figura 2.11 – <i>Rock burst</i> na Mina <i>Lucky Friday</i> . (White & Whyatt, 1998).....	14
Figura 2.12– Entrada de fluxo de água (Reynolds, 2014).	14
Figura 2.13– Colapso do teto no portal da escavação (Seidenfuss, 2006).	15
Figura 2.14 – Colapso numa seção entre as estações de Jordânia e Rodoviária <i>Tsui East Tsim Sha</i> , Hong Kong (G.E.O, 2012).	15
Figura 2.15 – Mecanismo proposto por Horn. (a) Seção longitudinal em dois blocos, (b) ângulo formado entre a face de escorregamento do bloco 1 e o plano horizontal (θ), (c) Superfície de ruptura (Horn, 1961 apud Rocha, 2014).....	17
Figura 2.16 – Mecanismos de colapso tridimensional em túneis rasos (Negro, 1988).	18
Figura 2.17 – Superfície do Critério de Escoamento de Tresca (Farias, 2014).....	20

Figura 2.18 – Superfície do Critério de Escoamento de Von Mises (Farias, 2014).....	21
Figura 2.19 – Superfície do Critério de Escoamento de Drucker e Prager (Farias, 2014).	21
Figura 2.20– Círculo de Mohr (Farias, 2014).....	22
Figura 2.21 – Superfície do Critério de Escoamento de Mohr-Coulomb (Farias, 2014).	22
Figura 2.22 – Geometria considerada na análise desenvolvida por Leca e Dormieux (1990).	23
Figura 2.23 – Velocidade de descontinuidade (Leca & Dormieux , 1990).	24
Figura 2.24 – Mecanismos de ruptura: a) MI, b) MII e c) MIII. Solução do Limite Superior (Leca & Dormieux , 1990).	26
Figura 2.25 – Campos de tensão: a) SI, b) SII e c) SIII. Solução do Limite Inferior (Leca & Dormieux , 1990).....	28
Figura 2.26 – Comparação entre as superfícies de ruptura (Leca & Dormieux , 1990).....	29
Figura 2.27 – Mecanismos de falha para a estabilidade de face (Mollon et al., 2009).	30
Figura 2.28 – Superfície tridimensional do mecanismo MI (Mollon et al., 2009).	31
Figura 2.29 – Esquema da solução analítica de Kirsch (1898) (Assis, 2002).	34
Figura 3.1 – Esquemática do problema.....	37
Figura 3.2 – Malha utilizada no ABAQUS. Estudo I.....	39
Figura 3.3 – Malha utilizada no ABAQUS. Estudo II.	40
Figura 3.4 – Encontro da frente de escavação com um poço antigo.	42
Figura 3.5 – Esquema do túnel escavado sob o poço (Caso 2).	43
Figura 4.1 – Resultado da análise No. 1 obtido pelo método de Mollon et al. (2009).	44
Figura 4.2 – Resultado da análise No. 2 obtido pelo método de Mollon et al. (2009).	44
Figura 4.3 – Resultado da análise No. 3 obtido pelo método de Mollon et al. (2009).	45
Figura 4.4 – Resultado da análise No. 4 obtido pelo método de Mollon et al. (2009).	45

Figura 4.5 – Resultado da análise No. 5 obtido pelo método de Mollon et al. (2009).	45
Figura 4.6 – Resultado da análise No. 6 obtido pelo método de Mollon et al. (2009).	46
Figura 4.7 – Tensões obtidas mediante o ABAQUS e a solução de Kirsch (1898).	47
Figura 4.8 – Análise dos deslocamentos para uma coesão de 150 kPa	48
Figura 4.9 – Colapso por convergência da seção do túnel (Profundidade 6D). a) Magnitude dos deslocamentos, b) Plastificação.	49
Figura 4.10 – Análise dos deslocamentos para uma coesão de 200 kPa.	50
Figura 4.11 – Colapso por convergência da seção do túnel (Profundidade 5D).	50
Figura 4.12 – Análise dos deslocamentos para uma coesão de 250 kPa.	51
Figura 4.13 – Comportamento dos deslocamentos estabilizados no Teto, na Parede e no Piso.	52
Figura 4.14 – Plastificação do solo ao ser escavado com $P = 0,5$ m.	53
Figura 4.15 – Pressão de Face Limite (a) e plastificação do solo (b) para cobertura $C = 1D$.	53
Figura 4.16 – Pressão de Face Limite (a) e plastificação do solo (b) para cobertura $C = 2D$.	54
Figura 4.17 – Pressão de Face Limite (a) e plastificação do solo (b) para cobertura $C = 3D$.	54
Figura 4.18 – Pressão de Face Limite (a) e plastificação do solo (b) para cobertura $C = 4D$.	55
Figura 4.19 – Pressão de Face Limite (a) e plastificação do solo (b) para cobertura $C = 5D$.	55
Figura 4.20 – Pressão de Face Limite (a) e plastificação do solo (b) para cobertura $C = 6D$.	55
Figura 4.21 – Pressões de Face vs. Relação C/D .	56
Figura 4.22 – Comparação entre Avanços.	56
Figura 4.23 – Modelo empregado para a análise da influência do poço na escavação ($C/D = 1$).	57
Figura 4.24 – Modelo empregado para a análise da influência do poço na escavação ($C/D = 3$).	58
Figura B.1 – Ambiente de trabalho de Matlab.	66
Figura C.1 – Representação do Eixo 45° .	67

Figura D.1 – Colapso por convergência da seção do túnel, coesão 150 kPa (Profundidade 3D). a) Magnitude dos deslocamentos, b) Plastificação do solo.	75
Figura D.2 – Colapso por convergência da seção do túnel, coesão 150 kPa (Profundidade 4D). a) Magnitude dos deslocamentos, b) Plastificação do solo.	75
Figura D.3 – Colapso por convergência da seção do túnel, coesão 150 kPa (Profundidade 5D). a) Magnitude dos deslocamentos, b) Plastificação do solo.	75
Figura D.4 – Colapso por convergência da seção do túnel, coesão 150 kPa (Profundidade 6D). a) Magnitude dos deslocamentos, b) Plastificação do solo.	76
Figura D.5 – Colapso por convergência da seção do túnel, coesão 200 kPa (Profundidade 5D). a) Magnitude dos deslocamentos, b) Plastificação do solo.	76
Figura D.6 – Colapso por convergência da seção do túnel, coesão 200 kPa (Profundidade 6D). a) Magnitude dos deslocamentos, b) Plastificação do solo.	76

Lista de Tabelas

Tabela 0.1 – Percentual das categorias dos colapsos de túneis até 2005 (Seidenfuss, 2006).....	15
Tabela 0.2 – Túneis com colapso de face até 2005 (Modificado de Seidenfuss, 2006).....	16
Tabela 0.3 – Coeficientes de peso para o Limite Inferior.	27
Tabela 0.4 – Comparação dos resultados das pressões de terra (Dormieux and Leca 1990).	29
Tabela 0.5 – Métodos analíticos aplicados à análise da estabilidade da frente de escavação.	32
Tabela 0.1 – Casos empregados nas análises analíticas.	38
Tabela 0.1 – Comparação dos métodos empregados na análise da Estabilidade da Face.	57
Tabela C.1 – Cálculo das tensões radiais e tangenciais mediante a solução de Kirsch.....	67
Tabela C.2 – Cálculo das tensões no modelo numérico, Avanço 12 m – Eixo 0°.	68
Tabela C.3 – Cálculo das tensões no modelo numérico, Avanço 12 m – Eixo 45°.....	69
Tabela C.4 – Cálculo das tensões no modelo numérico, Avanço 12 m – Eixo 90°.....	70
Tabela C.5 – Cálculo das tensões no modelo numérico, Avanço 30 m – Eixo 0°.	70
Tabela C.6 – Cálculo das tensões no modelo numérico, Avanço 30 m – Eixo 45°.....	71
Tabela C.7 – Cálculo das tensões no modelo numérico, Avanço 30 m – Eixo 90°.....	72
Tabela C.8 – Cálculo das tensões no modelo numérico, Avanço 78 m – Eixo 0°.	72
Tabela C.9 – Cálculo das tensões no modelo numérico, Avanço 78 m – Eixo 45°.....	73
Tabela C.10 – Cálculo das tensões no modelo numérico, Avanço 78 m – Eixo 90°.....	74
Tabela E.1 – Deslocamentos obtidos no ABAQUS 3D – $c = 150$ kPa.	77
Tabela E.2 – Deslocamentos obtidos no ABAQUS 3D – $c = 200$ kPa.	78
Tabela E.3 – Deslocamentos obtidos no ABAQUS 3D – $c = 250$ kPa.	79

Lista de Símbolos, Siglas e Abreviações

Letras Latinas

3D	Três dimensões
a	Avanço da escavação
A	Área
c	Coesão [kPa]
C	Cobertura de solo do teto do túnel à superfície do terreno
D	Diâmetro equivalente do túnel [m]
E	Módulo de Elasticidade do material
f	Função
F_i	Forças de massa no maciço
H	Cobertura do solo até o eixo do túnel [m]
k_0	Coefficiente de empuxo em repouso
k_a	Coefficiente de empuxo ativo do solo
k_p	Coefficiente de empuxo passivo do solo
kPa	KiloPascal
kN	KiloNewtons
m	Metros
MI	Mecanismo de colapso
MII	Mecanismo de colapso
MIII	Mecanismo de <i>Blow-Out</i>
N_s e N_γ	Coefficientes de Peso que dependem do dependem do ângulo α
N_s^{c-}	Coefficientes de Peso mínimo (Caso do colapso)
N_s^{b-}	Coefficientes de Peso máximo (Caso do <i>blow-out</i>)
P	Comprimento não suportado do túnel

P_v	Potencia Dissipada
Q_s	Parâmetro de carregamento relacionado à sobrecarga
Q_γ	Parâmetro de carregamento relacionado ao peso próprio
Q_T	Parâmetro de carregamento relacionado a força na face do túnel
R	Raio da escavação
SI	Campo de Tensões I
SII	Campo de Tensões II
$SIII$	Campo de Tensões III
T_i	Forças externas na superfície
u_i	Deslocamento
u_r	Deslocamento radial
u_θ	Deslocamento circunferencial
u_i^{p*}	Deslocamento plástico
V	Volume
V_d	Velocidade de descontinuidade

Letras Gregas

α	Ângulo entre o eixo do cone adjacente ao túnel e à horizontal
β	Ângulo formado com os planos de ruptura
γ	Peso específico do solo
ε_{ij}	Deformação
ε_{ij}^{p*}	Deformação Plástica
Σ_d	Superfície de falha
θ_d	Ângulo formado entre a superfície de falha e a Velocidade de descontinuidade (Σ_d e V_d respetivamente)
ϑ	Coefficiente de Poisson
σ_0	Tensão isotrópica dentro do cilindro C1
σ_{ij}	Estado de tensão em equilíbrio

σ_1	Tensão principal maior
σ_2	Tensão principal intermediária
σ_3	Tensão principal menor
σ_θ	Tensão circunferencial atuante na direção perpendicular à radial
σ_c	Tensão não confinada do solo
σ_d	Tensão desviadora
σ_f	Tensão normal no plano de ruptura
σ_h	Tensão horizontal In-Situ
σ_r	Tensão radial atuante na direção do centro da escavação
σ_s	Carregamento na superfície do terreno
σ_t	Pressão de face da escavação
σ_{t0}	Pressão de face inicial
σ_{tl}	Pressão de face limite
σ_u	Tensão última no Colapso e no <i>Blow-Out</i>
σ_v	Tensão vertical in-situ
τ_f	Tensão cisalhante
$\tau_{r\theta}$	Tensão cisalhante atuante sobre a superfície infinitesimal
φ'	Ângulo de atrito efetivo do solo
φ	Ângulo de atrito interno do solo
\mathcal{K}	Domínio
\wp_e	Energia das cargas aplicadas

Abreviações

EPB	<i>Earth Pressure Balance</i>
GEO	<i>Geotechnical Engineering Office</i>
ITA	<i>International Tunneling and Underground Space Association</i>
MEF	Método dos Elementos Finitos

NATM	<i>New Austrian Tunnelling Method</i>
SPB	<i>Slurry Pressured Balance</i>
TBM	<i>Tunnel Boring Machines</i>

1 INTRODUÇÃO

Com o crescimento das grandes cidades surge a necessidade de buscar opções para a população se movimentar com facilidade e economia do tempo, sendo imprescindível o cuidado do Meio Ambiente. Os túneis constituem hoje uma opção para a sociedade viver em um espaço mais confortável longe da poluição com espaços mais abertos e naturais. A grande demanda destas obras faz com que nem sempre as condições onde se precisa de elas são as ideais. Por isso, foram desenvolvidos métodos e técnicas para minimizar riscos de construção.

A engenharia de túneis tem evoluído muito através das diferentes Eras, visando construir obras mais seguras e econômicas. Uma das etapas mais relevantes é a chamada Era das Ferrovias (sec. XIX). Nesta Era foram desenvolvidos técnicas e procedimentos construtivos empregados até hoje, permitindo seu aperfeiçoamento (Assis, 2002). Embora todos os aportes neste período, até o momento não havia sido levado em conta o cálculo da estrutura, pelo qual o dimensionamento do túnel só era feito por tentativa e erro incrementando assim a ocorrência de acidentes e perdas de vidas humanas. Depois deste período começa a Era Ambiental (1960), onde surgem novas tecnologias como a implementação do concreto projetado, significando uma grande vantagem para a segurança e economia da obra.

A Associação Internacional de Túneis (*International Tunneling and Underground Space Association* - ITA, pelas siglas em inglês) expõe as razões pelas quais é conveniente desenvolver obras subterrâneas, ainda mais nesta era chamada de Era Ambiental. Estas obras representam uma das melhores soluções para os problemas urbanos e para as ligações interurbanas em zonas montanhosas, para economizar tempo e consumo de energia. Além disso, nas ligações interurbanas, os túneis de comprimento longo, visam uma maior segurança e minimizar os impactos ambientais (ITA, 2002). Não obstante todos os benefícios destas obras, a sociedade pode não ter uma aceitação favorável, pelo fato dos numerosos acidentes que têm acontecido no mundo inteiro.

A ruptura em túneis pode ter diversas causas, algumas delas são a erosão do solo provocada pela água subterrânea, a entrada de fluxo de água e condições desfavoráveis do maciço (falta de confinamento, descontinuidades etc.). 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 efetuar a construção.

Os túneis urbanos geralmente são classificados como rasos, os quais apresentam valores de cobertura de até três vezes o diâmetro, no entanto coberturas de até seis vezes o valor do diâmetro também tem influência na superfície do terreno. Um dos principais tipos de rupturas ocorridas em túneis rasos é aquele proveniente da instabilidade da face de escavação. Daí a necessidade de estudar este fenômeno que, embora muitos pesquisadores têm incursionado nisto, ainda têm muitos temas a serem abordados e aprofundados. Este fenômeno depende do carregamento da frente de escavação, como em escavações mecanizadas com uso de tuneladora com frente pressurizada, tipo *Earth Pressure Balance* (EPB) (Rocha, 2014). Entre os métodos para aumentar a estabilidade da frente pode-se mencionar a utilização de bancadas como parcialização da escavação ou até mesmo o tratamento da frente escavada com enfilagens ou produtos químicos capazes de aumentar a coesão do maciço.

Muitos pesquisadores propuseram modelos matemáticos para a avaliação da estabilidade da face de escavação de túneis rasos e previram o comportamento da frente. Entre os modelos abordados nesta pesquisa estão: Davis et al (1980), Muhlhaus (1985), Leca e Dormieux (1990) e Mollon et al. (2009). Cada um destes métodos tem evoluído com o melhoramento dos métodos anteriores, fazendo com que cada vez o modelo seja mais otimizado para a obtenção de resultados melhores e mais precisos. No final pode ser obtida a pressão de face necessária para manter a estabilidade e a superfície de ruptura.

As técnicas computacionais foram empregadas nesta pesquisa, com a utilização do software ABAQUS 3D[®], que utiliza o método dos elementos finitos. Este software tem sido aplicado em muitas pesquisas acadêmicas obtendo resultados favoráveis, pois tem uma ampla aplicabilidade em diversas áreas como a geotecnia.

O presente trabalho visa estudar o comportamento da face de escavação em túneis rasos com o emprego de algumas técnicas e modelos mencionados anteriormente. Neste caso foi empregado o método analítico desenvolvido por Mollon et al. (2009). O mesmo reavalia o método anterior de Leca e Dormieux (1990), pois obtém, de uma forma mais exata, a linha de ruptura ao desenvolver a análise com cinco blocos em lugar de dois. Este método é muito preciso e pode ser comparado satisfatoriamente com métodos numéricos. Os resultados obtidos com estes métodos foram comparados com os obtidos mediante o software.

O estudo desenvolvido foi baseado em casos hipotéticos de túneis rasos escavados em solo. Para isto, foram tomadas as características típicas (geométricas e geotécnicas) de túneis reais existentes na literatura.

1.1 Objetivos

O principal objetivo do presente trabalho é a análise da estabilidade da frente de escavação em túneis rasos escavados em solos, empregando tanto os métodos analíticos desenvolvidos nesta temática, quanto a modelação numérica utilizando o Método dos Elementos Finitos (MEF).

Já os objetivos específicos são:

- Realizar uma análise dos métodos analíticos ressaltando as suas aplicações, limitações e as principais diferenças entre eles;
- Determinar a pressão a ser aplicada na face de escavação do túnel, utilizando os métodos analíticos considerando face plena e meio homogêneo para diferentes valores de cobertura;
- Desenvolver um modelo simples compatível com soluções analíticas já conhecidas, para fazer a sua validação através do emprego do software de elementos finitos ABAQUS 3D®;
- Determinar a tensão última na face do túnel para condições típicas de uma escavação pouco profunda com a presença de um poço na linha de escavação, empregando o software de elementos finitos;
- Comparar os resultados obtidos mediante os métodos analíticos e análise numérica.

1.1.1 Estrutura da dissertação

O presente trabalho foi elaborado em seis capítulos e que estão descritos a seguir:

O Capítulo 1 apresenta uma introdução ao trabalho, além de mostrar os temas a serem abordados na dissertação.

No Capítulo 2 é apresentado um estado da arte sobre o assunto de túneis escavados em solos, os diferentes métodos empregados para as análises da estabilidade da frente de escavação incluindo os métodos analíticos e numéricos.

No Capítulo 3 é apresentada a metodologia proposta neste trabalho para a análise da estabilidade da frente de escavação de túneis. São apresentados também as características geométricas e os dados a serem empregados nos modelos e casos de estudo definidos.

No Capítulo 4 são apresentados os resultados obtidos pelos métodos propostos: métodos analíticos e numéricos mediante a utilização do ABAQUS 3D[®].

No Capítulo 5 são apresentadas as conclusões do estudo.

Por último, estão listadas as referências bibliográficas empregadas nesta pesquisa.

2 REVISÃO DA LITERATURA

2.1 Breve histórico das obras subterrâneas

A construção de túneis tem seus inícios na Babilônia. O primeiro túnel foi construído há cerca de 4000 anos sob o leito do rio Eufrates, tendo a finalidade de estabelecer uma comunicação subterrânea entre o palácio real e o templo, separados por uma distância de cerca de um quilômetro (seção 1,5 x 1,5 m) (Assis, 2002). Esta obra foi feita empregando a técnica de escavação a céu aberto. A seguinte obra feita sob o leito de um rio foi executada só quatro milênios mais tarde sob o rio Tâmis em Londres, 1843.

Os túneis têm sido empregados com diferentes finalidades através dos anos. Mesmo no antigo Egito quanto nas culturas orientais foram construídos com fins religiosos, sendo que nas terras do Canaã (século X aC) a finalidade foi de caráter hidráulico. Eles tinham o objetivo da captação e do abastecimento de água para as cidades (UPC, 2015).

Há 2700 anos, um túnel de adução de água foi construído na ilha grega de Samos, tendo 1,5 km de extensão e seção transversal de 1,8 x 1,8 m. Esta obra servia para abastecer a capital da ilha e se manteve em funcionamento durante um milênio. Em Atenas, 1800 anos atrás, outro túnel de adução foi construído, o qual foi reformado em 1925 e ainda opera no sistema de adução de água para a cidade (Assis, 2002).

Ainda na Idade Antiga, a maior rede de túneis foi construída em Roma na época da perseguição aos cristãos. Também foram construídos túneis com outros propósitos: galerias minerais, abastecimento de água, drenagem de lagos vulcânicos e nas rodovias romanas como é o caso do túnel de *Pausilippo*, perto de Nápoles.

Na Idade Média, a construção de túneis teve propósito prioritariamente militar. Na Europa foram construídos grandes canais de navegação (túnel Malpas no Canal de Midi, França, com 161 m de extensão, concluído em 1681). Também a partir de 1679 se empregou a técnica com explosivos para o desmonte da face de escavação que até o momento foi feito com o emprego de martelos e cinzéis.

A grande experiência adquirida na construção de túneis para canais foi essencial para o desenvolvimento da engenharia de túneis na próxima etapa, a Era das Ferrovias, que segundo Assis (2002) foi um dos períodos mais produtivos nesta área. Neste período foram introduzidas

novas técnicas de escavação, como foi a utilização do primeiro *shield* que permitiu a conclusão do túnel sob o rio Tâmesa em Londres em 1843. A técnica incluiu a utilização de um suporte/escudo de estrutura metálica para manter suas paredes confinadas, enquanto seu interior era executado em alvenaria, à maneira do túnel do rio Saint Clair, como mostrado na Fig. 2.1.

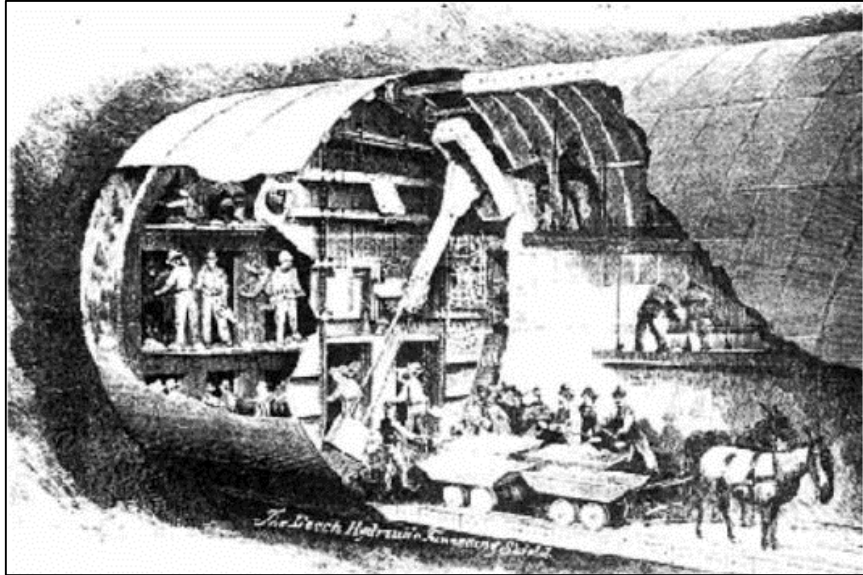


Figura 2.1 – Primeira experiência do emprego de um escudo metálico (*shield*) na construção de túneis (Moreira, 2006 apud Rocha, 2014).

Outras técnicas de escavação de túneis foram desenvolvidas a partir desta etapa com a introdução das máquinas de escavação hidráulicas e pneumáticas (1857), da dinamite (1864), do ar comprimido para expulsar a água do lençol freático e dos shields cilíndricos (1869).

No Brasil, a primeira experiência na escavação de túneis rodoviários foi na autopista União e Indústria perto da cidade de Três Rios no estado do Rio de Janeiro em 1860. Nesta mesma data foram inaugurados os primeiros túneis de ferrovia no território, sendo, as obras mais importantes, os 15 túneis localizados nas montanhas costeiras Japeri - Barra do Piraí, no estado de Rio de Janeiro (Cássio, 2014). Estas obras empregaram duas técnicas que até o momento não foram utilizadas no Brasil: o uso de ar comprimido e a detonação com dinamite.

2.2 Métodos de escavação de túneis

Com o passar do tempo, as técnicas e os métodos de escavação de túneis têm evoluído com o acúmulo de experiência. Foram desenvolvidos vários métodos de escavação que culminaram no século XIX (Era das Ferrovias) com os chamados Métodos Clássicos para Abertura de Túneis, dentre os quais se destaca os métodos Alemão, Belga, Austríaco Clássico, Inglês etc.,

como mostrado na Fig. 2.2. Estes métodos têm em conta a parcialização ou sequência de escavação e instalação do suporte, em função das condições geológicas.

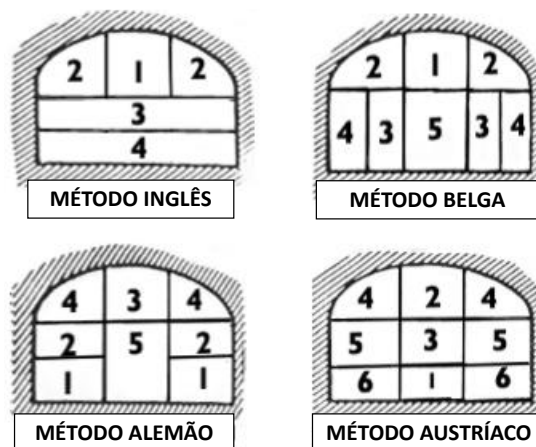


Figura 2.2 – Principais métodos empregados para abertura de túneis (UPC, 2015).

Para determinar o método construtivo mais adequado a ser empregado, devem ser considerados os parâmetros do maciço a ser escavado, a geometria, os efeitos ambientais (incluindo os movimentos induzidos pela escavação e suas consequências em estruturas e instalações próximas), os prazos de obra, os níveis de segurança desejados e também as condições locais.

2.2.1 Método de escavação *Tunnel Liner*

O *Tunnel Liner* se caracteriza pela escavação modular do solo e montagem simultânea do revestimento metálico do túnel. É apropriado para túneis de pequeno diâmetro, tais como túneis de drenagem e de travessia (Nakamura, 2012). O fato de ser um túnel revestido tem como vantagem a alta produtividade, a elevada estanqueidade e a baixa interferência com a superfície devido à execução do acabamento e da escavação (Rocha, 2014). Na Fig. 2.3 se mostra um exemplo de uma escavação empregando esse método.



Figura 2.3 – *Tunnel Liner*, prefeitura de Rio Claro (SP) (Nakamura, 2012).

2.2.2 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), atualmente 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 do maciço.

A ideia principal é a abertura do túnel de modo convencional seguida da aplicação do suporte (principalmente concreto projetado), usando os princípios do método observacional. Os três princípios básicos do método são: (Assis, 2007).

- O maciço é o principal elemento estrutural;
- A estrutura de sustentação deve ser um sistema de suporte otimizado;
- A instrumentação de deslocamentos e de tensões no maciço e no suporte deve ser promovida.

O sistema de suporte otimizado refere-se a sua colocação no momento justo onde o maciço atingiu um deslocamento admissível. Ortigão (1994), citado por Rocha (2014), destaca que o ideal é aplicar o suporte quando a curva característica do solo atingir o ponto máximo de sua resistência, como apresentado na Fig. 2.4.

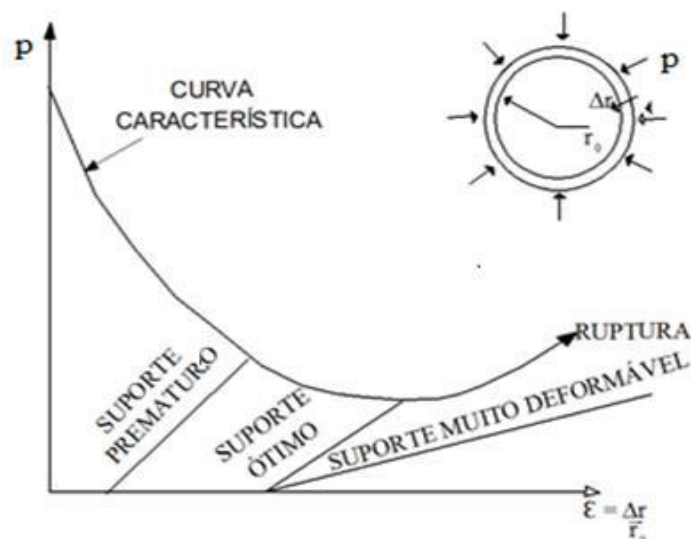


Figura 2.4 – Curva característica do maciço (Ortigão, 1994 apud Rocha, 2014).

Visando minimizar a perda de solo o método contempla a parcialização da seção de escavação, onde seções menores são escavadas separadamente e em seguida é colocado o suporte provisório (Prandina, 1999).

Esta parcialização também faz parte ou contribui com a estabilidade da face de escavação. As seções podem ser dadas por: calota (*top heading*), arco invertido (*invert*) e bancada (*bench*). O processo de parcialização, esquematicamente resumido na Fig. 2.5, também pode ser executado em várias galerias laterais (Prandina, 1999).

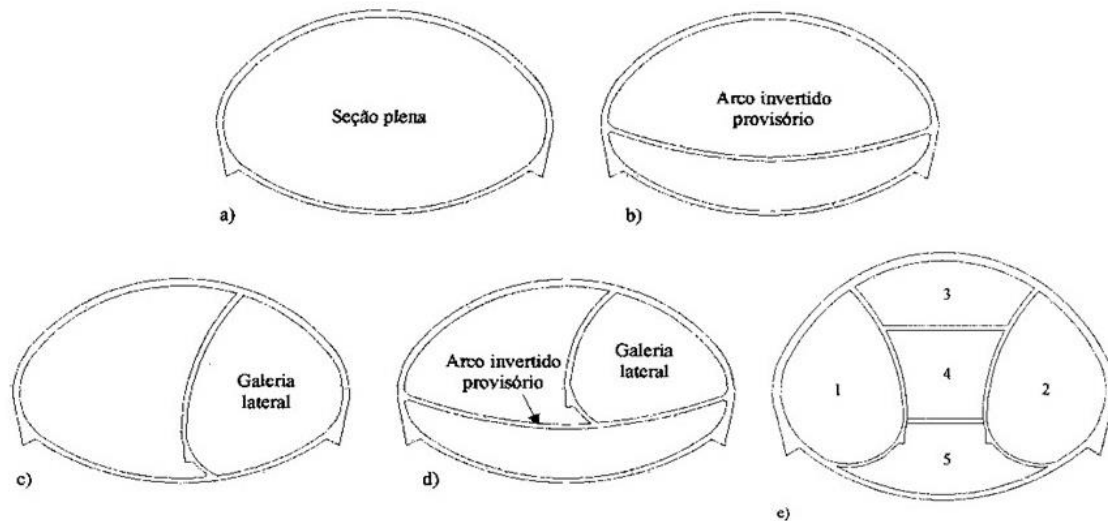


Figura 2.5 – Métodos de parcialização do NATM: (a) Seção plena; (b) Arco invertido provisório; (c) Uma galeria lateral; (d) Uma galeria lateral com arco invertido provisório; (e) Várias camadas de parcialização (Prandina, 1999).

O número de subdivisões a serem feitas depende da geologia apresentada no local da escavação. Em túneis rasos não apenas estas condições são importantes para definir os suportes necessários, uma vez que o projeto deverá prever o recalque de superfície máximo que poderá ocorrer. Rocha (2014) expõe que muitas vezes será necessária a antecipação do suporte na curva de reação do maciço como em casos especiais onde se requeira deslocamentos próximos a zero, como, por exemplo, em ambientes urbanos onde grandes construções e fundações devem ser preservadas.

A quantidade de fases de escavação, como dito anteriormente, vai depender das condições geológicas, geotécnicas e hidrogeológicas do local, além das dimensões da secção transversal. À medida que o solo seja mais deformável maior será o número de fases nas quais será dividida a secção total do túnel. Na Fig. 2.6 pode ser observada a parcialização adoptada na abertura do túnel rodoviário de Mato Forte, entre Bucelas e Carregado (Sousa, 2006).



Figura 2.6 – Esquema de parcialização da face do túnel de Mato Forte (Sousa, 2006).

2.2.3 Métodos de escavação mecanizados (EPB e SPB)

Os métodos de escavação mecanizados são muito utilizados em áreas urbanas com condições do solo desfavoráveis e de pouca resistência. Estes métodos levam em conta a estabilidade da face do túnel. Em uma escavação com *Tunnel Boring Machines* (TBM), a face do túnel é suportada pelo mecanismo de corte da tuneladora e pela pressão exercida pela lama na câmara de escavação enquanto as paredes do túnel são suportadas pelo *shield* e o revestimento final (Kim & Tonon, 2010).

Na escavação mecanizada, o suporte do maciço é desprezado e o carregamento total é feito pelo anel de concreto, instalado para suporte e que traz a vantagem de diminuir recalques superficiais. Quanto ao suporte da frente de escavação, é aplicada uma carga na face com a utilização do próprio material escavado ou usando lama bentonítica (Rocha, 2014).

Dentro dos métodos de escavação mecanizada se tem duas categorias fundamentais. A primeira engloba as máquinas para escavação de túneis em maciços rochosos de mediana a alta resistência onde as condições de estabilidade não são críticas. A segunda categoria inclui as máquinas para escavação de túneis em maciços terrosos ou de rochas brandas, onde um dos principais problemas é a estabilidade da frente de escavação.

Quanto ao controle da estabilidade da frente da escavação, existem dois tipos fundamentais de máquinas utilizadas em maciços pouco competentes: o modo aberto e o modo fechado. No primeiro caso a frente da escavação se encontra submetida à pressão atmosférica e o terreno na frente pode sustentar-se sem a utilização de suporte, neste caso a entrada de fluxo de água é de pouca importância. O segundo caso é recomendável quando as condições são mais difíceis para a escavação e o terreno na frente é instável (Assis, 2002). Neste último existem dois tipos principais de tuneladoras para escavar em solo, as pressurizadas com lama (*Slurry Pressured*

Balance – SPB) e as pressurizadas com o próprio solo escavado (*Earth-Pressure Balanced – EPB*).

A obtenção da pressão de face mínima aplicada pelas tuneladoras para manter o frente de escavação estável, depende de vários fatores como: coesão, ângulo de atrito, permeabilidade do solo, tipo de equipamento utilizado, velocidade de escavação, diâmetro, cobertura, localização da linha freática e peso unitário da lama ou do solo empregado para fazer a pressurização (Kim & Tonon, 2010).

As tuneladoras tipo EPB fazem uma pressurização com o próprio material escavado. Em ocasiões, para solos arenosos, o material pode ser misturado com aditivos fluidificantes para aumentar a impermeabilização da frente de escavação, além de fazer uma repartição mais uniforme das pressões na frente. Na Fig. 2.7 pode ser observado um esquema destas tuneladoras.

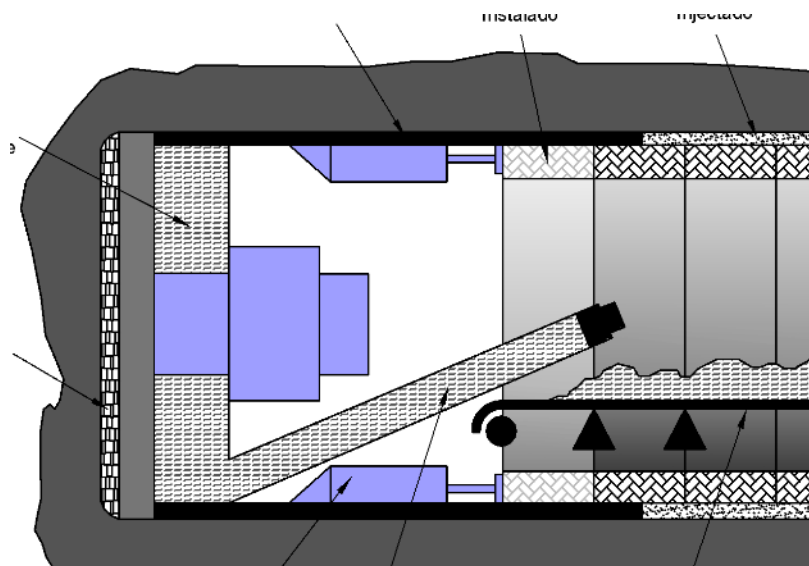


Figura 2.7 – Princípio de funcionamento das EPBs (Sousa, 2006).

As máquinas tuneladoras tipo SPB, segundo Kolymbas (2005) citado por Rocha (2014), fazem uma estabilização da face por meio de uma força de percolação que contribui para a formação de uma massa de lama feita de bentonita. A quantidade de aditivos a empregar depende da granulometria e permeabilidade do material a escavar. Na Fig. 2.8 se mostra um exemplo de esquema de funcionamento destas tuneladoras.

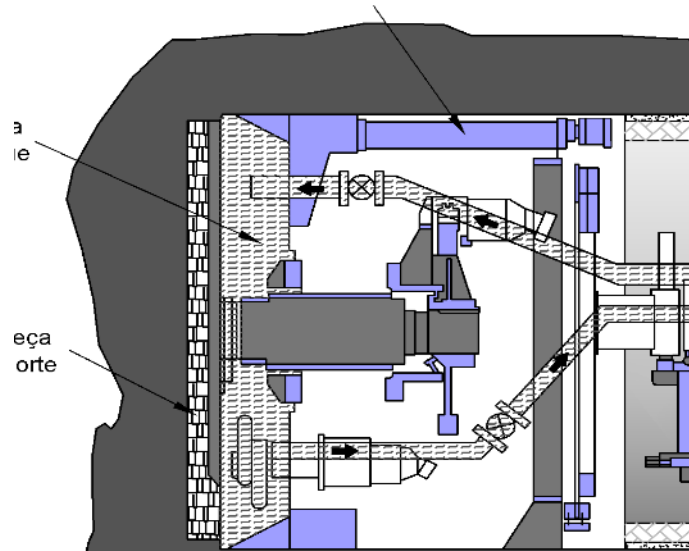


Figura 2.8 – Princípio de funcionamento das SPBs (Sousa, 2006).

2.3 Classificação dos tipos de colapso em túneis

Os colapsos em túneis podem ser classificados como descritos por Seidenfuss (2006).

2.3.1 Colapso com afloramento (*Daylight collapse*)

Este tipo de colapso pode ser causado pela erosão provocada pela água subterrânea. É típico de túneis urbanos e rasos, e caracterizado pela presença de uma grande abertura na superfície. Alguns exemplos que podem ser citados são: o túnel na cidade de Munique, Alemanha (Fig. 2.9), e uma linha do metrô da cidade de Taegu em Coreia do Sul, em 2000.



Figura 2.9 – Ônibus urbano dentro da abertura produzida pelo colapso. Munique, Alemanha 1994 (Seidenfuss, 2006).

2.3.2 Colapso subterrâneo (Underground collapse)

O colapso subterrâneo é dividido em colapso do teto (*stope*), cavamento da parede lateral (*side-wall caving*) e a ruptura da frente de escavação (*Heading hurrying on ahead of the driving*). Este tipo de colapso é muito comum nas obras subterrâneas, mas em numerosas ocasiões não é documentado ao contrário dos colapsos que afetam a superfície, como o colapso com afloramento dado seu grande impacto no meio. Dentro das obras que apresentaram esta categoria está o colapso da parede de um túnel na Central de Queimado em Brasil, 2002, como pode ser observado na Fig. 2.10.



Figura 2.10 – Colapso da parede lateral (Seidenfuss, 2006).

2.3.3 Rock burst.

O termo *rock burst* (explosão de rocha), refere-se à explosão de fragmentos de rocha no interior do túnel (Figura 2.11). Geralmente acontece em condições de escavação profunda, porém pode ocorrer em túneis rasos, embora seja bastante raro. As suas consequências são agravadas com a profundidade devido ao crescente peso do material ao incrementar a cobertura do túnel. Além disso, as condições específicas do meio também são um fator influente neste sentido. Segundo Gomes (2012), o fenômeno de *rock burst* é verificado geralmente após dos 600 m de profundidade tornando-se um problema mais complexo após os 900 m.

2.3.4 Entrada de Fluxo de Água.

Este fenômeno pode trazer grandes dificuldades no processo de escavação desencadeando outros tipos de colapso como o colapso com afloramento. Nestes casos a estabilidade da face de escavação e das paredes do túnel é afetada pelo alto poder erosivo da pressão da água infiltrada (Fig. 2.12).



Figura 2.11 – *Rock burst* na Mina *Lucky Friday*. (White & Whyatt, 1998).



Figura 2.12– Entrada de fluxo de água (Reynolds, 2014).

2.3.5 Ruptura do Portal.

Esta categoria de colapso representa um dos pontos mais problemáticos durante a escavação do túnel. Muitos problemas encontram-se no portal da escavação, especialmente aqueles derivados da natureza geológica do maciço, a falta de confinamento e as descontinuidades do maciço rochoso. Dentro dos fatores que influenciam os problemas no portal da escavação estão: a direção da escavação, a morfologia do local e as características geomecânicas do maciço. Na Fig. 2.13 mostra um exemplo deste tipo de colapso, no caso localizado no teto do portal.

Baseado em um estudo feito até 2005 dos casos de colapso em túneis no mundo (Seidenfuss, 2006), é apresentada a Tab. 2.1, na qual são agrupados os percentuais dos diferentes tipos de colapsos, em dependência das categorias vistas anteriormente.



Figura 2.13– Colapso do teto no portal da escavação (Seidenfuss, 2006).

Tabela 2.1 – Percentual das categorias dos colapsos de túneis até 2005 (Seidenfuss, 2006).

Categorias dos colapsos	Quantidade	%
Colapso com afloramento	44	40
Colapso subterrâneo	44	40
Rock burst.	2	2
Entrada de fluxo de água	14	13
Outros	6	5
TOTAL OBRAS ANALISADAS	110	

2.4 Casos históricos de túneis que apresentaram colapso de face

Na Tabela 2.2 são apresentados os casos históricos onde foi classificado o colapso como colapso de face, bem como o método construtivo empregado em cada um deles e as possíveis causas de ocorrência do colapso. Um caso mais recente ocorreu em 2007 em Hong Kong, resultado de uma perda repentina de pressão que provocou a instabilidade de face e posteriormente a formação de um buraco na superfície (Fig. 2.14).



Figura 2.14 – Colapso numa seção entre as estações de Jordânia e Rodoviária *Tsui East Tsim Sha*, Hong Kong (G.E.O, 2012).

Tabela 2.2 – Túneis com colapso de face até 2005 (Modificado de Seidenfuss, 2006).

No.	Data	Categoria	Localidade	Método de escavação	Causas
1	Jul., 1983	Colapso de face	Dilizhan, USSR	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
2	1984	Colapso de face	USSR		Não fornecido
3	1989-1995	Colapso de face, Entrada de fluxo de água	Delémont, Switzerland	TBM	Não fornecido
4	1990-1992	Colapso de face	Bern, Switzerland	Mixshield TBM	Não fornecido
5	1992	Colapso de face, Entrada de fluxo de água	USSR	Hard Rock, Shield TBM	Enormes e repentinas entradas de água misturada com areia
6		Colapso de face	USSR	Perfuração e Detonação	O uso de tuneladora e o alto grau de juntas na massa de solo, insuficiente qualidade do reforço e a ancoragem.
7		Colapso de face	USSR	Perfuração e Detonação	Extensa área xistosa, grava e capas de argila
8	Jan., 1993	Colapso de face, Colapso afloramento	Seoul, Korea	NATM	Alto grau de pressão de água e a entrada de terra
9	Nov., 1993	Colapso de face, colapso do dreno	São Paulo, Brasil	NATM	Baixa sobrecarga, excessiva convergência e instabilidade natural do solo na face
10	1994-1997	Colapso de face, chaminé no teto	Klosters, Switzerland	TBM aberta	Não fornecido
11	Jun., 1999	Colapso de face, <i>Rock burst.</i>	Song and Fjordane, Noruega	Perfuração e Detonação	Grandes tensões
12	1999	Colapso de face	Tala, Buthan	Perfuração e Detonação	Problemas geológicos, estratos fracos, interceptação com aquífero a 122 m do portal
13	2002	Colapso de face	Viena, Áustria		Não fornecido
14	2005	Colapso de face, chaminé no teto.	Viena, Áustria		Não fornecido

2.5 Mecanismos de ruptura

Dois tipos fundamentais de falha podem ocorrer como consequência de uma determinação errada da pressão da face requerida: o colapso da face sem chegar na superfície e o chamado *Blow-Out* no caso que a superfície de ruptura alcance a superfície do terreno.

Rocha (2014) descreve dois métodos pelos quais pode ser tratado o fenômeno da instabilidade da face de escavação. O primeiro é o método desenvolvido por Horn (1961), no qual é estudado o comportamento da superfície com a estabilidade da face usando o método de Terzaghi para escavação de túneis. Neste método a massa de solo acima da face do túnel é dividida em dois blocos, de maneira que possam apresentar deslocamentos cisalhantes entre si. Na Fig. 2.15 se apresenta este mecanismo de ruptura.

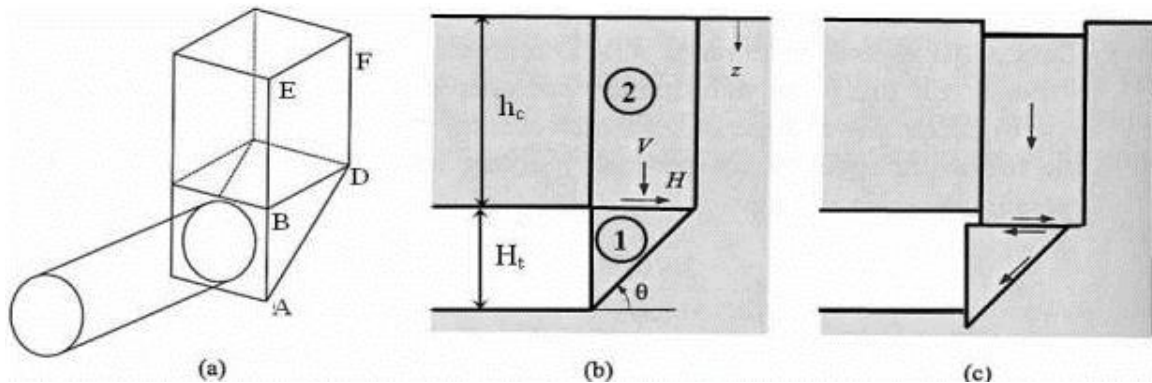


Figura 2.15 – Mecanismo proposto por Horn. (a) Seção longitudinal em dois blocos, (b) ângulo formado entre a face de escorregamento do bloco 1 e o plano horizontal (θ), (c) Superfície de ruptura (Horn, 1961 apud Rocha, 2014).

O outro método tratado é o desenvolvido por Negro (1988), onde é observada a ocorrência de um colapso em determinados tipos de solos, como areias densas e argilas rijas, quando ocorre uma deformação plástica. Por outro lado é observado que a estabilidade é governada principalmente pelas condições geométricas, é aí que o mecanismo de ruptura pode ser definido por parâmetros como: a relação entre cobertura do solo e diâmetro do túnel C/D , e pela relação entre comprimento da escavação sem suporte e o diâmetro do túnel L/D . Dependendo dessas relações, dois métodos de ruptura são possíveis, denominados mecanismo 1 e mecanismo 2 (Fig. 2.16). O primeiro modo é denominado mecanismo 1, o qual se encontra definido para um baixo valor de L/D implicando a estabilidade da face e do teto do túnel. Outro mecanismo de ruptura é definido para valores altos da relação L/D (mecanismo 2), de forma tal que compreende a instabilidade do teto como fator predominante.

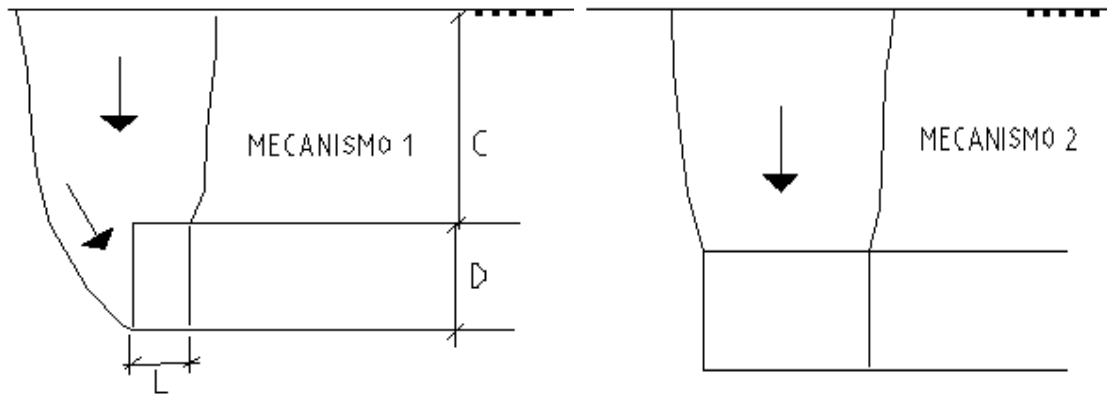


Figura 2.16 – Mecanismos de colapso tridimensional em túneis rasos (Negro, 1988).

2.6 Métodos analíticos na análise da estabilidade da frente de escavação

Numerosos métodos teóricos para análises da frente de escavação são usados atualmente, baseados em formulações analíticas, assim como o uso da análise limite usando a Teoria da Plasticidade.

Existem vários métodos analíticos para análises da estabilidade da face de escavação de túneis. Todos eles são baseados no Método da Análise Limite, que permite observar o comportamento do mecanismo de ruptura da frente de escavação. Este método avalia a pressão de falha de uma massa de solo, oferecendo os limites superior e inferior da pressão limite, 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).

Atkinson e Potts (1977), citados por Rocha (2014), expõem que a estabilidade de um túnel pode ser examinada teoricamente por meio dos Teoremas dos Limites Superior e Inferior, considerando que o material apresente comportamento perfeitamente elastoplástico.

2.6.1 Teorema do Limite Inferior

As equações de trabalho virtual são fundamentais para resolver os teoremas de análises limite. Estas equações só são aplicáveis quando a geometria não sofre alterações consideráveis. Então, a equação de trabalho virtual fica definida como (Farias, 2014):

$$\sum \int_V \sigma_{ij} \varepsilon_{ij}^* dV = \sum T_i u_i^* \quad (\text{Equação 2.1})$$

Onde:

T_i = Forças externas;
 u_i^* = Deslocamento virtual;
 σ_{ij} = Estado de tensão em equilíbrio;
 V = Volume;
 ε_{ij}^* = Deformação virtual.

O Teorema do Limite Inferior expressa a habilidade que um corpo ideal tem de se ajustar de forma a comportar as cargas aplicadas, se possível.

Se um equilíbrio de distribuição de tensões σ_{ij}^E cobrindo todo o corpo puder ser encontrado de forma a balancear as cargas aplicadas T_i na fronteira de tensão e todo o corpo estiver em estado inferior ao escoamento $f(\sigma_{ij}^E) < 0$, isso significa que o corpo sob a ação das cargas T_i não entrará em colapso.

Qualquer conjunto de carregamentos para os quais um campo de esforço satisfaz a condição de equilíbrio é uma solução do Limite Inferior (Leca & Dormieux, 1990).

2.6.2 Teorema do Limite Superior

Segundo este teorema, se existe um caminho de falha, o corpo ideal entrará em colapso. Se um mecanismo de deformação plástica compatível é assumido $\varepsilon_{ij}^{p*}, u_i^{p*}$, de forma a satisfazer a condição $u_i^{p*} = 0$ no contorno do deslocamento A, então as cargas T_i e F_i são determinadas, equacionando a taxa, na qual as forças externas realizam trabalho para o valor de dissipação interna, como dado por:

$$\sum T_i u_i^* = \sum F_i u_i^* \quad (\text{Equação 2.2})$$

Onde:

F_i : Força de massa no maciço;

Então, o valor total será igual ou maior que o valor limite de carregamento atual dado por (Rocha, 2014):

$$\int_V \dot{D}(\varepsilon_{ij}) dV = \int_V \dot{\sigma}_{ij} \varepsilon_{ij} dV \quad (\text{Equação 2.3})$$

Equacionando a taxa de trabalho externa à interna para qualquer mecanismo válido, fornece então um limite superior inseguro da carga de colapso ou carga limite.

Então, um Limite Superior pode ser considerado como um mecanismo cinematicamente admissível tal que a energia de cada uma das cargas aplicadas ($\delta \mathcal{P}_e$) no sistema é maior que a energia dissipada dentro do sistema (P_v).

2.6.3 Critérios de Escoamento

De acordo com Chen (1966), citado por Rocha (2014), a falha por colapso plástico é muito comum em problemas de mecânica de solos. Dentre os principais critérios de escoamento destacam-se:

2.6.3.1 Critério de Escoamento de Tresca

No Critério de Escoamento de Tresca é considerado que o material rompe quando a tensão desviadora (σ_d) atinge um valor máximo. A superfície de escoamento proposta consiste em um hexágono regular, como observado na Fig. 2.17. Este critério pode ser aplicado em solos em condições não drenadas.

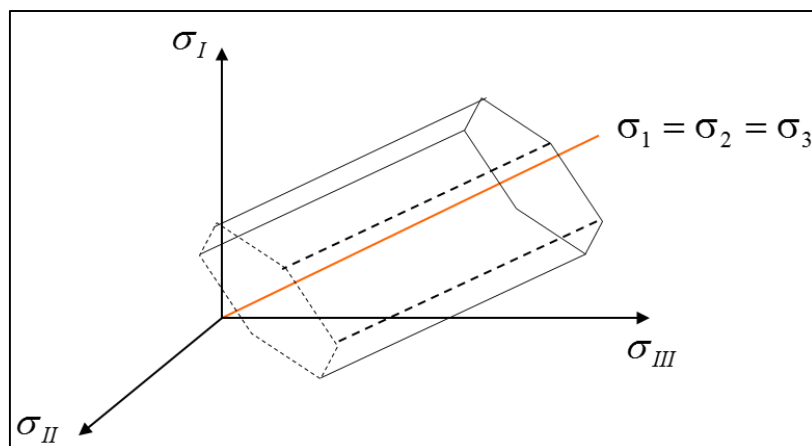


Figura 2.17 – Superfície do Critério de Escoamento de Tresca (Farias, 2014).

2.6.3.2 Critério de Escoamento de Von Mises.

Com o objetivo de tornar suave o critério de Tresca, o critério de Von Mises forma um cilindro ao longo do eixo hidrostático que circunscreve o prisma hexagonal de Tresca como se observa na Figura 2.18.

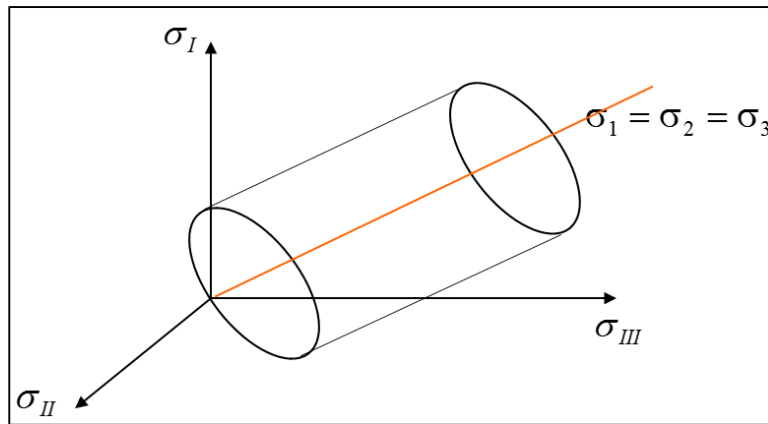


Figura 2.18 – Superfície do Critério de Escoamento de Von Mises (Farias, 2014).

2.6.3.3 Critério de Drucker e Prager.

Este critério é uma extensão do Critério de Escoamento de Mohr-Coulomb, o qual será abordado posteriormente. A superfície proposta neste critério é a de um cone circular (Fig. 2.19).

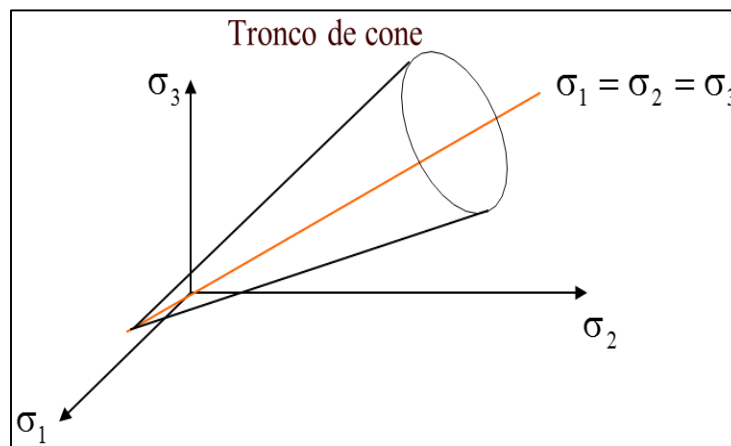


Figura 2.19 – Superfície do Critério de Escoamento de Drucker e Prager (Farias, 2014).

2.6.3.4 Critério de Escoamento de Mohr-Coulomb.

O Critério de Mohr-Coulomb tem em conta o atrito do solo e define a ruptura quando a tensão cisalhante atinge um valor máximo τ_f dado por:

$$\tau_f = c + \sigma_f \tan \varphi \quad (\text{Equação 2.4})$$

Onde:

c : Coesão do solo;

φ : Ângulo de atrito do solo;

σ_f : Tensão normal no plano de ruptura.

O círculo de Mohr representa as tensões principais (σ_1 , σ_2 e σ_3), além de valores de cisalhamento e tensão que satisfazem o critério de escoamento de Coulomb representados por retas denominadas envoltórias de ruptura. Se o material se encontra em um estado de tensão tal que o círculo de Mohr permaneça dentro das envoltórias de ruptura o solo se encontra em regime elástico-linear. Assim, se o círculo tocar as envoltórias chegará à ruptura do material (Fig. 2.20).

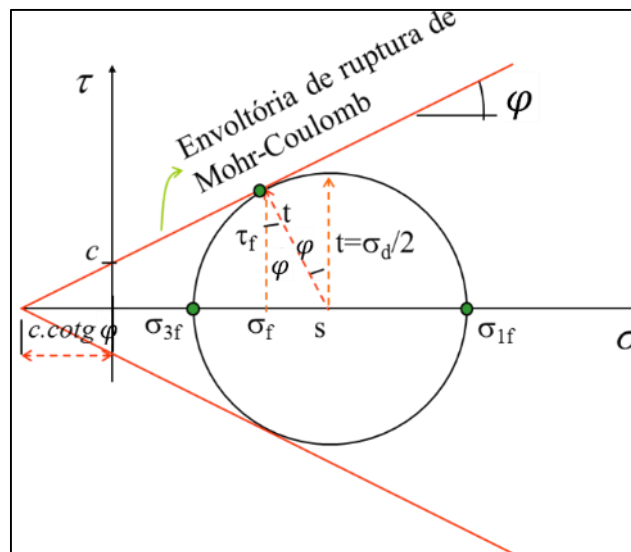


Figura 2.20– Círculo de Mohr (Farias, 2014).

A superfície de ruptura definida no critério de Mohr-Coulomb se encontra representada como um hexágono irregular no entorno ao eixo hidrostático como apresentado na Fig. 2.21.

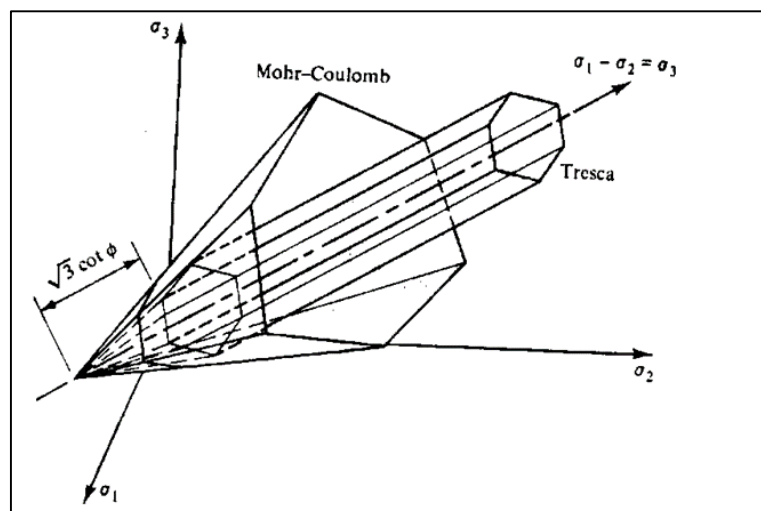


Figura 2.21 – Superfície do Critério de Escoamento de Mohr-Coulomb (Farias, 2014).

No trabalho de Bishop em 1966, citado por Rocha (2014), foi concluído que o Critério de Coulomb é o que melhor prevê o comportamento de falha do solo ou escoamento.

2.6.4 Análise proposta por Leca e Dormieux (1990)

Com base em métodos analíticos anteriores, como o método desenvolvido por Davis et al. (1980), Leca e Dormieux (1990) desenvolveram uma análise para o estudo da estabilidade da frente de escavação, desde o ponto de vista da análise limite (Leca & Dormieux, 1990). Este método toma em consideração um túnel circular rígido de diâmetro D , escavado em solo em uma profundidade H e cobertura C , como é apresentado na Fig. 2.22, onde H é dado por:

$$H = C + \frac{D}{2} \quad (\text{Equação 2.5})$$

Onde:

H = Cobertura do solo até o eixo do túnel;

C = Cobertura do solo até o teto do túnel;

D = Diâmetro do equivalente do túnel.

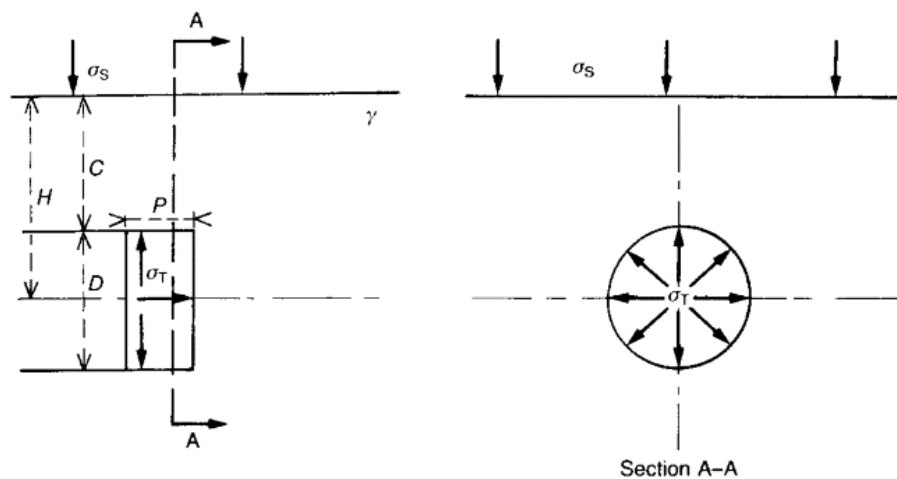


Figura 2.22 – Geometria considerada na análise desenvolvida por Leca e Dormieux (1990).

Também é considerada a aplicação de uma pressão na frente de escavação σ_t , a qual pode ser obtida mediante o uso de pressão de ar, bentonita, lama e pressão de terra, como quando usadas tuneladoras para a escavação do túnel. Neste estudo dita pressão é considerada constante. Além disso, o comprimento não suportado do túnel (P) é considerado como nulo.

As condições do solo são estimadas como uniformes ao redor do túnel. Os parâmetros do solo são os considerados no modelo de Mohr-Coulomb. Portanto, são tidos em conta, a tensão não confinada do solo (σ_c) e os coeficientes de empuxos ativo e passivo de Rankine, definidos pelas seguintes equações:

$$\sigma_c = 2 \frac{c' \cos \varphi'}{1 - \sin \varphi'} \quad (\text{Equação 2.6})$$

$$K_A = \frac{1 - \sin \varphi'}{1 + \sin \varphi'} \quad (\text{Equação 2.7})$$

$$K_P = \frac{1 + \sin \varphi'}{1 - \sin \varphi'} \quad (\text{Equação 2.8})$$

O problema então poderá ser analisado em função de cinco parâmetros: C/D , $\frac{\sigma_s}{\sigma_c}$, $\frac{\sigma_t}{\sigma_c}$, $\frac{\gamma D}{\sigma_c}$ e K_P (ou K_A). O objetivo da análise limite é proporcionar uma estimativa das condições de estabilidade do sistema independente do comportamento do material do qual é composto.

Os autores expõem que a estabilidade pode ser caracterizada no domínio \mathcal{K} , sendo que \mathcal{K}^+ é uma solução do Limite Superior e \mathcal{K}^- é uma solução do Limite Inferior. Qualquer conjunto de cargas localizadas no domínio \mathcal{K}^- é suportado. No caso do túnel os parâmetros de carregamento considerados são: $\frac{\sigma_s}{\sigma_c}$, $\frac{\sigma_t}{\sigma_c}$ e $\frac{\gamma D}{\sigma_c}$. Para o critério de Mohr-Coulomb o mecanismo

de falha deve ser escolhido de tal forma que ao longo da superfície de falha Σ_d , o ângulo θ_d entre a velocidade de descontinuidade V_d e Σ_d (Fig. 2.23) satisfaça a condição da Eq. 2.9:

$$\varphi' \leq \theta_d \leq \pi - \varphi' \quad (\text{Equação 2.9})$$

Caso contrário, a potência dissipada P_v será infinita e, portanto, a solução de limite superior não poderá ser encontrada.

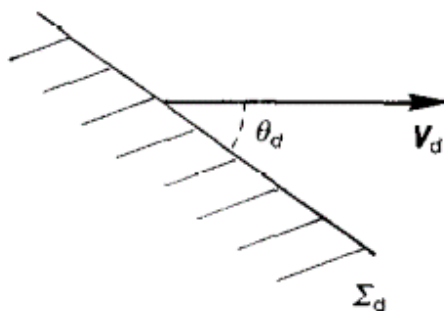


Figura 2.23 – Velocidade de descontinuidade (Leca & Dormieux , 1990).

2.6.4.1 Soluções do Limite Superior.

Foram considerados três mecanismos de falha neste estudo que envolvem um cone circular com abertura de $2\varphi'$ e a sua velocidade é paralela ao seu eixo. Estes mecanismos foram denominados MI, MII e MIII, sendo que os dois primeiros são mecanismos de colapso e o terceiro é denominado mecanismo de *Blow-Out*, onde a pressão aplicada é tão grande que faz com que ocorra a ruptura empurrando a terra para a superfície do terreno. A geometria destes mecanismos pode ser observada na Fig. 2.24, onde os mecanismos MI e MIII estão compostos por um bloco e o mecanismo MII é dividido em dois blocos fundamentais.

Os trabalhos realizados são calculados pelos carregamentos externos (\mathcal{P}_e), sabendo que para que haja uma condição estável é preciso que satisfaça a condição dada por:

$$\mathcal{P}_e \leq P_v \quad (\text{Equação 2.10})$$

A condição anterior também pode ser escrita como:

$$N_s Q_s + N_\gamma Q_\gamma \leq Q_T \quad (\text{Equação 2.11})$$

Onde:

N_s e N_γ são coeficientes de peso que dependem do ângulo α entre o eixo do cone adjacente ao túnel e à horizontal;

Q_s : parâmetro de carregamento associado à sobrecarga;

Q_γ : parâmetro de carregamento associado ao peso próprio;

Q_T : parâmetro de carregamento associado ao trabalho pela força aplicada na face do túnel.

Sendo que os parâmetros supracitados são determinados por:

$$Q_s = (K_p - 1) \frac{\sigma_s}{\sigma_c} + 1 \quad (\text{Equação 2.12})$$

$$Q_\gamma = (K_p - 1) \frac{\sigma_D}{\sigma_c} \quad (\text{Equação 2.13})$$

$$Q_T = (K_p - 1) \frac{\sigma_T}{\sigma_c} + 1 \quad (\text{Equação 2.14})$$

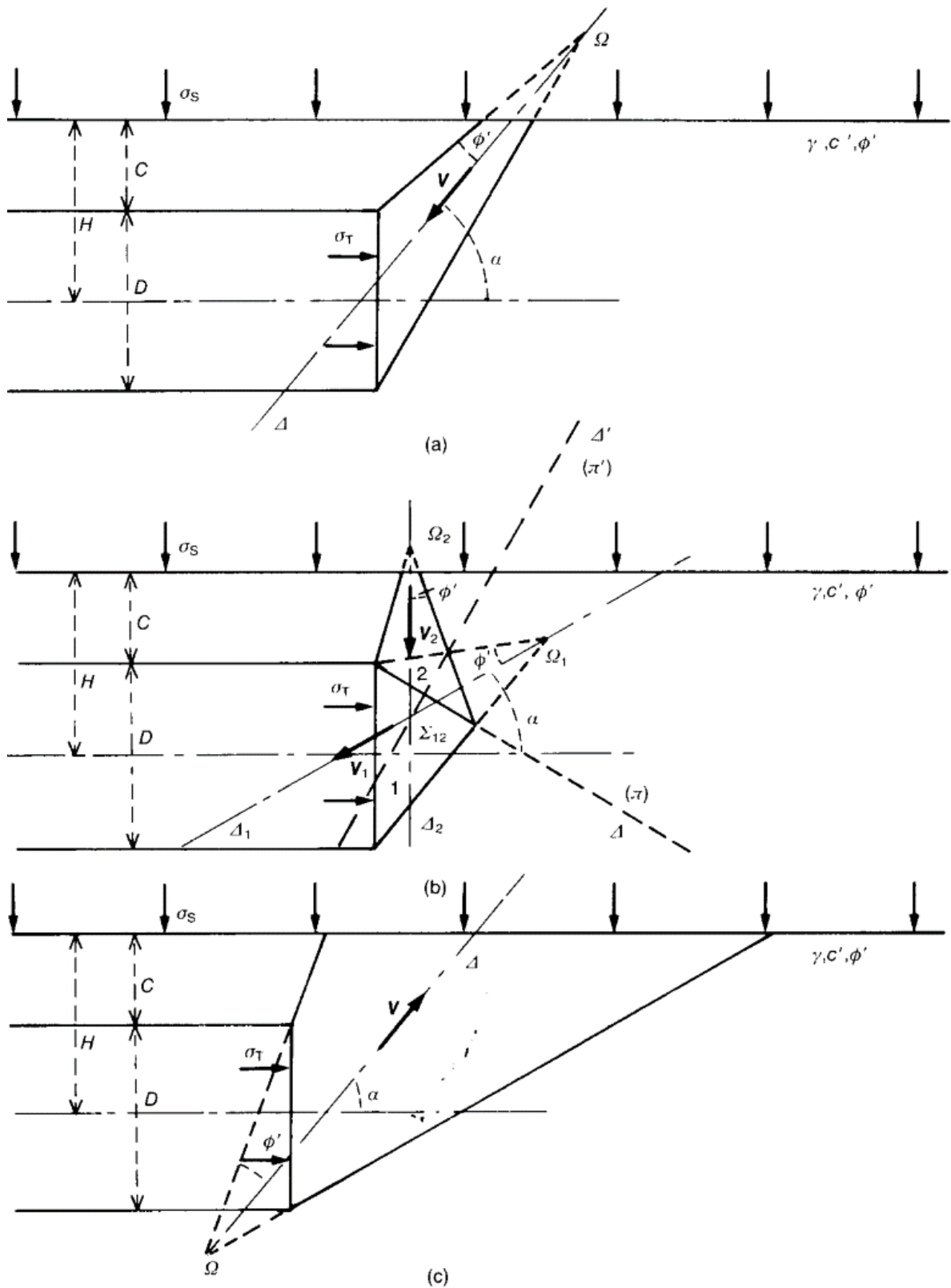


Figura 2.24 – Mecanismos de ruptura: a) MI, b) MII e c) MIII. Solução do Limite Superior (Leca & Dormieux , 1990).

Os mecanismos MI e MII são otimizados quando α é escolhido quando N_s e N_γ são máximos. No caso do mecanismo MIII, é otimizado quando N_s e N_γ são mínimos.

2.6.4.2 Soluções do Limite Inferior.

Numerosas soluções do Limite Inferior têm sido publicadas. Todas elas baseadas em três campos de tensão similares: SI, SII e SIII. Sendo que SI representa um campo de tensão geostática considerando o caso general de um solo isotrópico com peso. Os campos de tensão SII e SIII são aplicáveis para o caso de um solo sem peso. Mesmo que esta suposição não seja realista, a solução será empregada para melhorar a solução obtida da consideração de SI. Na Fig. 2.25 podem ser observados estes campos de tensão.

Dentro do cilindro C_1 a tensão é isotrópica e igual a σ_0 . Fora do cilindro o campo de tensão é isotrópico e igual a σ_s . Os campos de tensão SI, SII e SIII satisfazem as equações de equilíbrio e condições de contorno para o problema, portanto a solução do Limite Inferior pode ser determinada com estes três campos de tensão, sempre assumindo que o critério de fluência do solo não é ultrapassado.

O equilíbrio de forças obtido pelas análises no limite superior (Eq. 2.11) é o mesmo para o limite inferior. As soluções obtidas para SI, SII e SIII são apresentadas na Tabela 2.3.

Tabela 2.3 – Coeficientes de peso para o Limite Inferior.

CAMPO DE TENSÃO	SI	SII	SIII
COLAPSO	$N_s^{c-} = K_A$	$N_s^{c-} = K_A(2\frac{C}{D} + 1)^{1-K_P}$	$N_s^{c-} = (2\frac{C}{D} + 1)^{2(1-K_P)}$
<i>BLOW-OUT</i>	$N_\gamma^{c-} = K_A(\frac{C}{D} + 1)$	$N_s^{b-} = K_P(2\frac{C}{D} + 1)^{1-K_A}$	$N_s^{b-} = (2\frac{C}{D} + 1)^{2(1-K_A)}$

A melhor solução do Limite Inferior é obtida quando N_s^{c-} é mínimo (caso de colapso), e quando N_s^{b-} é máximo para *Blow-Out*. Para materiais coesivos a melhor solução do limite inferior é dada por SII no caso de túneis rasos. No caso de túneis profundos a melhor solução está dada por SIII.

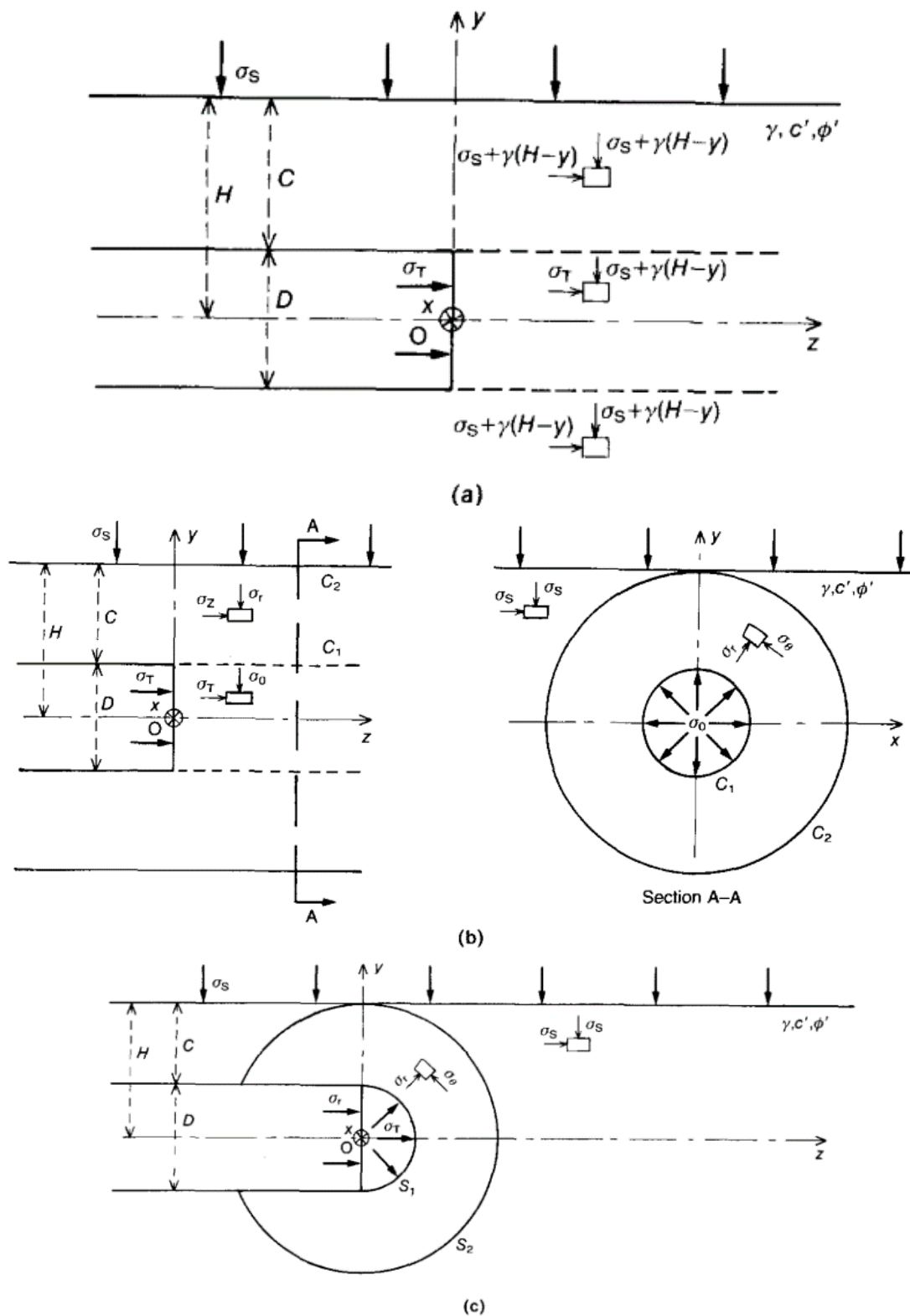


Figura 2.25 – Campos de tensão: a) SI, b) SII e c) SIII. Solução do Limite Inferior (Leca & Dormieux , 1990).

Foram comparados os resultados obtidos mediante a solução dos limites superior e inferior com os de laboratório por ensaios de centrífuga (Tab. 2.4), sendo que os valores de pressão de ruptura, no caso da solução do limite superior (σ_T^+), foram muito semelhantes aos obtidos mediante os ensaios de centrífuga (σ_T^f). Nestes ensaios os autores consideraram um túnel circular modelado como um cilindro rígido com a presença de uma membrana flexível na frente do cilindro, suportada por uma pressão (σ_T) aplicada na face. A falha foi introduzida pelo decréscimo da pressão de face σ_T . O solo usado neste ensaio foi uma areia fina em condições drenadas. Além disso, foi obtida a linha de ruptura que pode ser observada na Fig. 2.26.

Tabela 2.4 – Comparação dos resultados das pressões de terra (Dormieux and Leca 1990).

C/D	$\gamma(\text{kN/m}^3)$	TENSÕES CRÍTICAS (ANÁLISE LIMITE) (kPa)		TENSÕES DE COLAPSO (CENTRÍFUGA) (kPa)
		σ_T^-	σ_T^+	σ_T^f
1,0	15,3	29	2	6
1,0	16,1	29	3	3
2,0	15,3	46	2	4
2,0	16,1	46	3	4

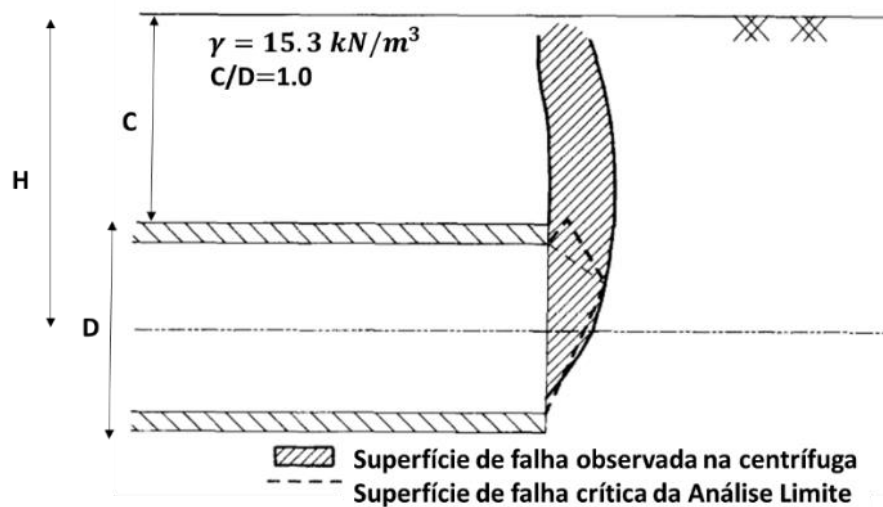


Figura 2.26 – Comparação entre as superfícies de ruptura (Leca & Dormieux , 1990).

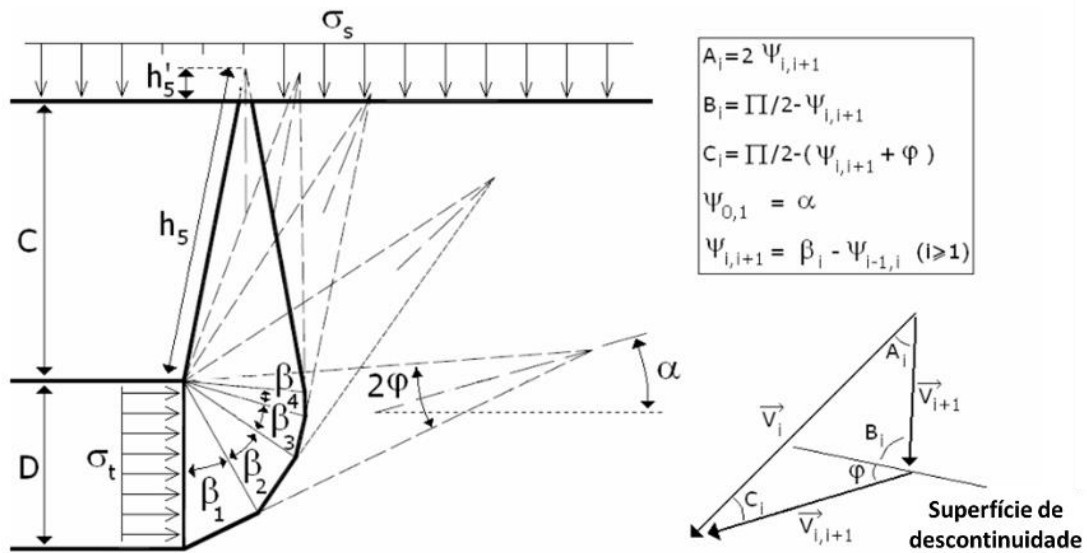
2.6.5 Análise proposta por Mollon et al. (2009)

A análise proposta por Mollon et al. (2009) reavalia a solução proposta por Leca e Dormieux (1990) e faz uma melhora do mecanismo de ruptura utilizando cinco blocos em lugar de dois, pois isso poderia representar de forma mais adequada a linha de ruptura da frente de escavação. Este método é muito preciso e pode ser comparado satisfatoriamente com métodos numéricos.

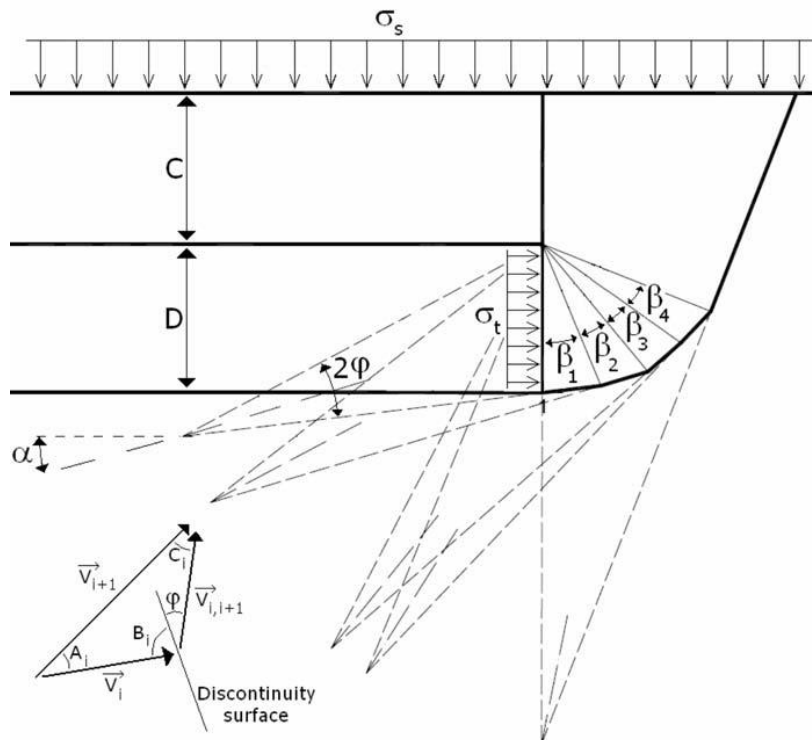
Os modelos determinísticos são baseados no método do limite superior da teoria da análise limite. Mollon et al. (2009) expõem que a aplicação do limite inferior permite a obtenção de

soluções conservativas, mas isso envolve um elevado custo computacional e consumo de tempo, pelo fato de considerar uma análise probabilística na solução do problema.

Na Fig. 2.27 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 2.27 – 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.

O mecanismo MI é composto por n cones truncados com secção circular e ângulo de abertura igual a 2φ . A Fig. 2.28 mostra três imagens tridimensionais diferentes de um mecanismo composto por cinco blocos ($n = 5$). A construção geométrica deste mecanismo é similar com o proposto por Leca e Dormieux (1990), onde cada cone é o espelhamento do cone adjacente com respeito ao plano ao qual é normal a superfície de contato entre estes cones. A derivação do cálculo geométrico para a determinação da pressão de colapso para este mecanismo MI se encontra no Apêndice A deste trabalho.

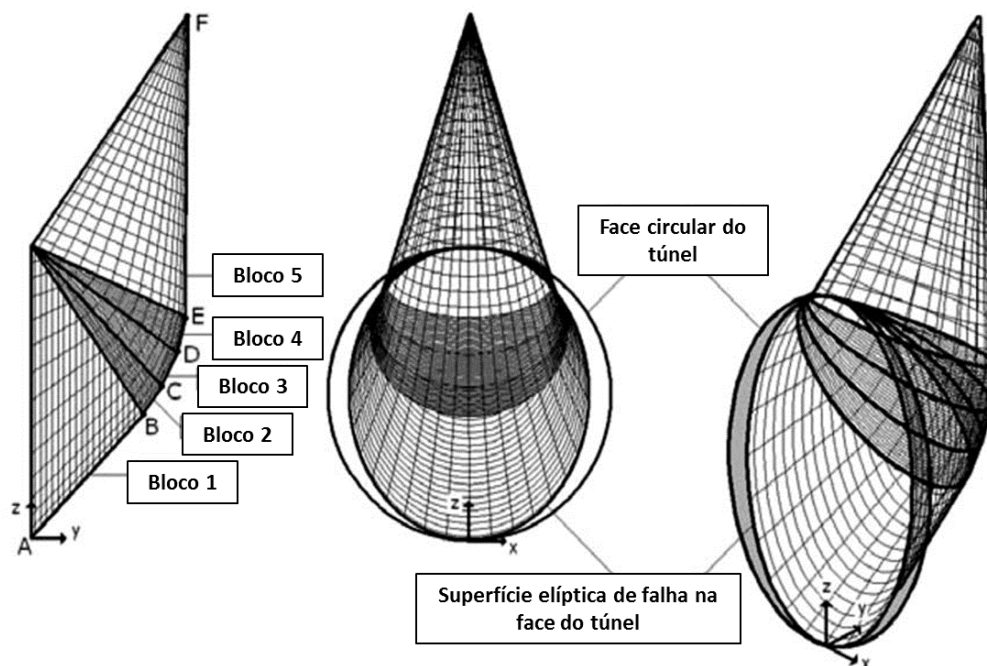


Figura 2.28 – Superfície tridimensional do mecanismo MI (Mollon et al., 2009).

Para os dois mecanismos (MI e MII), a pressão última (σ_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 equação:

$$\sigma_u = \gamma DN_\gamma + cN_c + \sigma_s N_s \quad (\text{Equação 2.15})$$

Onde:

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

2.6.6 Comparação entre os métodos analíticos focados na estabilidade da face do túnel.

Na Tab. 2.5 se mostram diferentes métodos que têm sido aplicados na análise da estabilidade da frente de escavação, assim como, de forma sucinta, as suas aplicações e principais limitações para o seu desenvolvimento e obtenção de resultado.

A seleção do modelo ou método mais adequado terá que ser feita com cuidado, pois se a pressão de suporte fica muito elevada pode acontecer o levantamento da superfície, e por outro lado se a pressão determinada resulta baixa pode resultar insegura e o túnel poderia colapsar (Kirsch, 2009).

Tabela 2.5 – Métodos analíticos aplicados à análise da estabilidade da frente de escavação.

Método	Aplicações	Limitações
Davis et al. (1980)	Solução mediante teoremas do Limite Inferior e Superior. Obtenção da pressão de contenção para túneis circulares com revestimento imediatamente atrás da face e sem revestimento e do número de estabilidade (N). Caso de ruptura generalizada da frente em condições de deformação plana com revestimento. Número de estabilidade para ruptura generalizada da face	Limitado à análise de túneis rasos
Mühlhaus (1985)	Abertura de túneis circulares em solos muito resistentes (saprolíticos). Soluções para pressões em escavações profundas. Casos de deformação plana onde o túnel é suportado por revestimento de concreto e tirantes. Casos considerando uma situação tridimensional	Abordagem mais conservadora por se tratar de análises mediante teorema do Limite inferior
Leca e Dormieux (1990)	Túnel circular rígido Comprimento sem suporte igual a zero Considera a aplicação de uma pressão na frente	Ruptura com geometria complexa no caso de solução do Limite Superior. A falha ocorre em apenas uma parte da face. Apenas uma parte da face é falha. Considera o solo uniforme ao redor do túnel
Mollon et al. (2009)	Superfície de ruptura mais exata considerando uma divisão do mecanismo de ruptura em cinco blocos. Obtenção da pressão última quando a energia dissipada e o total de trabalho externo são equalizados	Geometria mais complexa

O método de Davis et al. (1980), faz uma análise da estabilidade dependendo da relação entre a cobertura do solo, o diâmetro, a sobrecarga da superfície, o comprimento sem revestimento, a pressão da frente. Além disso, eles também consideraram as propriedades do maciço (Davis et al., 1980).

A análise proposta por Mühlhaus (1985) é considerada mais conservadora que os demais métodos. Trabalha com caso de túnel circular em solos muito resistentes (saprolíticos) e também adiciona a análise para pressões em escavações profundas, o que não tem no método anterior. Ele considera análise radial (Mühlhaus, 1985).

No caso da análise de Leca e Dormieux (1990), o comprimento sem suporte é igual a zero, e considera a aplicação de uma pressão na frente, como no caso de tuneladoras, aplicação de ar comprimido etc. Na sua solução considera o mecanismo de ruptura dividido em dois blocos. As condições do solo ao redor do túnel são consideradas uniformes e são considerados os parâmetros do solo na análise da estabilidade, o que não havia sido considerado até o momento em nenhum dos métodos. Além disso, são considerados parâmetros de carregamento relacionados aos empuxos realizados pela sobrecarga. No caso da análise do limite inferior considera um campo de tensão geostática obtendo resultados semelhantes a Davis et al. (1980).

Por último, o método de Mollon et al. (2009), reavalia o método proposto por Leca e Dormieux (1990), pois obtém, de uma forma mais exata, a linha de ruptura ao desenvolver a análise com cinco blocos em lugar de dois. Este método é muito preciso e pode ser comparado satisfatoriamente com métodos numéricos.

2.7 Método analítico de Kirsch (1898)

Outro dos métodos empregados na área de túneis é o desenvolvido por Ernst Gustav Kirsch em 1898. O autor derivou a solução da distribuição de tensões ao redor de um furo circular sob condições de deformação plana, em uma placa metálica.

Esta solução é aplicável a túneis com profundidades maiores ou iguais a 10 vezes o raio. Além disso, ele considera um meio infinito onde as direções vertical e horizontal são principais (Assis, 2002). A Fig. 2.29 esquematiza dita solução. Pode ser empregado satisfatoriamente na validação de modelos numéricos que considerem um meio elástico – linear com geometrias simples. Tal é o caso de Lugo (2013) que fez a validação de um modelo desenvolvido no

software ABAQUS 3D[®] mediante a comparação com a solução de Kirsch (1898), obtendo resultados satisfatórios (Lugo, 2013).

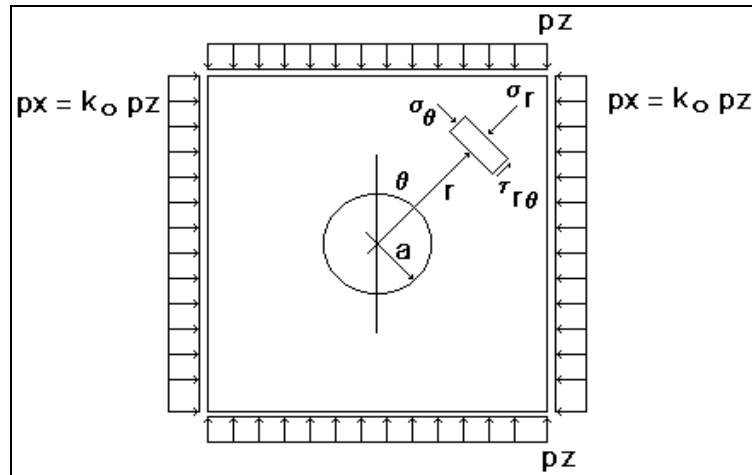


Figura 2.29 – Esquema da solução analítica de Kirsch (1898) (Assis, 2002).

Na solução de Kirsch (1898) as tensões e os deslocamentos em um ponto com coordenadas polares (r, θ) podem ser determinados a partir das seguintes equações (Lugo, 2013):

$$\sigma_r = \left(\frac{\sigma_h + \sigma_v}{2}\right) \left(1 - \frac{R^2}{r^2}\right) + \left(\frac{\sigma_h - \sigma_v}{2}\right) \left(1 - \frac{4R^2}{r^2} + \frac{3R^4}{r^4}\right) \cos 2\theta \quad (\text{Equação 2.16})$$

$$\sigma_\theta = \left(\frac{\sigma_h + \sigma_v}{2}\right) \left(1 + \frac{R^2}{r^2}\right) - \left(\frac{\sigma_h - \sigma_v}{2}\right) \left(1 + \frac{3R^4}{r^4}\right) \cos 2\theta \quad (\text{Equação 2.17})$$

$$\tau_{r\theta} = -\left(\frac{\sigma_h - \sigma_v}{2}\right) \left(1 + \frac{2R^2}{r^2} - \frac{3R^4}{r^4}\right) \sin 2\theta \quad (\text{Equação 2.18})$$

$$u_r = -\left(\frac{\sigma_h + \sigma_v}{4G}\right) \frac{R^2}{r} - \left(\frac{\sigma_h - \sigma_v}{4G}\right) \frac{R^2}{r} \left[4(1 - \nu) - \frac{R^2}{r^2}\right] \cos 2\theta \quad (\text{Equação 2.19})$$

$$u_\theta = \left(\frac{\sigma_h - \sigma_v}{4G}\right) \frac{R^2}{r} \left[2(1 - \nu) + \frac{R^2}{r^2}\right] \sin 2\theta \quad (\text{Equação 2.20})$$

Onde:

σ_r : Tensão radial atuante na direção do centro da escavação;

σ_θ : tensão circunferencial atuante na direção perpendicular à radial;

$\tau_{r\theta}$: Tensão cisalhante atuante sobre a superfície infinitesimal;

u_r : Deslocamento radial atuante na direção do centro da escavação;

u_θ : Deslocamento circunferencial atuante na direção perpendicular à radial;

σ_h : Tensão horizontal In-Situ;

σ_v : tensão vertical in-situ;

R : Raio do furo ou escavação;

G : Módulo cisalhante do maciço;

ν : Coeficiente de Poisson.

2.8 Método dos Elementos Finitos (MEF) na Engenharia de túneis

O Método dos Elementos Finitos tem sido muito utilizado na engenharia, pois permite desenvolver projetos de grande complexidade obtendo resultados confiáveis pelo fato de representar adequadamente o problema real. Particularmente, no caso das obras subterrâneas, muitas vezes é exigido um alto grau de precisão quanto à segurança e economia da obra, além de cumprir critérios restritos de estabilidade e deformabilidade do maciço (Cavalcanti, 2006).

Os fundamentos do MEF consistem no desenvolvimento de uma equação integral de um domínio complexo (de volume V), o qual possa ser substituído pela somatória de um conjunto de subdomínios de geometria mais simples (de volume V_i). Isto pode ser descrito como segue:

$$\int_V f dV = \sum_{i=1}^n \int_{V_i} f dV \quad (\text{Equação 2.21})$$

A formulação mais intuitiva, ao se tratar da análise de estruturas, é a que se baseia no Princípio dos Trabalhos Virtuais. Neste princípio é considerado um conjunto de deslocamentos, os quais são provocados por um carregamento qualquer. Estes deslocamentos são chamados de deslocamentos virtuais. Depois o trabalho virtual realizado pelas tensões internas na deformação virtual e pelas forças externas nos deslocamentos virtuais é igual (Azevedo, 2003).

Na atualidade os projetos de obras subterrâneas usualmente são desenvolvidos mediante o emprego dos métodos numéricos utilizando o MEF. Para uma aplicação satisfatória destes métodos, existem dois fatores muito importantes: a simulação do processo construtivo e a lei constitutiva usada para simular o comportamento do solo (Martins et al., 2003).

Segundo Assis (2002), o MEF é capaz de simular o comportamento tridimensional do maciço tornando os resultados bastante próximos da realidade, mas também requerem de uma entrada refinada dos dados além de demandar muito tempo de processamento.

Tabares em 2005, citado por Rocha (2014), expõe que as principais vantagens do MEF são:

- As propriedades dos materiais não precisam ser as mesmas em elementos adjacentes, o que possibilita utilizar diversos materiais permitindo a simulação de um meio heterogêneo;
- Os elementos finitos irregulares podem ser aproximados utilizando fronteiras curvas;

- O tamanho dos elementos pode ser variado.

Existem muitos programas computacionais que empregam os elementos finitos para modelar o problema real alcançando resultados muito pertos da realidade. O software ABAQUS 3D[®] tem sido amplamente empregado em pesquisas acadêmicas no campo da engenharia incluindo a engenharia de túneis.

Dentro das aplicações do software ABAQUS 3D[®] na área de túneis se encontram o estudo de fenômenos e parâmetros que podem apresentar-se ao se tratar destes tipos de obras. Tal é o caso de autores que estudaram a influência da estratificação do solo, das especificações das construções superficiais existentes e da profundidade de escavação nos carregamentos de um túnel reforçado (Katebi et al. 2015). Por outro lado, tem se desenvolvido trabalhos vinculados com a influência de fenômenos sísmicos, avanço da escavação, estabilidade do maciço circundante, colapso da escavação, entre outras aplicações (Karakus & Fowell, 2003; Zhong et al., 2012; Tsinidis et al., 2015).

3 MATERIAIS E MÉTODOS

O presente trabalho aborda a estabilidade da face de escavação de um túnel, escavado em solo, com o objetivo fundamental de achar a pressão de face necessária para evitar o colapso da estrutura. Para desenvolver este estudo tomou-se como referência o trabalho desenvolvido por Rocha (2014), o qual avaliou a estabilidade da face em túneis muito rasos, empregando os métodos analíticos mais contemporâneos e o software Plaxis 3D. Além disso, fez-se uma análises paramétrica para determinar o nível de influência dos mesmos.

Neste trabalho foi empregada uma secção transversal genérica de 6 m, além de considerar uma escavação de face plena em um meio homogêneo. Os métodos empregados para estas análises foram o método analítico desenvolvido por Mollon et al. (2009), o qual é o método analítico mais conservador segundo o estudo de Rocha (2014), e o MEF empregando o software ABAQUS 3D[®]. Na Fig. 3.1 pode ser observada uma idealização do problema, sendo c : Coesão do solo; φ : Ângulo de fricção interna do solo; γ : Peso específico do solo; a : Avanço da escavação; C : Cobertura do túnel; D : Diâmetro do túnel; σ_{tl} : Pressão de face limite para evitar o colapso.

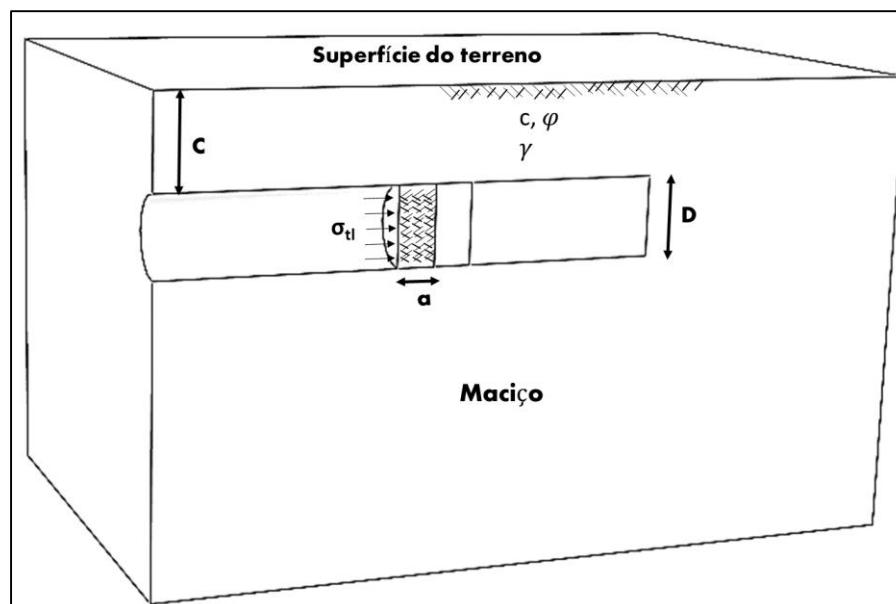


Figura 3.1 – Esquematização do problema.

3.1 Metodologia para a aplicação do método analítico de Mollon et al. (2009)

O desenvolvimento matemático deste método analítico, o qual foi abordado na Epígrafe 2.5.5, foi aplicado usando o software de programação matemática Matlab. A programação da

derivação matemática deste método foi adquirida gratuitamente no site provido pelo Professor Associado Guilhem Mollon do “*National Institute for Applied Sciences of Lyon*” (Instituto Nacional de Ciências Aplicadas de Lyon), em <http://guilhem.mollon.free.fr>. No Apêndice B pode ser observado o ambiente de trabalho de Matlab desenvolvido pelos autores.

Cabe ressaltar que os métodos analíticos não contemplam a escavação do túnel em materiais heterogêneos. Assim como também não preveem a presença do lençol freático.

Para este método foram desenvolvidos seis casos de estudo fundamentais dados pela variação da relação C/D, os quais podem ser encontrados na Tabela 3.1.

Tabela 3.1 – Casos empregados nas análises analíticas.

C/D	c (kPa)	φ (°)	γ (kN/m ³)
1	20	28	18
2			
3			
4			
5			
6			

3.2 Metodologia para a aplicação do MEF

A metodologia a seguir na aplicação do método numérico foi conformada como segue:

- i. Fazer a validação do modelo mediante a confecção de um modelo hipotético de um túnel profundo no programa de elementos finitos, para depois comparar os resultados com os obtidos mediante a solução analítica de Kirsh (1898). Esta análise foi feita considerando o comportamento do maciço como elástico-linear;
- ii. Após validado o modelo mediante a comparação com a solução de Kirsch de 1898, procedeu com a confecção do modelo proposto na Figura 3.1, introduzindo parâmetros de resistência do material, para determinar a Pressão de Face Limite a ser aplicada para manter a estabilidade da estrutura.

3.2.1 Estudo I: Validação do modelo

Os resultados dos métodos numéricos dependem das propriedades do material, do modelo constitutivo e da sequência construtiva utilizada, por isso é muito importante que a simulação utilizada represente corretamente o problema real. Um aspecto importante nesta parte é a correta definição das condições de contorno e uma malha bem otimizada. Para comprovar isto, foi feito um modelo simples considerando um túnel profundo escavado em solo homogêneo, isotrópico,

contínuo e linearmente elástico para poder comparar com a solução analítica de Kirsch de 1898. A Fig. 3.2 mostra o modelo utilizado.

A simulação foi feita considerando um caso hipotético de um maciço homogêneo com parâmetros elásticos e condições típicas encontradas em escavações profundas, com Módulo de elasticidade $E = 70000$ kPa, coeficiente de Poisson $\nu = 0,25$ e um módulo cisalhante $G = 28000$ kPa. Além de isso, foram consideradas tensões vertical e horizontal de 6600 kPa e 2200 kPa, respectivamente, resultando em um valor de coeficiente de empuxo no repouso $k_0 = 0,33$.

A malha utilizada foi discretizada com elementos tetraédricos com interpolação linear de 4 nós como é apresentado na Fig. 3.2.

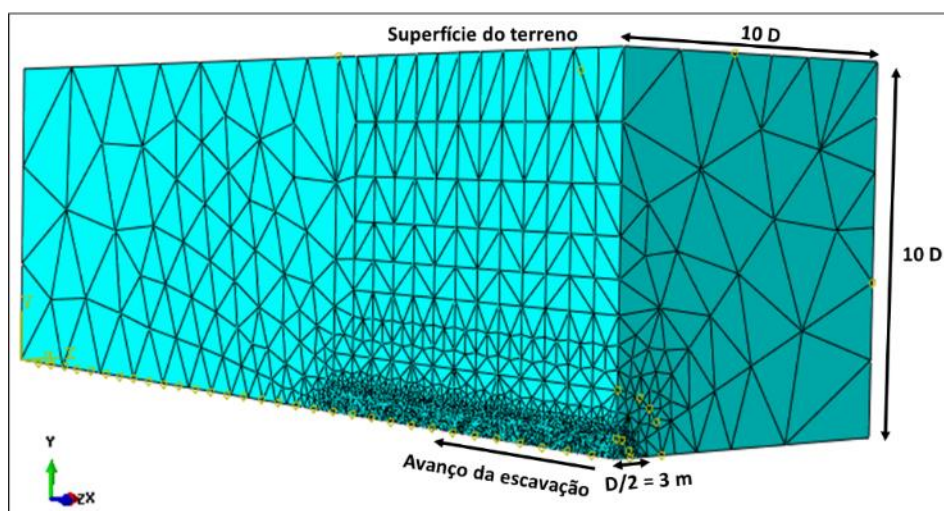


Figura 3.2 – Malha utilizada no ABAQUS. Estudo I.

Mediante a solução analítica de Kirsch podem ser obtidas as tensões e os deslocamentos radiais e tangenciais a uma profundidade igual ou maior de 10 vezes o diâmetro do túnel. Esta considera um meio infinito, abertura do túnel circular e estado plano de deformações. Além disso, é assumido solo homogêneo, isotrópico, contínuo e linearmente elástico. (Assis, 2002).

Foi feita a comprovação comparando os resultados, em termos de tensão, obtidos com o software e os obtidos mediante a solução de Kirsch, para o modelo inicial. Foram avaliados os comportamentos das tensões nos eixos $\theta = 0^\circ$, $\theta = 45^\circ$ e $\theta = 90^\circ$ conforme o avanço da escavação do túnel. Desta forma, também foi avaliado o avanço da escavação onde a condição de contorno não tem mais influência na face, ou seja, onde as tensões são estabilizadas.

3.2.2 Estudo II: Implementação do modelo proposto

Após ter validado o modelo inicial foi proposto um novo modelo correspondente com um túnel raso. Neste caso foram tidos em conta parâmetros de resistência do material, fazendo uma análise que considere a sua ruptura. O modelo constitutivo a ser empregado no programa de elementos finitos é o assumido por Mohr-Coulomb, que responde também ao assumido nos métodos analíticos. Para este estudo foi empregado o software ABAQUS/CAE na versão 6.7, facilitado pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Estadual do Norte Fluminense (UENF).

3.2.2.1 Análise No. 1: Variação da coesão

A primeira análise feita compreende a avaliação da estabilidade do túnel de acordo com a variação da cobertura e a coesão do material. Desta forma, é possível determinar o intervalo de valores de coesão onde o túnel é autoportante, é dizer, onde não precisa da presença do suporte para resistir o estado tensional ao que é submetido o maciço após da escavação. Em todos os casos foram considerados como parâmetros padrão os seguintes: ângulo de atrito $\phi = 28^\circ$, peso específico do solo $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ e Módulo de Elasticidade $E = 10 \text{ MPa}$. Nesta parte foram empregados elementos tetraédricos tipo C3D10 de 10 nós como é apresentado na Fig. 3.3. Este tipo de elemento adapta-se muito bem ao modelo linear empregado no trabalho.

A análise foi iniciada com um valor de coesão de 20 kPa, comprovando-se que o material não conseguia se autossustentar. Por este motivo este valor variou até chegar em um intervalo tal que o túnel fosse autoportante para variações de C/D (Cobertura/Diâmetro) de 1 até 6. Todas as análises utilizaram avanço de 1D. Os deslocamentos foram monitorados em três pontos (teto, parede e piso) da face de escavação numa distância 1D do portal.

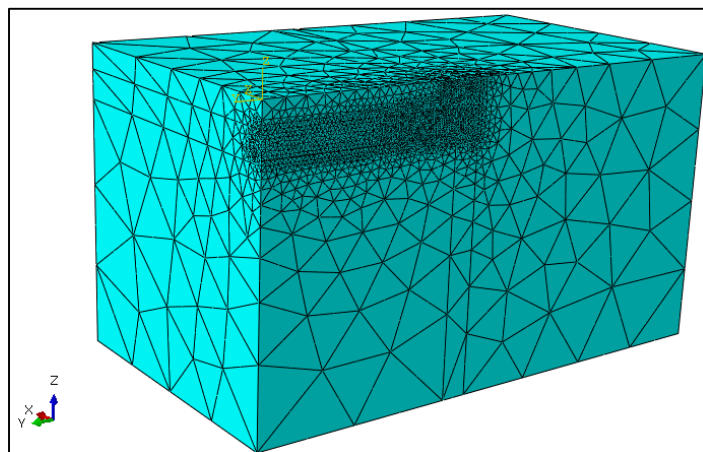


Figura 3.3 – Malha utilizada no ABAQUS. Estudo II.

3.2.2.2 Análise No. 2: Pressão de Face Limite (σ_{i0})

Uma vez conhecido o intervalo de valores de coesão onde o túnel é autoportante voltou-se a colocar o valor de coesão padrão de 20 kPa para as análises seguintes, juntamente com os valores de ângulo de atrito ($\varphi = 28^\circ$), peso específico do solo ($\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$) e Módulo de Elasticidade ($E = 10 \text{ MPa}$), tomados anteriormente. Isto foi possível pela presença do suporte nas paredes do túnel na escavação, o qual foi considerado inicialmente como uma estrutura de concreto de espessura de 15 cm, Módulo de Elasticidade igual a 10 GPa e densidade de 24 kN/m^3 . Além disso, foi considerada uma Pressão de Face inicial como definida pela seguinte equação:

$$\sigma_{i0} = (\gamma * H) * k_0. \quad \text{(Equação 3.6)}$$

Onde:

σ_{i0} : Pressão de face inicial;

γ : Peso específico do solo;

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

k_0 : Coeficiente de empuxo no repouso.

Para determinar a Pressão de Face Limite foi feita uma diminuição gradual da σ_{i0} até atingir a ruptura do túnel, identificada no programa de elementos finitos quando não conseguir completar o “*Step*” de análise. Isto foi feito para os diferentes valores de cobertura (C) considerados.

3.2.2.3 Análise No. 3: Comprimento não suportado do túnel (P)

Posteriormente, para as condições anteriores, foi analisada a influência da distância não suportada (P) do túnel, a qual representa o avanço da escavação sem aplicação do suporte. Os modelos foram desenvolvidos para $P = 0,25D$ e $P = 0,5D$ com o objetivo de conhecer o Fator de Segurança (FS) para cada caso.

3.2.2.4 Análise No. 4: Influência da presença do poço na linha de escavação

Uma vez definidas as pressões limites para cada relação de C/D propostas neste trabalho, é interessante o estudo de outros casos especiais que ocorreram na escavação de túneis. Dentro destes casos se encontra a presença desconhecida de um poço antigo. Isto pode influenciar na estabilidade da estrutura ao fazer o maciço mais enfraquecido.

Como mencionado anteriormente, uma determinação errada da pressão de face pode gerar a falha da estrutura em duas formas fundamentais: colapso e *blow-out*. Outros fenômenos que pode gerar a ruptura são os imprevistos geológicos e o encontro da frente de escavação com um material inferior ao que tinha sido escavado. Além disso, pode-se apresentar o encontro com estruturas antigas existentes na linha de escavação. Este último evento se encontra esquematizado na Fig. 3.4.

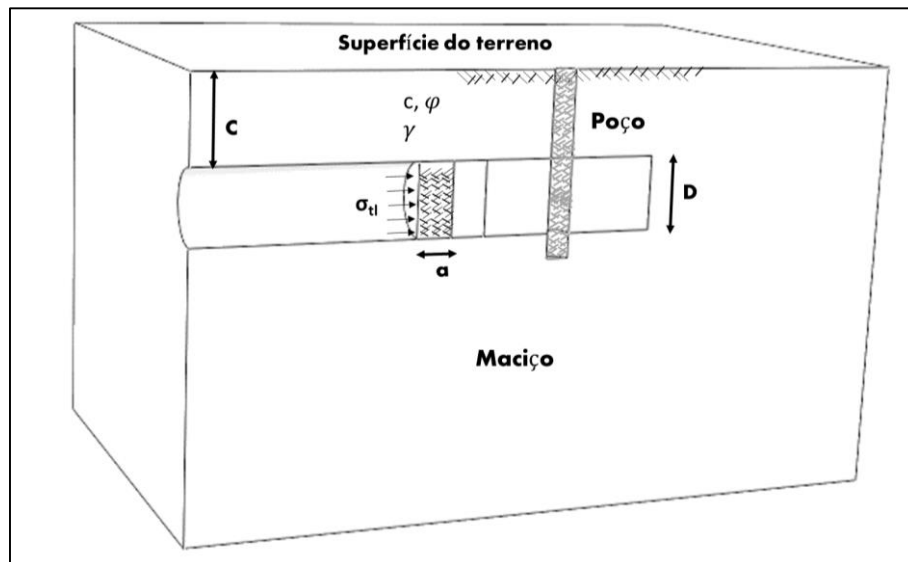


Figura 3.4 – Encontro da frente de escavação com um poço antigo.

Para simular este caso, foram feitos dois modelos mantendo os mesmos parâmetros de resistência utilizados nos estudos anteriores, com coesão de 20 kPa, ângulo de atrito de 28° e módulo de elasticidade de 10 MPa. Estes dois estudos envolvem:

- Caso 1: Encontro da face do túnel com o poço;
- Caso 2: Túnel escavado sob o poço.

No primeiro caso o modelo foi concebido com uma geometria tal que a face de escavação do túnel fosse coincidente com a seção do poço, como observado na Figura 3.4. Para isto foram empregadas as mesmas condições expostas na Análise No. 2 do presente Epígrafe para uma relação de $C/D = 1$. Posteriormente se determinou a σ_{t1} a ser aplicada na face, a qual foi comparada com a obtida no modelo homólogo sem a presença do poço.

O segundo caso corresponde à geometria utilizada na Análise No. 2 deste Epígrafe, para uma relação de $C/D = 3$. Desta forma, foi possível avaliar a influência do poço na escavação, através da comparação entre as duas pressões de faces limites obtidas. Na Fig. 3.5 pode ser observada a idealização do problema.

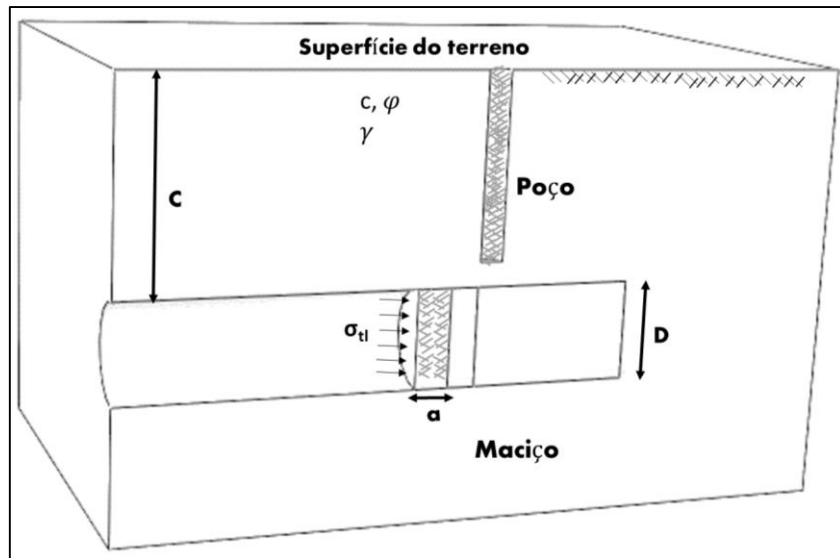


Figura 3.5 – Esquema do túnel escavado sob o poço (Caso 2).

Foram determinadas as pressões de face limite para cada caso, tomando como referência os resultados obtidos da Análise No 2. A malha utilizada no ABAQUS foi feita empregando elementos tetraédricos.

4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Apresentam-se neste capítulo os resultados das análises realizadas mediante os diferentes métodos (analíticos e numéricos).

4.1 Resultados do método analítico de Mollon et al. (2009)

Foram avaliados seis casos mediante o método analítico de Mollon et al. (2009) para o mecanismo MI proposto pelos autores (caso da ocorrência do colapso). Mantendo as mesmas condições e propriedades resistentes do maciço, foi feita uma variação da relação C/D desde 1 até 6. Os resultados para cada um destes casos se encontram expostos nas Figuras 4.1 à 4.6.

4.1.1 Análise I: Relação C/D = 1

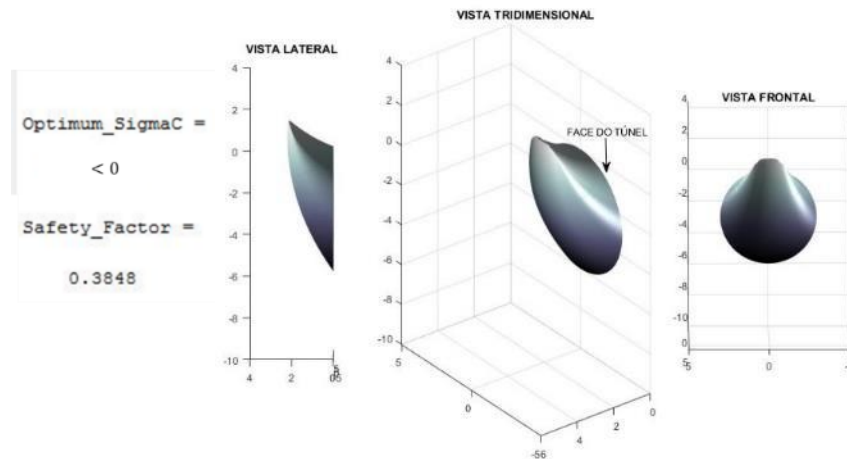


Figura 4.1 – Resultado da análise No. 1 obtido pelo método de Mollon et al. (2009).

4.1.2 Análise II: Relação C/D = 2

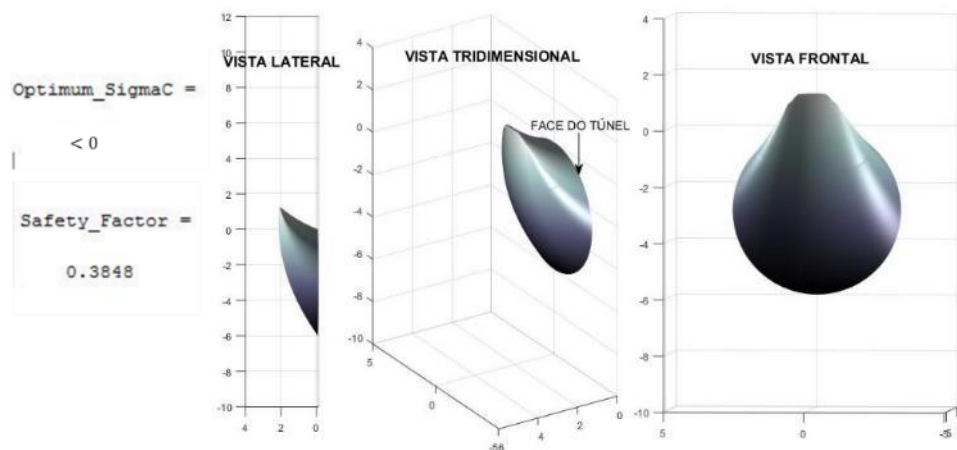


Figura 4.2 – Resultado da análise No. 2 obtido pelo método de Mollon et al. (2009).

4.1.3 Análise III: Relação C/D = 3

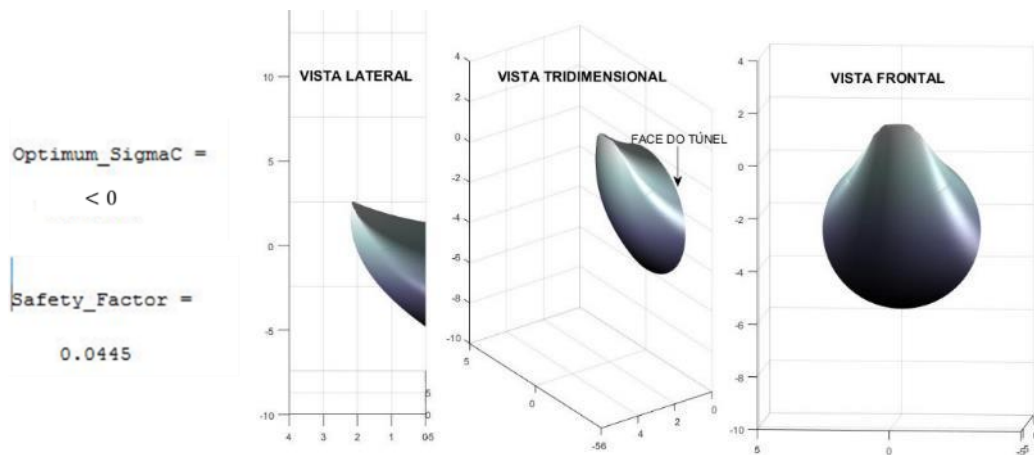


Figura 4.3 – Resultado da análise No. 3 obtido pelo método de Mollon et al. (2009).

4.1.4 Análise IV: Relação C/D = 4

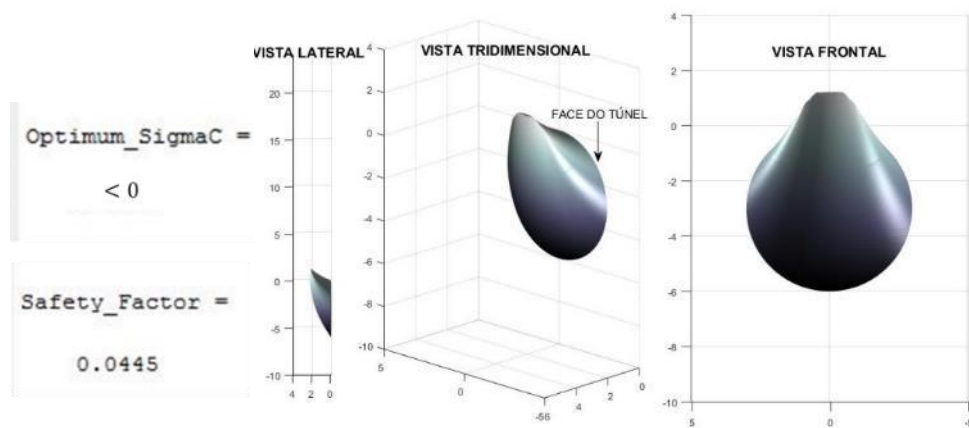


Figura 4.4 – Resultado da análise No. 4 obtido pelo método de Mollon et al. (2009).

4.1.5 Análise V: Relação C/D = 5

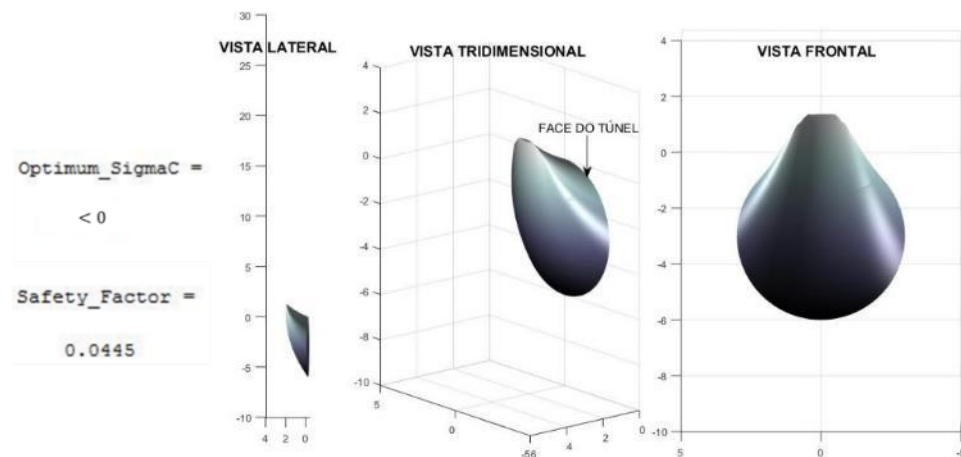


Figura 4.5 – Resultado da análise No. 5 obtido pelo método de Mollon et al. (2009).

4.1.6 Análise VI: Relação C/D = 6

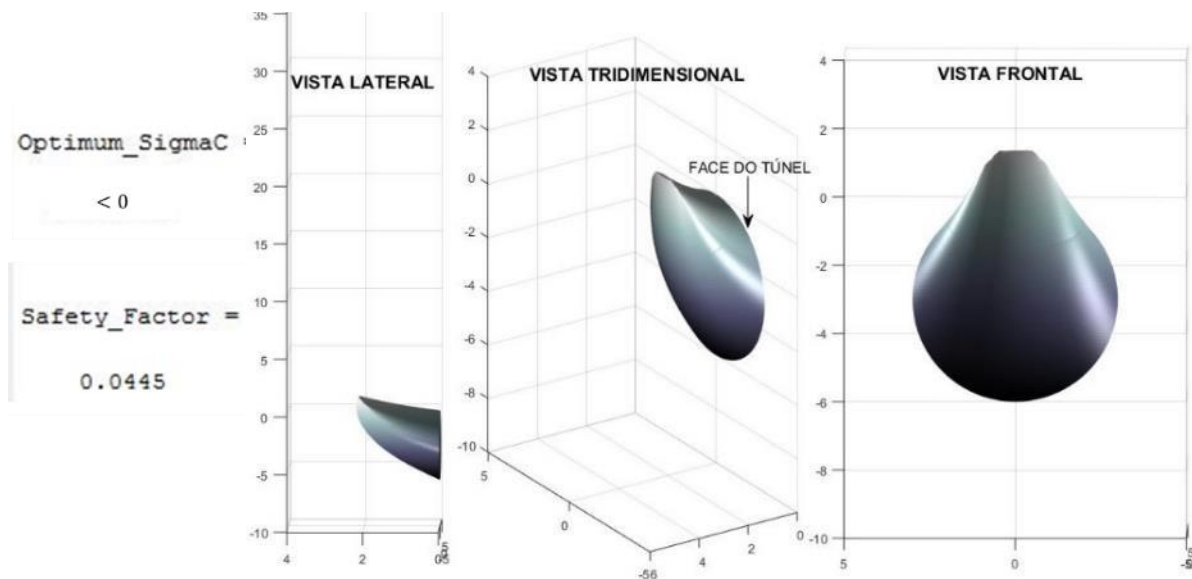


Figura 4.6 – Resultado da análise No. 6 obtido pelo método de Mollon et al. (2009).

A terminologia utilizada neste método utiliza σ_c (“*Optimum_SigmaC*”) para representar a pressão de face necessária para a estabilização da frente, a qual é representada neste trabalho como σ_t .

Como pode ser apreciado nas Figuras 4.1 à 4.6, segundo o método proposto pelos autores, não precisa da aplicação de uma pressão na face. No entanto, o Fator de Segurança (“*Safety_Factor*”) obtido na análise é muito baixo, fazendo com que estas condições não sejam adequadas para realizar a escavação do túnel em nenhum dos casos analisados.

Note-se que com a variação da relação C/D, os resultados tanto da avaliação da estabilidade da face quanto do Fator de Segurança, não apresentam muita alteração, pelo qual pode-se concluir que este parâmetro apresenta pouca influência se analisado isoladamente.

4.2 Comparação do modelo inicial com a solução analítica de Kirsch (1898)

Nas gráficas seguintes é apresentada a comparação dos resultados obtidos mediante a simulação numérica e a solução de Kirsch. No Apêndice C encontrem-se os resultados obtidos em esta análise.

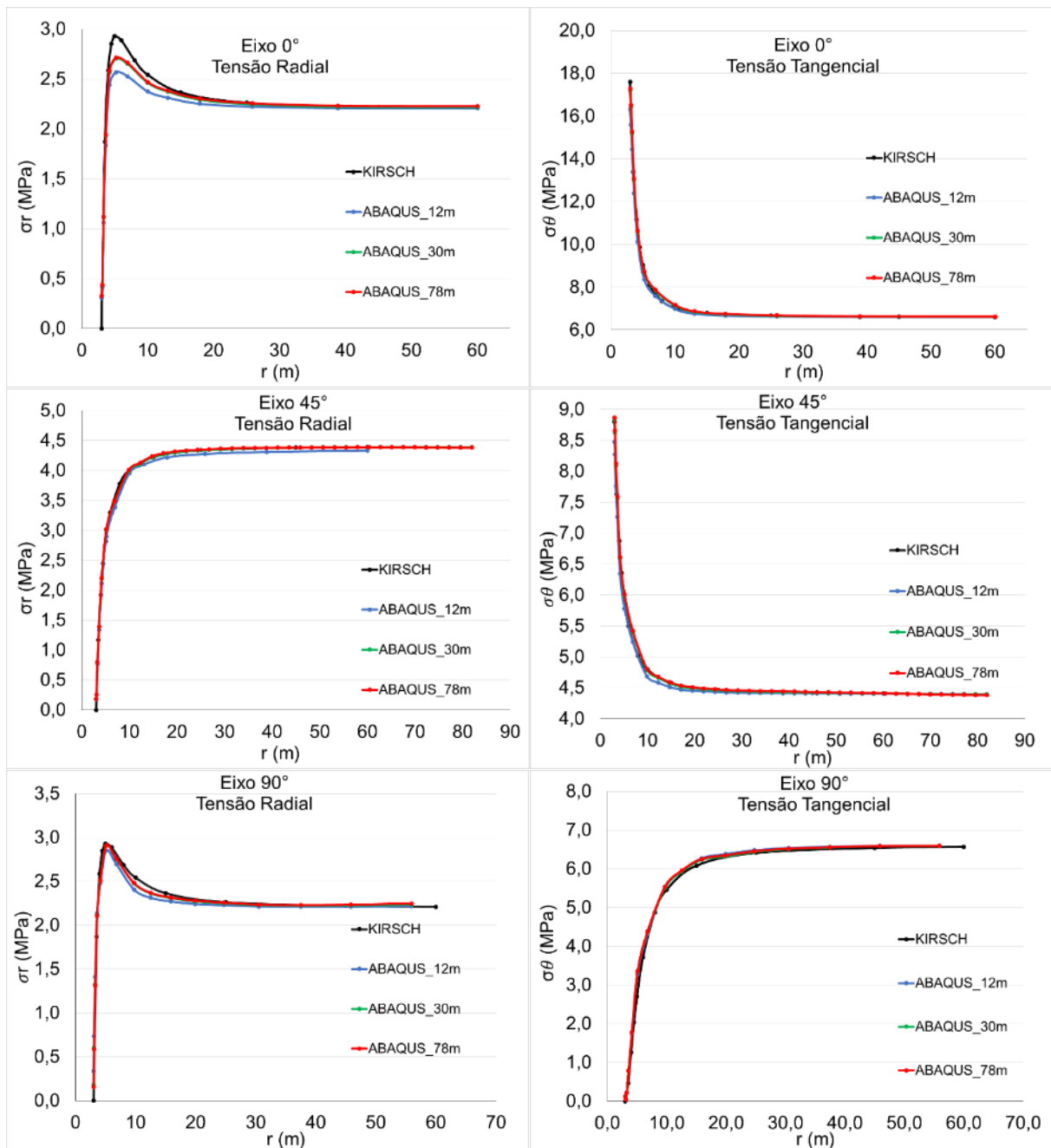


Figura 4.7 – Tensões obtidas mediante o ABAQUS e a solução de Kirsch (1898).

Como observado na Figura 4.7 a partir de um avanço da escavação de 30 m (5D), as curvas começam a se aproximar muito das curvas das tensões obtidas mediante a solução de Kirsch, sendo que para um avanço da escavação de 78 m as curvas coincidem muito bem com a solução analítica.

Segundo o método de Kirsch, as tensões radiais na parede do túnel após a escavação são nulas. Os resultados numéricos mostram uma adequada aproximação neste sentido, pois, ainda não sendo totalmente nulas, batem com os resultados analíticos. Uma forma de aproximar mais

ainda os resultados é fazendo uma discretização mais refinada da malha utilizada no software de elementos finitos, mas isso traz um maior consumo de tempo e um elevado custo computacional.

Com isto, foi determinado que o avanço de escavação mais adequado para evitar a alteração dos resultados pela presença do portal, é de cinco vezes o valor do diâmetro do túnel (5D). Desta forma, foi comprovada a validação do modelo proposto, além de ser fixado como referência o valor do avanço de 5D para as análises posteriores da face de escavação.

4.3 Influência dos parâmetros

4.3.1 Análise N° 1, coesão constante $c = 150$ kPa

Após realizar o estudo da variação da coesão, foi determinado que o primeiro valor no qual a estrutura do túnel apresentou um comportamento autossustentável foi de $c = 150$ kPa. A Fig. 4.8 mostra o comportamento dos deslocamentos monitorados em três pontos fundamentais do túnel (teto, parede e piso) para profundidades de escavação de 1D e 2D.

Na Figura 4.8 pode-se observar que no avanço de referência (5D), obtida da análise anterior (Epígrafe 4.2), os deslocamentos ainda não se encontram estabilizados. Os mesmos começam a se estabilizar em um avanço de 10D (60 m). A diferença entre estes comprimentos de avanço é dada por se tratar de um túnel raso, contrário à hipótese assumida na solução de Kirsch a qual é aplicável para túneis profundos. Para as demais profundidades (3D, 4D, 5D e 6D), a estrutura colapsou devido a uma convergência elevada da seção do túnel com valores de até 0,4 m aproximadamente, como apresentado na Fig. 4.9.

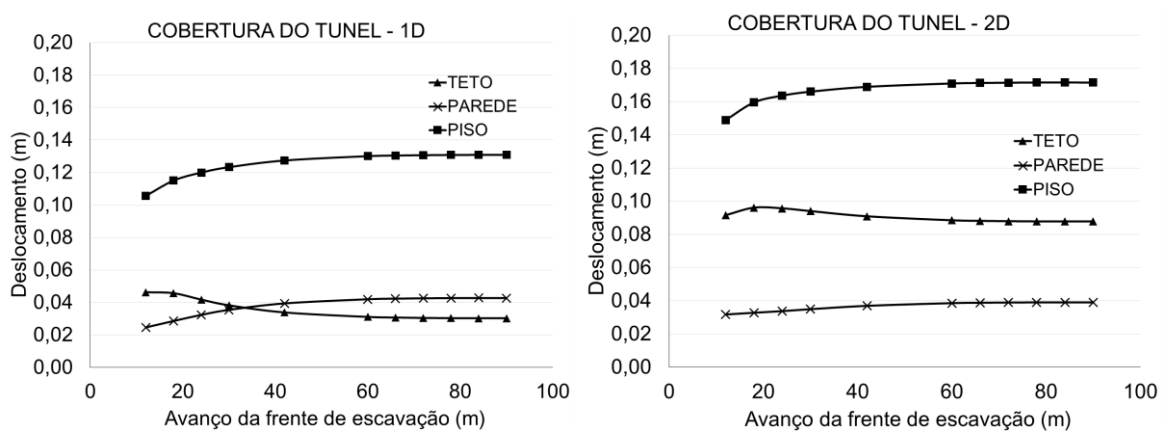


Figura 4.8 – Análise dos deslocamentos para uma coesão de 150 kPa

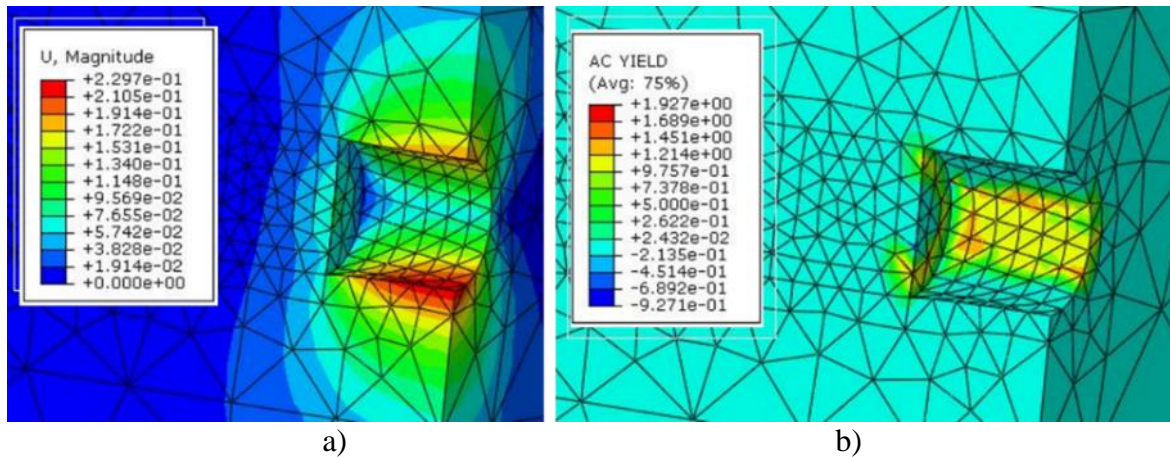


Figura 4.9 – Colapso por convergência da seção do túnel (Profundidade 6D). a) Magnitude dos deslocamentos, b) Plastificação.

Existem critérios de diversos autores que definem o valor de convergência admissível em um túnel, como é o caso de Negro (1988). Entre os critérios adoptou-se 3 % da seção total de 6 m, ou seja, 0,18 m, sendo que em todos os casos (3D, 4D, 5D e 6D), os valores máximos de deslocamento ultrapassaram o valor de convergência admissível, os quais podem ser observados no Apêndice D.

4.3.2 Análise N° 2, coesão constante $c = 200$ kPa

Com o aumento da coesão para 200 kPa o túnel consegue ser estabilizado para profundidades de entre 1D e 4D. Foram feitas as análises dos deslocamentos e obtidos os gráficos da Fig. 4.10.

Para as profundidades 1D e 2D o comportamento dos deslocamentos se manteve muito semelhante quando empregado um valor de coesão da seção anterior. Porém, para profundidades de escavação maiores (3D e 4D), os deslocamentos nos pontos de controle estabilizaram em um avanço de 5D (30 m), tal e como foi determinado com a solução analítica de Kirsch. Isto é devido ao fato que o método de Kirsch foi desenvolvido para túneis profundos.

Para as demais profundidades de escavação (5D e 6D) o túnel é instável e rompe com coesão de 200 kPa. Na Fig.4.11 pode ser observada a plastificação do solo resultando em colapso para uma cobertura de 5D.

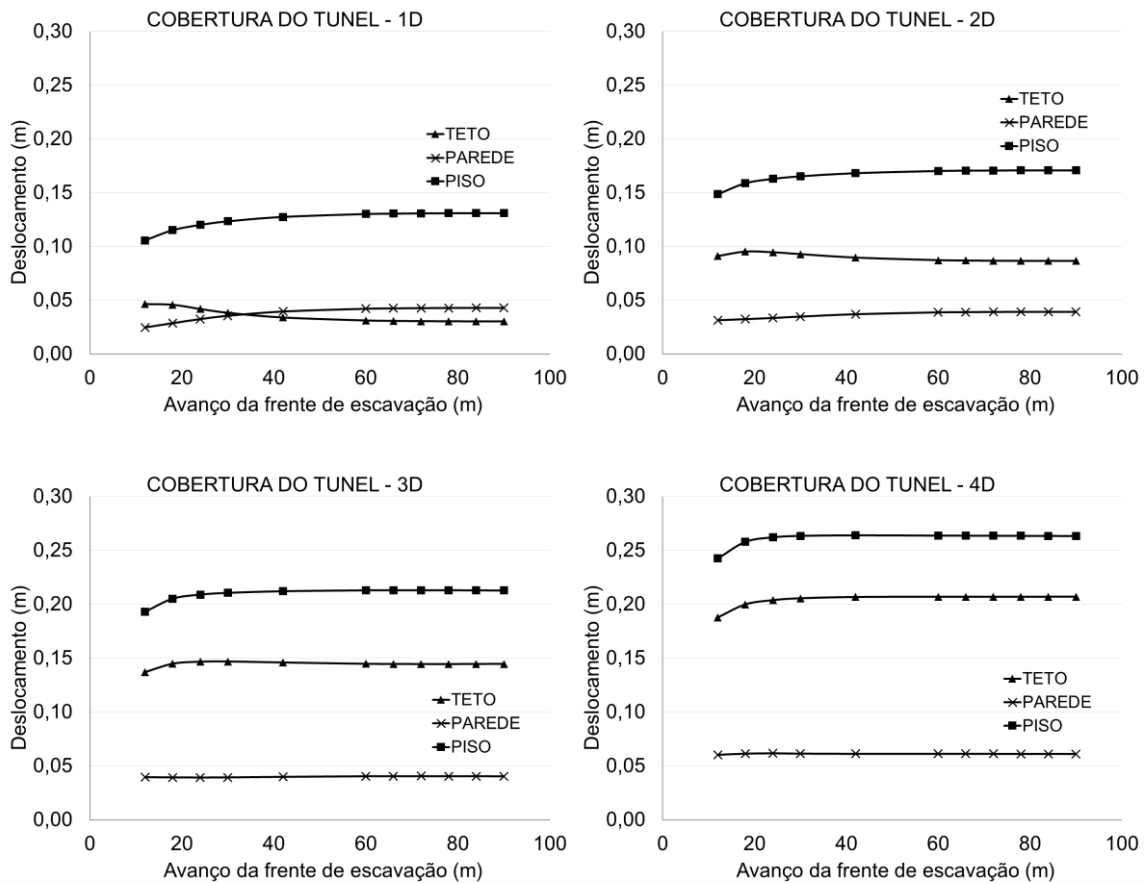


Figura 4.10 – Análise dos deslocamentos para uma coesão de 200 kPa.

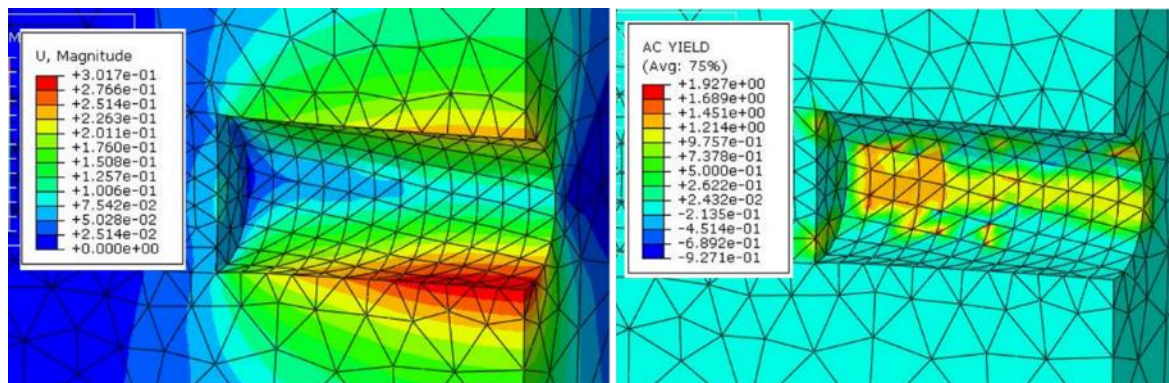


Figura 4.11 – Colapso por convergência da seção do túnel (Profundidade 5D).

4.3.3 Análise N° 3, coesão constante $c = 250$ kPa

Finalmente foi avaliado o valor de coesão $c = 250$ kPa, para o qual o túnel manteve-se estável, dado qualquer um dos valores de cobertura analisados (até 6D). Estes altos valores de coesão podem ser encontrados em solos coesivos muito preadensados. Os gráficos do comportamento dos deslocamentos obtidos para cobertura de 1D até 6D, podem ser observados na Fig. 4.12.

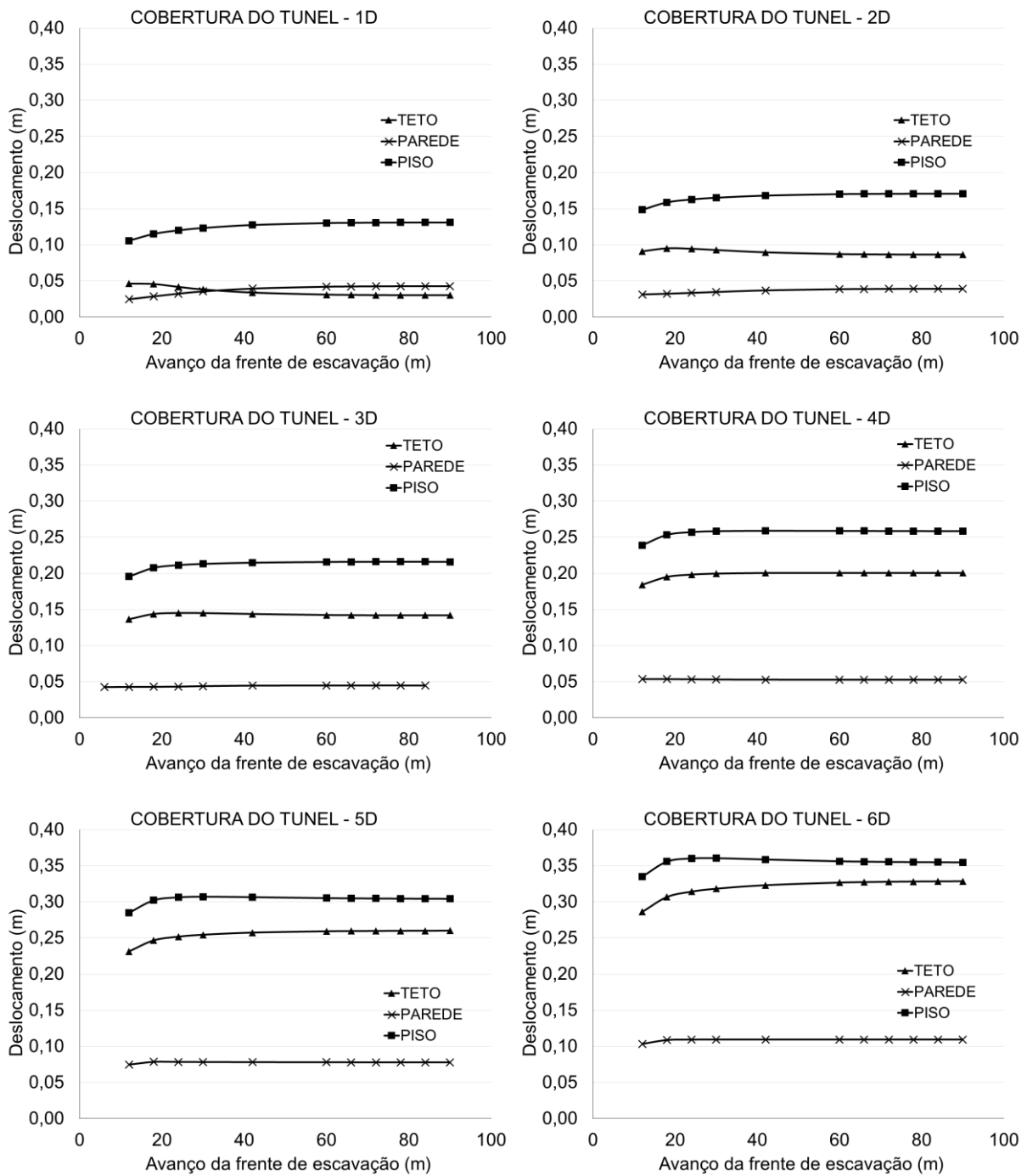


Figura 4.12 – Análise dos deslocamentos para uma coesão de 250 kPa.

Os resultados mostram que com o aumento da cobertura do túnel é apresentado também um aumento nos valores de deslocamentos. Além disso é evidenciada a correspondência destes resultados com a solução de Kirsch, especialmente para valores de $C \geq 3D$.

Para ter um maior entendimento das análises anteriores foram confeccionados os gráficos representados na Fig. 4.13, os que recolhem o comportamento dos deslocamentos estabilizados no Teto, na Parede e no Piso, em função da relação C/D .

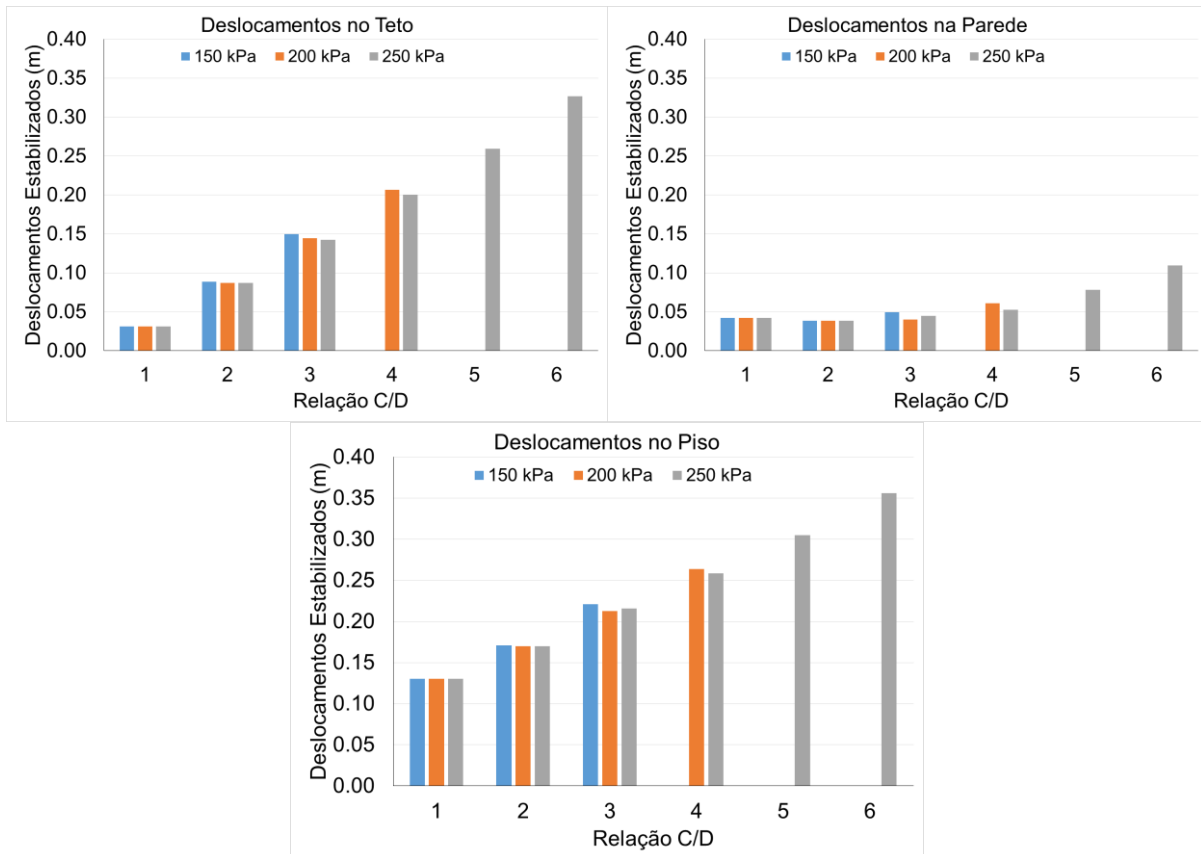


Figura 4.13 – Comportamento dos deslocamentos estabilizados no Teto, na Parede e no Piso.

Vale dizer que para relações de C/D entre 1 e 2 os deslocamentos estabilizam em um avanço de $10D$; entanto para relações de $C/D \geq 3$ os mesmos estabilizaram em um avanço de $5D$. Note-se que os maiores deslocamentos ocorrem para as posições do Piso e do Teto em todos os casos, sendo que a Parede apresentou os valores mais discretos.

Por outro lado, pode-se observar que estes altos valores de coesão para relações C/D de até 3, não tem uma influência significativa nos valores dos deslocamentos estabilizados.

No Apêndice E são apresentados os resultados obtidos respeito à influência da variação da coesão.

4.4 Influência do comprimento não suportado do túnel

Como resultado nesta parte foi obtido que nenhum dos modelos admite um $P \neq 0$ (comprimento não suportado do túnel), sendo necessária a colocação do suporte imediatamente após a escavação. Ainda foi necessária a aplicação de uma Pressão na Face (σ_f) para que o maciço fosse estável. Estas condições correspondem ao que ocorre quando empregadas tuneladoras para fazer a escavação. Na Fig.4.14 pode-se observar a plastificação do solo quando escavado

com $P = 0,5$ m para uma profundidade de escavação de 1D, sem a colocação imediata do reforço. Os resultados das análises da influência do portal (Epígrafe 4.2 e 4.3) foram tidos em conta nesta avaliação.

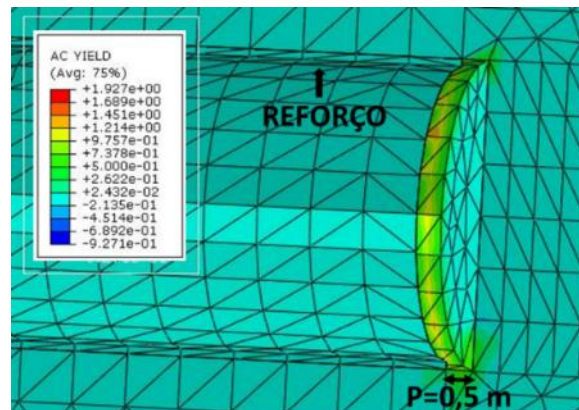


Figura 4.14 – Plastificação do solo ao ser escavado com $P = 0,5$ m.

Com este resultado foi estabelecido para os modelos posteriores, a colocação do reforço logo após a escavação, para manter a estabilidade, sendo que o comprimento não suportado do túnel não influencia para as condições do solo empregadas no estudo.

4.5 Pressão de Face Limite (σ_{fl})

A σ_{fl} foi achada de forma iterativa a partir da σ_{t0} , a qual foi determinada pela Eq. 3.6, como definido na Análise No. 2 da Epígrafe 3.2.2, fazendo uma diminuição gradual da mesma. Os resultados anteriores foram tidos em conta para esta análise. A seguir são apresentados os resultados providos pelo software para cada valor de cobertura ©.

Na Fig. 4.15 pode ser observado como o solo começa a plastificar na face do túnel, sendo necessária a aplicação de uma pressão na frente. No caso, para uma cobertura de 1D a pressão de face limite resultou em 40 kPa. Além disso, são apresentados os deslocamentos no sentido da escavação, sendo que os maiores valores estão concentrados na face.

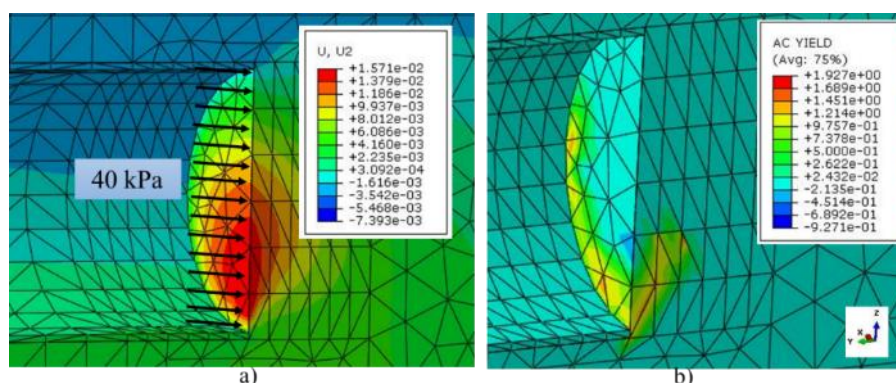


Figura 4.15 – Pressão de Face Limite (a) e plastificação do solo (b) para cobertura $C = 1D$.

Para uma cobertura de 2D é apresentado um aumento nos valores dos deslocamentos. Além disso, a superfície de ruptura se mostra mais acentuada incrementando a possibilidade de falha pelo que a pressão da face a ser aplicada é maior que no caso anterior.

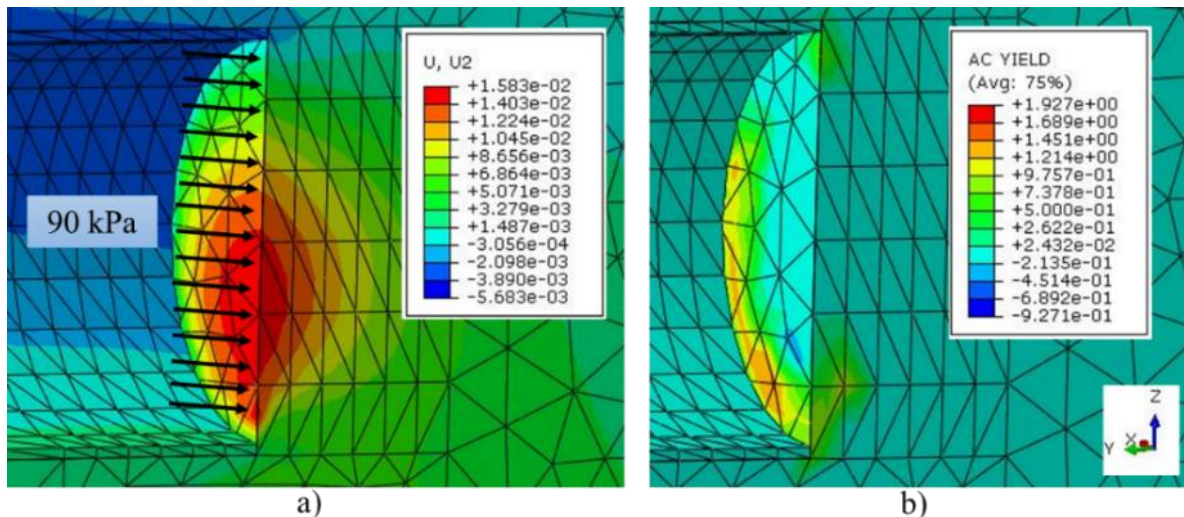


Figura 4.16 – Pressão de Face Limite (a) e plastificação do solo (b) para cobertura $C = 2D$.

No terceiro caso analisado o modelo mostrou uma superfície de ruptura mais delimitada. Enquanto nos deslocamentos, houve um incremento com respeito aos casos anteriores.

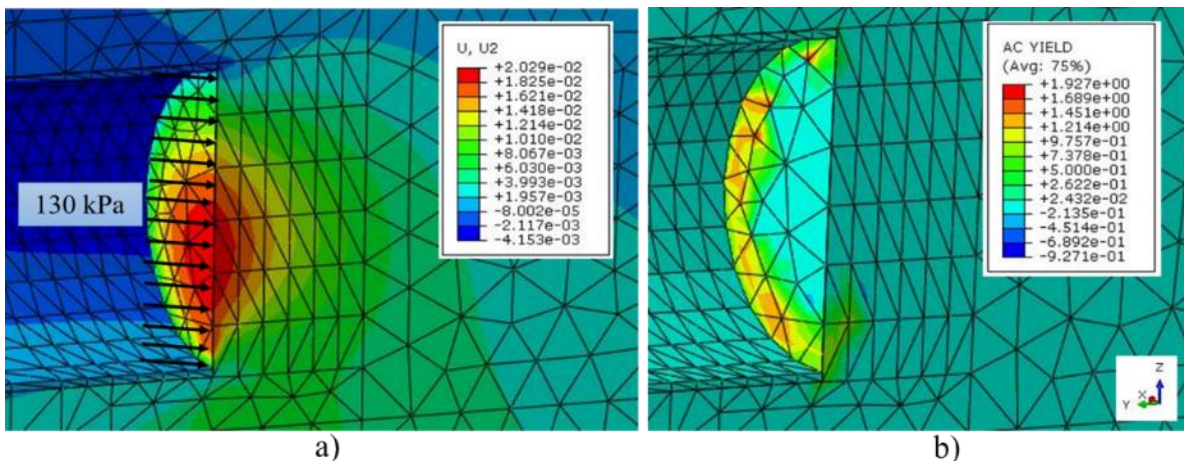


Figura 4.17 – Pressão de Face Limite (a) e plastificação do solo (b) para cobertura $C = 3D$.

As análises posteriores para valores de cobertura de 4D, 5D e 6D tiveram uma tendência ao incremento nos valores de deslocamento e a superfície de ruptura ficou bem delimitada. Desta forma, as pressões de face limites para estas profundidades resultaram maiores conforme o aumento de C .

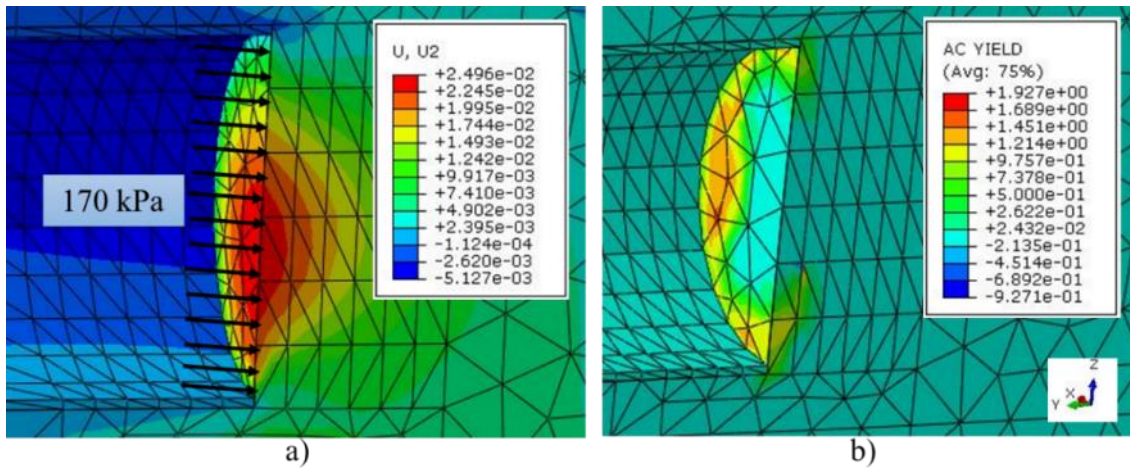


Figura 4.18 – Pressão de Face Limite (a) e plastificação do solo (b) para cobertura $C = 4D$.

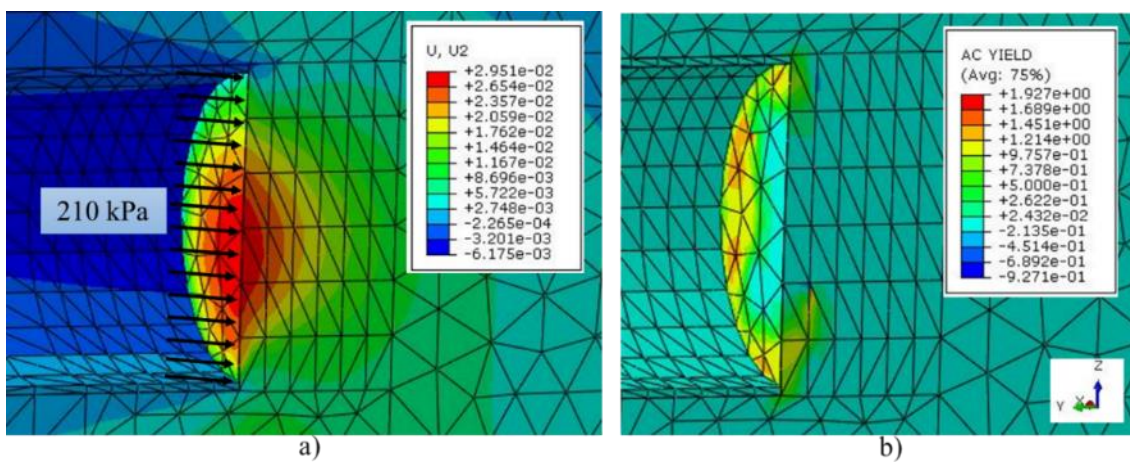


Figura 4.19 – Pressão de Face Limite (a) e plastificação do solo (b) para cobertura $C = 5D$.

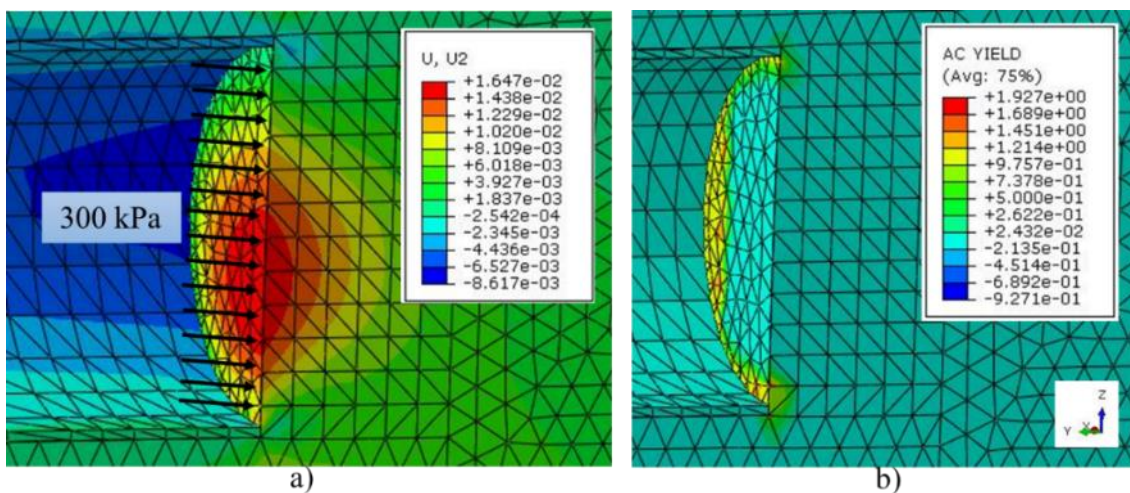


Figura 4.20 – Pressão de Face Limite (a) e plastificação do solo (b) para cobertura $C = 6D$.

A Fig.4.21 resume as Pressões de Face resultantes para cada relação de C/D obtidas das análises anteriores.

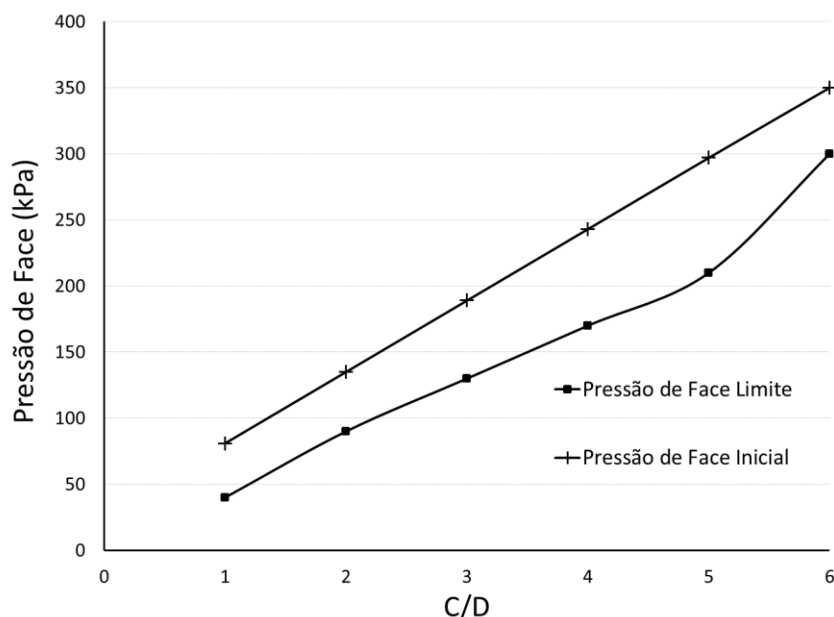


Figura 4.21 – Pressões de Face vs. Relação C/D.

Quanto ao estudo para avaliar a influência do Avanço (A) os resultados de σ_{II} para as diferentes coberturas, não tiveram variação alguma. A Fig. 4.22 mostra os resultados em termos de deslocamentos na direção do eixo do túnel, onde se evidencia que a variação do Avanço não influencia nos resultados, sempre que seja colocado o suporte logo após da escavação.

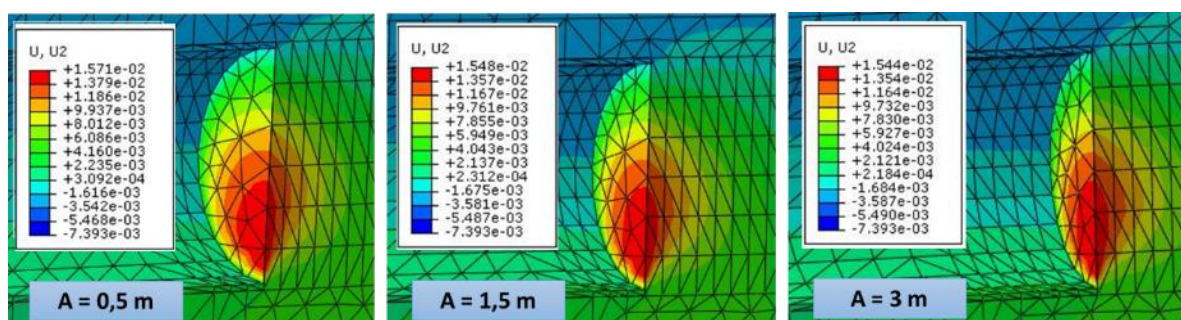


Figura 4.22 – Comparação entre Avanços.

4.6 Comparação dos resultados obtidos mediante os diferentes métodos

Na Tab. 4.1 estão recolhidos os resultados de Pressão de Face Limite determinados pelo método analítico proposto por Mollon et al. (2009) e os determinados com o emprego do MEF com o software.

Como pode ser observado nos resultados, segundo o método analítico, a face de escavação é estável para todos os valores de cobertura analisados. Embora o Fator de Segurança calculado pelo mesmo método, em todos os casos resultou menor do que um. Este fato leva à conclusão

que para as condições analisadas não é possível executar a escavação do túnel sem a colocação de uma pressão na frente.

Os resultados obtidos com o método numérico confirmam a necessidade da presença de uma pressão na frente, sendo possível a sua determinação.

Tabela 4.1 – Comparação dos métodos empregados na análise da Estabilidade da Face.

ANÁLISE DA ESTABILIDADE DA FACE DE ESCAVAÇÃO			
C/D	Método Analítico de Mollon et al. (2009)		MEF ABAQUS 3D
	σ_t (kN/m ²)	FS	σ_t (kN/m ²)
1	< 0	< 1	40
2	< 0	< 1	90
3	< 0	< 1	130
4	< 0	< 1	170
5	< 0	< 1	210
6	< 0	< 1	300

4.7 Pressão de Face Limite com a presença do poço na linha de escavação

A influência de um poço antigo perto da escavação do túnel foi avaliada para os casos propostos e obtidos os seguintes resultados:

4.7.1 Relação C/D = 1

Com a presença do poço na linha de escavação, o maciço não pode ser escavado empregando uma σ_{tl} igual à que foi obtida na Epígrafe 4.5, onde foi considerado o maciço homogêneo sem a presença deste imprevisto. No caso, o valor da pressão a ser aplicada foi de $\sigma_{tl} = 43$ kPa. Com este valor é possível avançar até uma distância de 0,5 m da parede do poço como exibido na Fig. 4.23.

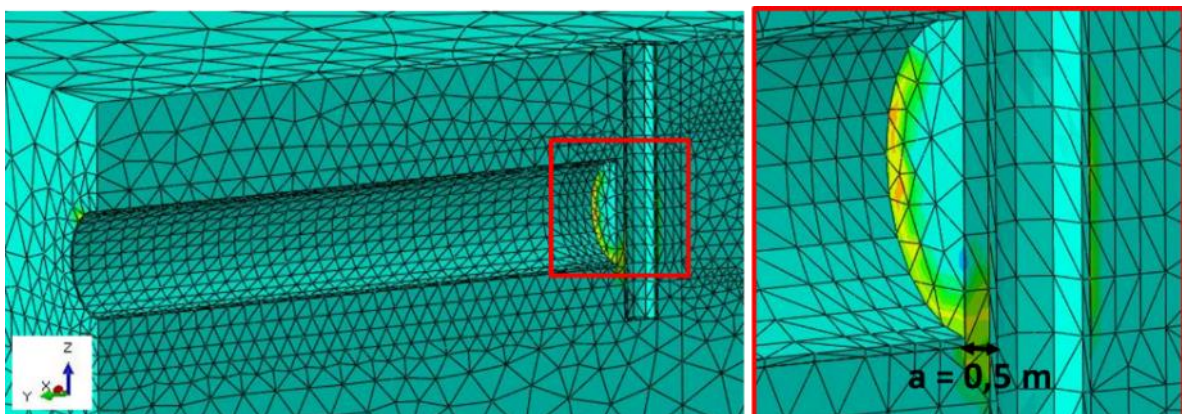


Figura 4.23 – Modelo empregado para a análise da influência do poço na escavação (C/D =1).

4.7.2 Relação $C/D = 3$

Para uma relação $C/D = 3$, ou seja, a escavação passando abaixo da base do poço, a pressão σ_{II} se manteve no mesmo valor que foi determinado para estas mesmas condições na Epígrafe 4.5. Na Fig. 4.24 pode ser observada a escavação do túnel passando abaixo do poço e as zonas plastificadas na face de escavação.

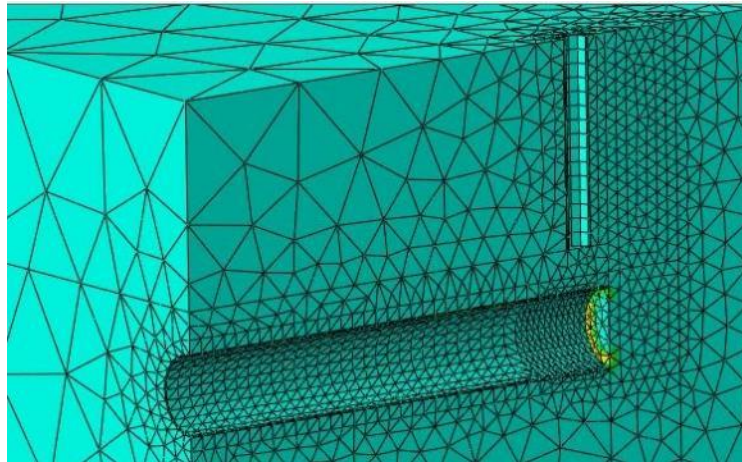


Figura 4.24 – Modelo empregado para a análise da influência do poço na escavação ($C/D = 3$).

Os resultados anteriores ressaltam que o caso mais desfavorável para a estabilidade da face se apresenta quando existe uma interseção do eixo do túnel com o poço. É importante sinalar nesta parte que a presença do poço faz com que o maciço seja mais enfraquecido e, portanto, mais vulnerável à ruptura. Isto interfere também com a estabilidade da face de escavação, pois existe uma maior concentração de tensões na massa do solo quando comparado com o caso sem a presença do poço, podendo ser necessária uma pressão de face maior, como o ocorrido no caso 1 com $C/D = 1$.

Por outra parte pode ocorrer que as pressões de face determinadas resultem muito elevadas quando aplicadas em um maciço com a presença de um poço, desenvolvendo assim um colapso por *Blow-Out*. Isto pode ser dado no Caso 2, onde o túnel é escavado sob o poço.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Conforme a revisão bibliográfica dos métodos analíticos existentes para a análise da estabilidade da frente de escavação de túneis rasos, os desenvolvidos por Leca e Dormieux (1990) e Mollon et al. (2009) se mostram como os mais abrangentes, pois fazem uma melhora nos métodos anteriores. Em particular, o método de Mollon et al. (2009) pode ser comparado com modelos numéricos obtendo resultados satisfatórios. Por esta razão foi empregado para o desenvolvimento desta pesquisa.

Os resultados obtidos com o método analítico desenvolvido por Mollon et al. (2009), mostraram que a face do túnel manteve-se estável para os diferentes valores de cobertura e condições do maciço empregadas. Porém, o Fator de Segurança permaneceu abaixo de um, comprovando-se assim a necessidade da aplicação de uma pressão na frente de escavação.

Foi desenvolvido um modelo simples no software ABAQUS 3D[®], o qual foi validado através da comparação dos resultados com a solução analítica de Kirsch (1898). Dita solução analítica expõe que uma vez escavado o túnel, as tensões radiais geradas nas paredes do mesmo são nulas. Os resultados obtidos com o emprego do software mostram que os valores de tensão radial ficaram perto de zero. A diferença nestes resultados está dada pela interpolação no elemento finito, calculada pelo software. Uma solução para diminuir a diferença entre ambos os resultados é um refinamento da malha, mas isso conduz a um gasto computacional muito mais elevado. Além disso, foi determinado o valor de 5D de avanço da escavação onde o portal não tem mais influência na face, o qual foi fixado como referência para as análises posteriores.

Com base nos resultados obtidos do estudo da variação da coesão, foi determinado que para valores de coesão de $c = 150$ kPa o túnel comportou-se como autoportante para valores de cobertura de 1D e 2D. O incremento da coesão para 200 kPa mostrou que o túnel poderia ser escavado até valores de cobertura de 4D, sem a necessidade da aplicação de suporte nem presença de uma pressão na frente. Finalmente chegou-se até um valor de coesão de 250 kPa, para o qual a estrutura manteve-se estável para todos os valores de cobertura empregados nesta análise (até 6D). Além disso, evidenciou-se que a longitude de avanço, onde o portal não tem influência na face de escavação, é de 5D (30 m) para valores de $C \geq 3D$. Para profundidades de escavação inferiores do que 3D o valor deste avanço resultou em uma longitude de 10D (60 m).

Para a determinação das Pressões de Face Limites (σ_{tl}), foram assumidos parâmetros e características típicas de solos superficiais, adotando-se um valor baixo de coesão de 20 kPa. Com estas condições foi necessária a aplicação do suporte para fazer a escavação, considerando o mesmo como uma estrutura de concreto projetado. As Pressões de Face Limite (σ_{tl}) foram determinadas mediante um processo iterativo, diminuindo a Pressão de Face Inicial (σ_{t0}), para todas as profundidades propostas, sendo que os valores de σ_{tl} mostraram uma correlação direta com o aumento da relação cobertura e diâmetro do túnel (C/D).

A presença desconhecida de estruturas existentes na linha de escavação, como pode ser o caso de um poço antigo, foi avaliada nesta pesquisa. Os resultados mostraram que a maior influência deste fenômeno é representada quando o poço intersecta o eixo do túnel, resultando em um aumento da σ_{tl} requerida para a estabilidade da frente.

Segundo a comparação dos resultados da Epígrafe 4.6, o método de Mollon et al. (2009) caracteriza a face de escavação como estável não sendo possível a determinação da pressão de face necessária para os casos analisados, apresentando um valor de FS muito baixo. Pelo contrário, os resultados obtidos mediante o método numérico comprovam a necessidade da colocação de uma pressão na face para cada valor de cobertura proposto neste estudo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ASSIS, A.P. (2002). Mecânica das Rochas: Obras Subterrâneas - Apostila. 2002. Universidade de Brasília-UnB, G.AP-AA004/01: 11–12.
- ASSIS, A.P. (2007). O Método de Construção de Túneis – NATM (New Austrian Tunnelling Method) - Apostila. 2007. Universidade de Brasília-UnB.
- AZEVEDO, A.F.M. (2003). Método dos Elementos Finitos. 1ª Edição. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.
- CÁSSIO, R.H. (2014). Tunnels in Brazil, Past, Present and Future. World Tunnel Congress, CBT-ABMS, Iguassu, Brazil.
- CAVALCANTI, G. (2006). Aplicação do Método dos Elementos Finitos ao Problema de Escavação de Túneis em Solo. II Simpósio Brasileiro de Jovens Geotécnicos, ABMS, Nova Friburgo, RJ, Brasil.
- GEOTECHNICAL ENGINEERING OFFICE. (2012). Catalogue of Notable Tunnel Failure - Case Histories. Hong Kong. <http://www.cedd.gov.hk/>. Acesso em: 05/03/2015.
- GOMES, D.A.P. (2012) Gestão de riscos na construção de túneis e obras subterrâneas. Dissertação de Mestrado. Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, Portugal, 99 p.
- DAVIS, E.H., GUNN, M.J., MAIR, R.J. e SENEVIRATNE, H.N. (1980). The stability of shallow tunnels and underground openings in cohesive material. *Géotechnique*, 1980, 30(4):397-416.
- FARIAS, M.M. (2014). Teoria da Elasticidade e Plasticidade aplicada aos solos - Notas de aula. Universidade de Brasília - UnB.
- IBRAHIM, E., SOUBRA, A.H., MOLLON, G. (2015). Three-dimensional face stability analysis of pressurized tunnels driven in a multilayered purely frictional medium. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 49: 18–34.
- INTERNATIONAL TUNNELING AND UNDERGROUD SPACE ASSOCIATION, ITA., (2002). Why go underground?. <https://www.ita-aites.org/es/>. Acesso em: 05/03/2015.
- KARAKUS, M., FOWELL, R.J. (2003) Effects of different tunnel face advance excavation on the settlement by FEM. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 18: 513–523.
- KATEBI, H., REZAEI, A.H., HAJIALILUE, B.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.
- 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: 526–542.
- KIRSCH, A. (2009). On the face stability of shallow tunnels in sand. Logos Verlag, Berlin, 16

vol.

- LECA, E., DORMIEUX, L. (1990). Upper and lower bound solutions for the face stability of shallow circular tunnels in frictional material. *Geotechnique*, 40: 581–606.
- LUGO, V.A.V. (2013). Determinação das Tensões in-situ Superficiais mediante uso da Técnica “Close Range Rigital Photogrammetry”. Dissertação de Mestrado. Universidade Estadual do Norte Fluminense, UENF, Campos dos Goytacazes, Rio de Janeiro, 174 p.
- MARTINS, F.F., COSTA, A.F., SOUSA, J.A. (2003). Túnel 4 (Porto): Análise tridimensional por elementos finitos. *Geotecnia*, 99: 65–80.
- MOLLON, G., DIAS, D., SOUBRA, A.H. (2009). Probabilistic analysis and design of circular tunnels against face stability. *International Journal Geomechanics*, 9: 237–249.
- MÜHLHAUS, H.B., (1985). Lower bound solutions for circular tunnels in two or three dimensions. *Rock Mech; Rock Engineering*, 1985, 18, 37-52.
- NAKAMURA, J. (2012). Execução de tunnel liner. *Infraestrutura Urbana*. Disponível em: <http://infraestruturaurbana.pini.com.br>. Acesso em: 05/03/2015
- NEGRO, A. (1988). Design of shallow tunnels in soft ground. PhD Thesis. Department of Civil Engineering, University of Alberta, Edmonton, Alberta, Canada, 1480 p.
- PRANDINA, J.R.R. (1999). Movimentos de solo e danos induzidos em edificações subterrâneas. Dissertação de Mestrado. Universidade de Brasília. UnB, Brasília/DF, 185 p.
- REYNOLDS, P. (2014). Battling geothermal challenges in Iceland. Available in: <http://tunneltalk.com/>. Acesso em: 05/03/2015
- ROCHA, M.O. (2014). Estudo da estabilidade da frente de escavação de túneis rasos em solo. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 158 p.
- SEIDENFUSS, T. (2006). Collapses in tunnelling. Master Thesis. École Polytechnique Federale de Lausanne-EPFL, Lausanne, Suíça, 175 p.
- SOUSA, J.A. (2006). Projeto de Túneis. Mestrado em Engenharia Geotécnica e Mecânica dos Solos. Faculdade de Ciências e Tecnologia. Universidade de Coimbra. Coimbra, Portugal, 54 p.
- TSINIDIS, G., PITILAKIS, K., MADABHUSHI, G., HERON, C. (2015). On the seismic response of shallow rectangular tunnels in soft soils. *Géotechnique*, 65: 401–417.
- UNIVERSIDADE POLITÉCNICA DA CATALUNHA (UPC). (2015). História dos túneis e sua evolução. Universidade Politécnica da Catalunha. Disponível em: <http://www.etcg.upc.edu>. Acesso em: 01/11/2015.
- WHITE, B.G., WHYATT, J.K. (1998). Role of fault slip on mechanisms of rock burst damage, Lucky Friday Mine, Idaho. Spokane Research Laboratory, National Institute for Occupational Safety and Health, Spokane, WA, USA, 10 p.

ZHONG, Y.H., ZHANG, B., PENG, W.K., GUO, C.C. (2012). Numerical Simulation of the Effects of the Treatment to Rock Tunnel Collapse. *Applied Mechanics and Materials*, 170-173.

APÊNDICES

A Derivação do cálculo geométrico e cinemático para Pressão de Colapso do Mecanismo MI – Mollon et al. (2009)

A formulação matemática para o mecanismo de cinco blocos é calculada como segue:

A.1 Geometria.

A distância h'_5 é calculada pela seguinte equação:

$$h'_5 = h_5 * \frac{\sin(2\beta_4 + 2\beta_2 + \alpha - \varphi)}{\cos(\psi_{4,5} - \varphi)} - \left(H - \frac{D}{2}\right) \quad (\text{Equação A.1})$$

Sendo que:

$$h_2 = D * \frac{\cos(\alpha + \varphi) * \cos(\beta_1 - \alpha + \varphi)}{\sin 2\varphi} \quad (\text{Equação A.2})$$

$$h_i = h_2 * \prod_{k=2}^{i-1} \left[\frac{\cos(\Psi_{k,k+1} + \varphi)}{\cos(\Psi_{k-1,k} - \varphi)} \right], \text{ para } i \geq 3 \quad (\text{Equação A.3})$$

O volume dos blocos extremos (bloco 1 e bloco 5), é definido como:

$$V_1 = \frac{A_1 * h_1 - A_{1,2} * h_2}{3} \quad (\text{Equação A.4})$$

$$V_5 = \frac{A_{4,5} * h_5 - A_5 * h'_5}{3} \quad (\text{Equação A.5})$$

O volume de um bloco intermédio i (para $2 \leq i \leq 4$), é dado por:

$$V_i = \frac{A_{i-1,i} * h_i - A_{i,i+1} * h_{i+1}}{3} \quad (\text{Equação A.6})$$

No caso de $h'_5 > 0$, a superfície de afloramento pode ser calculada como:

$$A_5 = \frac{\pi}{\cos \varphi} * \left(\frac{h'_5 * \sin 2\varphi}{2 \sin(2\beta_4 + 2\beta_2 + \alpha + \varphi) * \sin(2\beta_4 + 2\beta_2 + \alpha - \varphi)} \right)^2 * \sqrt{\frac{\sin(2\beta_4 + 2\beta_2 + \alpha + \varphi)}{\sin(2\beta_4 + 2\beta_2 + \alpha - \varphi)}} \quad (\text{Equação A.7})$$

A área da superfície elíptica, a qual resulta da intercepção do primeiro cone com a face do túnel, é calculada pela seguinte equação:

$$A_1 = \frac{\pi D^2}{4 \cos \varphi} * \sqrt{\cos(\alpha - \varphi) \cos(\alpha + \varphi)} \quad (\text{Equação A.8})$$

A.2 Cinemática.

A velocidade do bloco i e a velocidade relativa entre os bloco i e $i + 1$ são:

$$v_i = v_1 \prod_{k=2}^i \frac{\cos(\Psi_{k-1,k} + \varphi)}{\cos(\Psi_{k-1,k} - \varphi)}, \text{ para } i \geq 2 \quad (\text{Equação A.9})$$

$$v_{i,i+1} = v_i \frac{\cos(2\Psi_{i,i+1})}{\cos(2\Psi_{i,i+1} - \varphi)}, \text{ para } i \geq 1 \quad (\text{Equação A.10})$$

Sendo:

$$\Psi_{0,1} = \alpha$$

$$\Psi_{i,i+1} = \beta_i - \Psi_{i-1,i}, \text{ para } i \geq 1 \quad (\text{Equação A.11})$$

B Ambiente de trabalho de Matlab do método de Mollon et al. (2009)

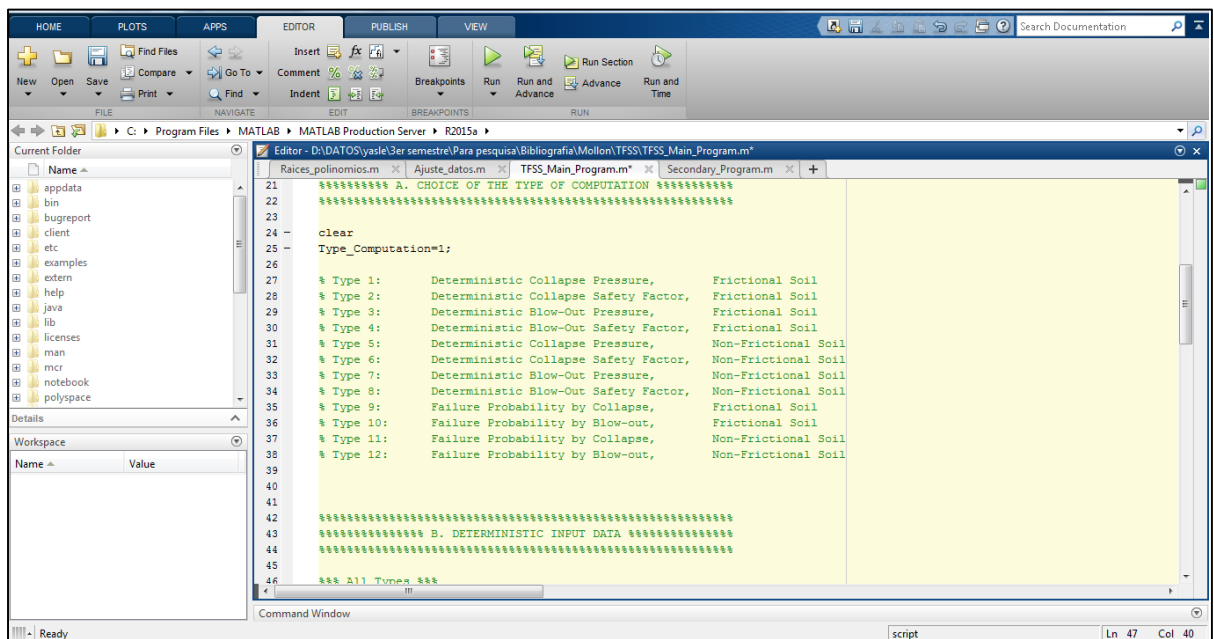
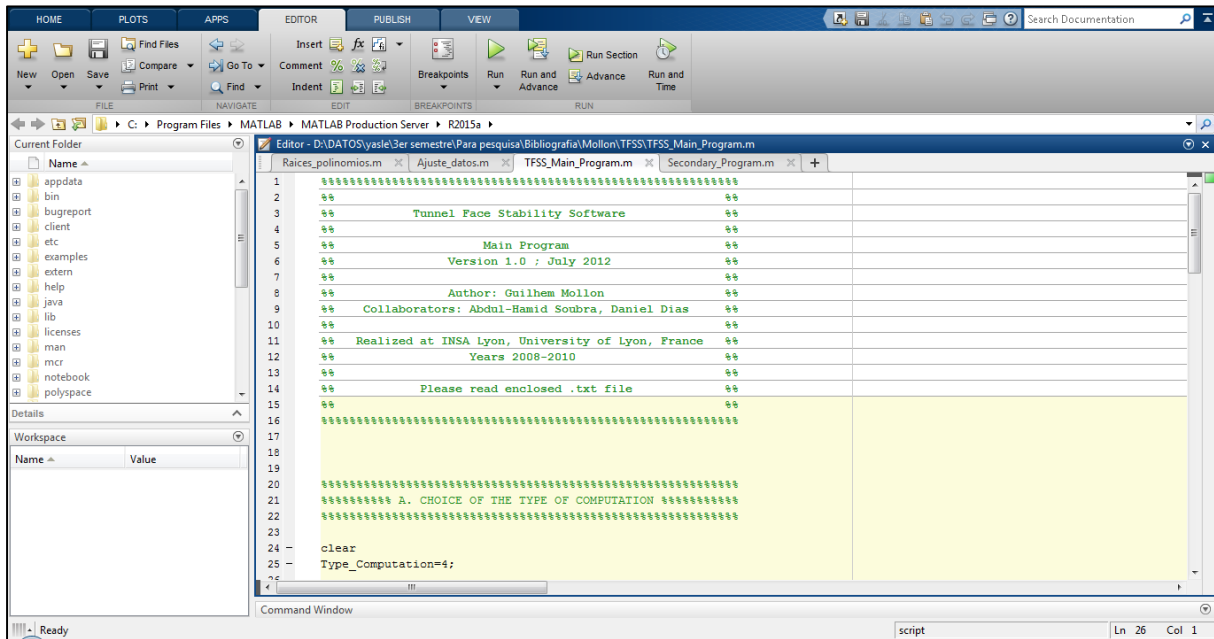


Figura B.1 – Ambiente de trabalho de Matlab.

C Cálculos complementares da validação do modelo mediante a solução analítica de Kirsch (1898)

A continuação é apresentada a Tabela I.1, a qual mostra os cálculos feitos mediante a solução analítica de Kirsch (1898) para os eixos 0°, 45° e 90°.

Tabela C.1 – Cálculo das tensões radiais e tangenciais mediante a solução de Kirsch.

r (m)	Parede (0°)		Eixo (45°)		No Teto (90°)	
	σ_r (MPa)	σ_θ (MPa)	σ_r (MPa)	σ_θ (MPa)	σ_r (MPa)	σ_θ (MPa)
3	0,00	17,60	0,00	8,80	0,00	0,00
3,5	1,87	13,40	1,17	7,63	0,46	1,87
4	2,59	11,16	1,93	6,88	1,26	2,59
4,5	2,85	9,86	2,44	6,36	2,04	2,85
5	2,93	9,04	2,82	5,98	2,70	2,93
6	2,89	8,11	3,30	5,50	3,71	2,89
8	2,69	7,35	3,78	5,02	4,87	2,69
10	2,54	7,05	4,00	4,80	5,47	2,54
15	2,37	6,79	4,22	4,58	6,08	2,37
25	2,26	6,66	4,34	4,46	6,41	2,26
45	2,22	6,62	4,38	4,42	6,54	2,22
60	2,21	6,61	4,39	4,41	6,57	2,21

Para o cálculo das tensões radiais e tangenciais no modelo numérico foram feitos “paths” nos eixos 0°, 45° e 90°, a partir da parede do túnel, tal e como pode ser observado na Fig. A.1.1. Os resultados podem ser apreciados a continuação.

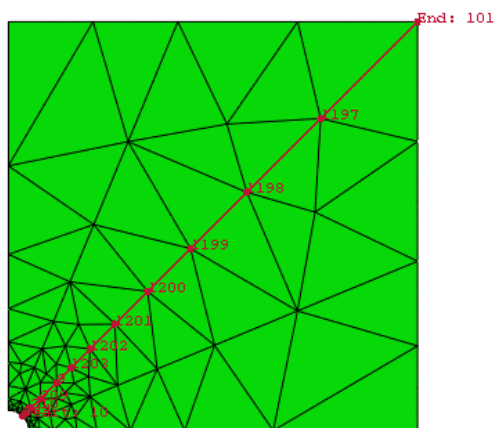


Figura C.1– Representação do Eixo 45°.

C.1 Avanço 12 m.

Tabela C.2 – Cálculo das tensões no modelo numérico, Avanço 12 m – Eixo 0°.

r (m)	Parede (0°)	
	σ_r (MPa)	σ_θ (MPa)
3,00	0,31	16,32
3,11	0,41	15,61
3,29	1,06	14,44
3,62	1,83	12,38
4,19	2,44	10,13
5,18	2,57	8,37
6,94	2,53	7,59
10,04	2,37	6,98
13,03	2,31	6,76
17,92	2,25	6,67
25,88	2,22	6,63
38,87	2,21	6,61
60,02	2,21	6,61

Tabela C.3 – Cálculo das tensões no modelo numérico, Avanço 12 m – Eixo 45°.

r (m)	Eixo 45°	
	σ_r (MPa)	σ_θ (MPa)
3,00	0,18	8,48
3,10	0,25	8,27
3,29	0,77	7,76
3,61	1,34	7,26
4,17	2,11	6,34
5,15	2,90	5,78
6,87	3,39	5,24
9,89	3,96	4,69
12,31	4,10	4,58
14,71	4,22	4,51
17,12	4,27	4,47
19,52	4,31	4,45
21,92	4,33	4,44
24,33	4,35	4,43
26,73	4,36	4,43
29,13	4,37	4,42
31,53	4,37	4,42
33,93	4,38	4,42
36,33	4,38	4,41
38,73	4,38	4,41
41,13	4,39	4,41
43,53	4,39	4,41
45,93	4,39	4,41
48,33	4,39	4,41
50,73	4,39	4,41
53,13	4,39	4,41
55,53	4,39	4,41
57,92	4,39	4,41
60,32	4,40	4,40
62,72	4,40	4,40
65,12	4,40	4,40
67,52	4,40	4,40
69,92	4,40	4,40
72,32	4,40	4,40
74,72	4,40	4,40
77,12	4,40	4,40
79,52	4,40	4,40
81,92	4,40	4,40

Tabela C.4 – Cálculo das tensões no modelo numérico, Avanço 12 m – Eixo 90°.

r (m)	Teto (90°)	
	σ_r (MPa)	σ_θ (MPa)
3,00	0,12	0,34
3,10	0,05	0,73
3,28	0,23	1,41
3,59	0,79	2,14
4,15	1,76	2,49
5,11	3,29	2,85
6,79	4,32	2,70
9,73	5,55	2,41
12,53	5,95	2,31
15,89	6,27	2,27
19,90	6,38	2,24
24,72	6,48	2,23
30,52	6,54	2,21
37,48	6,57	2,21
45,85	6,59	2,21
55,92	6,60	2,22

C.2 Avanço 30 m.

Tabela C.5 – Cálculo das tensões no modelo numérico, Avanço 30 m – Eixo 0°.

r (m)	Parede (0°)	
	σ_r (MPa)	σ_θ (MPa)
3,00	0,32	17,20
3,11	0,43	16,43
3,30	1,11	15,18
3,62	1,93	13,00
4,19	2,57	10,59
5,19	2,70	8,69
6,94	2,65	7,84
10,04	2,46	7,13
13,03	2,37	6,85
17,92	2,29	6,73
25,88	2,25	6,66
38,86	2,22	6,63
60,02	2,22	6,62

Tabela C.6 – Cálculo das tensões no modelo numérico, Avanço 30 m – Eixo 45°.

r (m)	Eixo 45°	
	σ_r (MPa)	σ_θ (MPa)
3,00	0,18	8,83
3,10	0,26	8,63
3,29	0,80	8,09
3,61	1,39	7,56
4,17	2,20	6,59
5,15	3,01	5,99
6,87	3,48	5,40
9,89	3,99	4,79
12,30	4,11	4,66
14,71	4,22	4,57
17,12	4,27	4,52
19,52	4,30	4,49
21,92	4,32	4,48
24,33	4,33	4,46
26,73	4,34	4,45
29,13	4,35	4,45
31,53	4,36	4,44
33,93	4,37	4,44
36,33	4,37	4,43
38,73	4,38	4,43
41,13	4,38	4,43
43,53	4,38	4,42
45,93	4,38	4,42
48,33	4,38	4,42
50,73	4,39	4,42
53,13	4,39	4,42
55,53	4,39	4,41
57,93	4,39	4,41
60,33	4,39	4,41
62,73	4,39	4,41
65,13	4,39	4,40
67,53	4,39	4,40
69,93	4,39	4,40
72,33	4,39	4,40
74,73	4,39	4,39
77,13	4,39	4,39
79,53	4,39	4,39
81,93	4,39	4,39

Tabela C.7 – Cálculo das tensões no modelo numérico, Avanço 30 m – Eixo 90°.

r (m)	Teto (90°)	
	σ_r (MPa)	σ_θ (MPa)
3,00	0,12	0,18
3,10	0,04	0,61
3,28	0,22	1,33
3,59	0,79	2,12
4,15	1,78	2,51
5,11	3,35	2,91
6,79	4,37	2,76
9,73	5,51	2,48
12,53	5,93	2,36
15,88	6,23	2,31
19,90	6,32	2,27
24,73	6,43	2,25
30,53	6,51	2,23
37,49	6,55	2,22
45,86	6,58	2,23
55,93	6,59	2,24

C.3 Avanço 78 m.

Tabela C.8 – Cálculo das tensões no modelo numérico, Avanço 78 m – Eixo 0°.

r (m)	Parede (0°)	
	σ_r (MPa)	σ_θ (MPa)
3,00	0,32	17,29
3,11	0,43	16,52
3,30	1,12	15,26
3,62	1,94	13,07
4,19	2,58	10,64
5,19	2,71	8,73
6,94	2,66	7,88
10,04	2,47	7,17
13,04	2,38	6,87
17,92	2,30	6,75
25,88	2,26	6,68
38,86	2,23	6,64
60,01	2,23	6,62

Tabela C.9 – Cálculo das tensões no modelo numérico, Avanço 78 m – Eixo 45°.

r (m)	Eixo 45°	
	σ_r (MPa)	σ_θ (MPa)
3,00	0,19	8,87
3,10	0,26	8,66
3,29	0,80	8,12
3,61	1,39	7,59
4,17	2,20	6,61
5,15	3,02	6,01
6,87	3,49	5,42
9,89	4,01	4,81
12,30	4,13	4,68
14,71	4,24	4,59
17,12	4,29	4,53
19,52	4,31	4,51
21,92	4,33	4,49
24,32	4,34	4,48
26,73	4,35	4,47
29,13	4,36	4,46
31,53	4,37	4,45
33,93	4,37	4,45
36,33	4,38	4,44
38,73	4,38	4,44
41,13	4,38	4,44
43,53	4,38	4,43
45,93	4,38	4,43
48,33	4,38	4,43
50,73	4,38	4,42
53,13	4,39	4,42
55,53	4,39	4,42
57,93	4,39	4,42
60,33	4,39	4,41
62,73	4,39	4,41
65,13	4,39	4,40
67,53	4,39	4,40
69,93	4,39	4,40
72,33	4,38	4,39
74,73	4,38	4,39
77,13	4,38	4,39
79,52	4,38	4,38
81,92	4,38	4,38

Tabela C.10 – Cálculo das tensões no modelo numérico, Avanço 78 m – Eixo 90°.

r (m)	Teto (90°)	
	σ_r (MPa)	σ_θ (MPa)
3,00	0,12	0,16
3,10	0,04	0,58
3,28	0,22	1,31
3,59	0,79	2,11
4,15	1,78	2,51
5,11	3,36	2,91
6,79	4,39	2,76
9,73	5,54	2,48
12,53	5,96	2,37
15,88	6,26	2,32
19,90	6,35	2,28
24,72	6,45	2,26
30,52	6,52	2,24
37,48	6,56	2,23
45,85	6,59	2,24
55,92	6,59	2,25

D Colapso por convergência e plastificação do solo

D.1 Coesão de 150 kPa

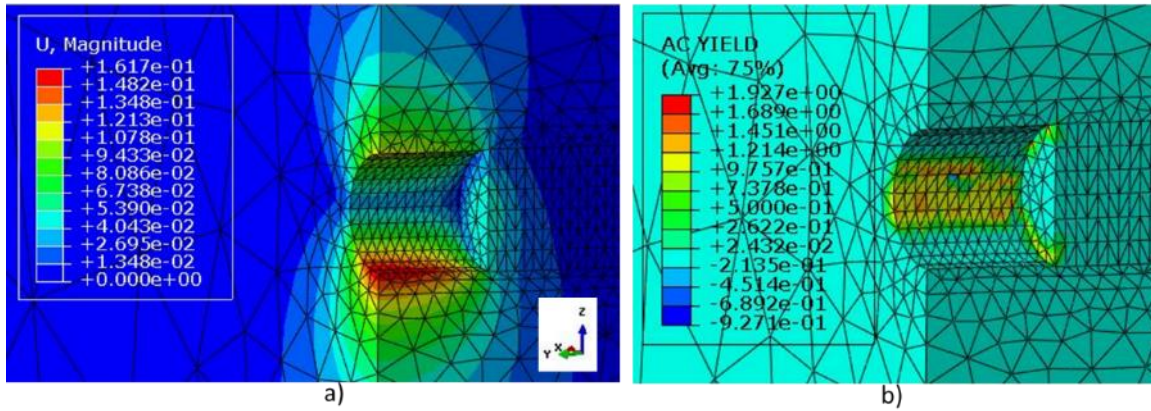


Figura D.1 – Colapso por convergência da seção do túnel, coesão 150 kPa (Profundidade 3D).
a) Magnitude dos deslocamentos, b) Plastificação do solo.

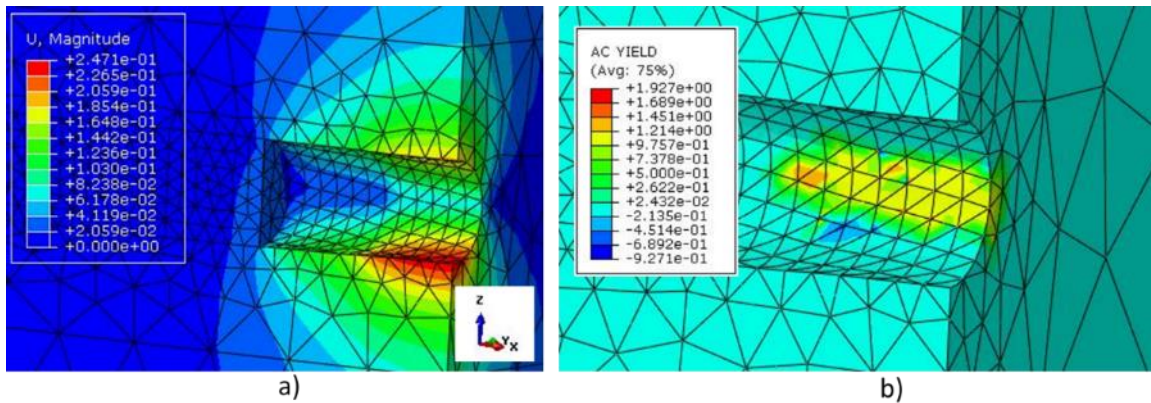


Figura D.2 – Colapso por convergência da seção do túnel, coesão 150 kPa (Profundidade 4D).
a) Magnitude dos deslocamentos, b) Plastificação do solo.

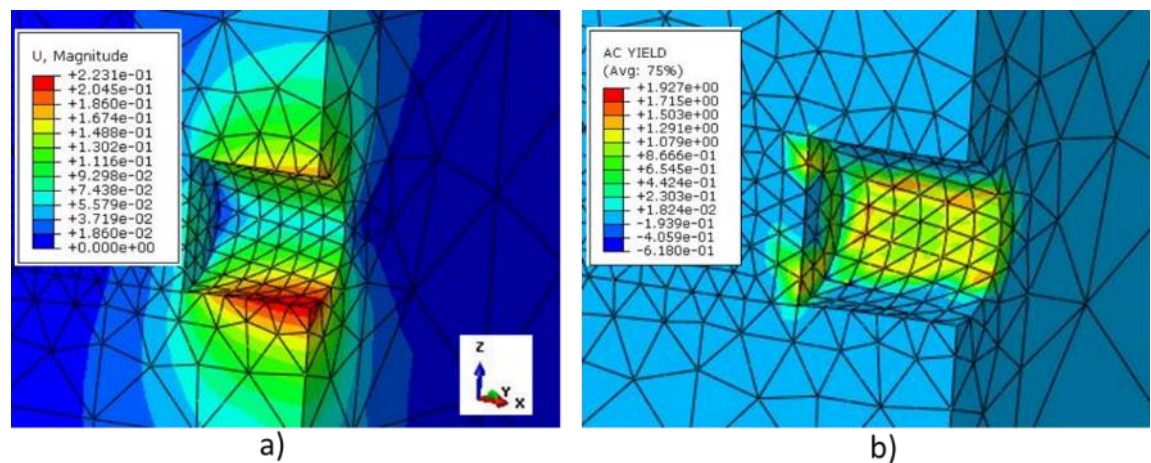


Figura D.3 – Colapso por convergência da seção do túnel, coesão 150 kPa (Profundidade 5D).
a) Magnitude dos deslocamentos, b) Plastificação do solo.

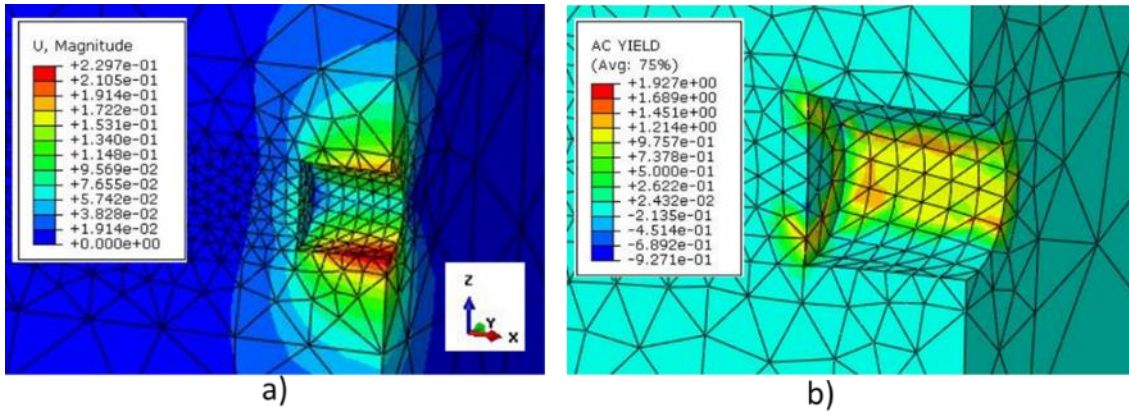


Figura D.4 – Colapso por convergência da seção do túnel, coesão 150 kPa (Profundidade 6D).
a) Magnitude dos deslocamentos, b) Plastificação do solo.

D.2 Coesão de 200 kPa

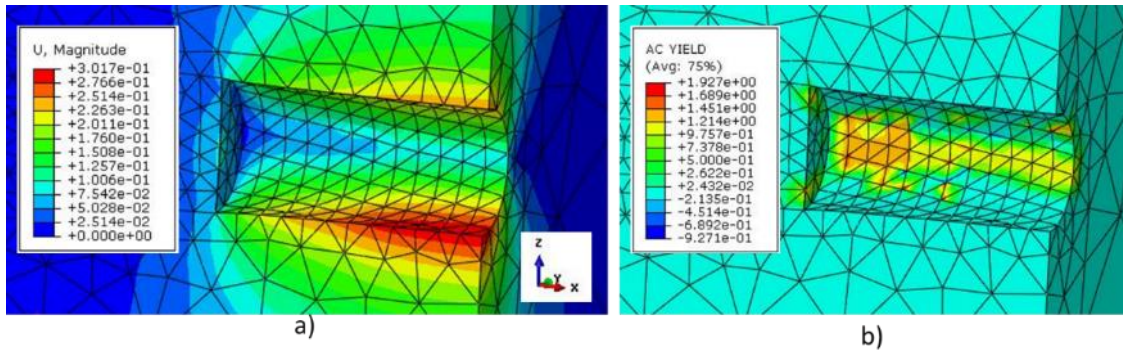


Figura D.5 – Colapso por convergência da seção do túnel, coesão 200 kPa (Profundidade 5D).
a) Magnitude dos deslocamentos, b) Plastificação do solo.

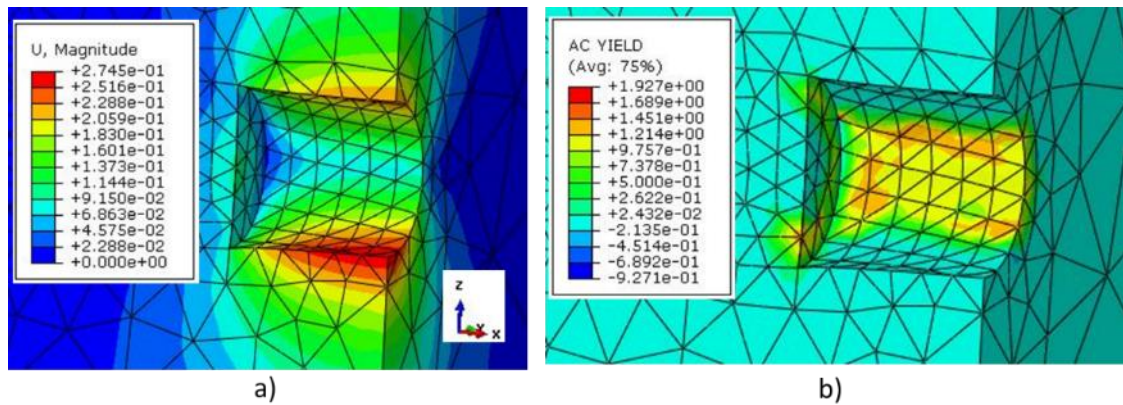


Figura D.6 – Colapso por convergência da seção do túnel, coesão 200 kPa (Profundidade 6D).
a) Magnitude dos deslocamentos, b) Plastificação do solo.

E Cálculos complementares da avaliação da influência da variação da coesão

Tabela E.1 – Deslocamentos obtidos no ABAQUS 3D – $c = 150$ kPa.

AVANÇO	C/D = 1			C/D = 2		
	DESLOCAMENTO			DESLOCAMENTO		
	TETO	PAREDE	PISO	TETO	PAREDE	PISO
12	0,05	0,02	0,11	0,09	0,03	0,15
18	0,05	0,03	0,12	0,10	0,03	0,16
24	0,04	0,03	0,12	0,10	0,03	0,16
30	0,04	0,04	0,12	0,09	0,03	0,17
42	0,03	0,04	0,13	0,09	0,04	0,17
60	0,03	0,04	0,13	0,09	0,04	0,17
66	0,03	0,04	0,13	0,09	0,04	0,17
72	0,03	0,04	0,13	0,09	0,04	0,17
78	0,03	0,04	0,13	0,09	0,04	0,17
84	0,03	0,04	0,13	0,09	0,04	0,17
90	0,03	0,04	0,13	0,09	0,04	0,17

Tabela E.2 – Deslocamentos obtidos no ABAQUS 3D – $c = 200$ kPa.

AVANÇO	C/D = 1			C/D = 2		
	DESLOCAMENTO			DESLOCAMENTO		
	TETO	PAREDE	PISO	TETO	PAREDE	PISO
12	12	0,05	0,02	0,11	0,09	0,03
18	18	0,05	0,03	0,12	0,10	0,03
24	24	0,04	0,03	0,12	0,09	0,03
30	30	0,04	0,04	0,12	0,09	0,03
42	42	0,03	0,04	0,13	0,09	0,04
60	60	0,03	0,04	0,13	0,09	0,04
66	66	0,03	0,04	0,13	0,09	0,04
72	72	0,03	0,04	0,13	0,09	0,04
78	78	0,03	0,04	0,13	0,09	0,04
84	84	0,03	0,04	0,13	0,09	0,04
90	90	0,03	0,04	0,13	0,09	0,04
AVANÇO	C/D = 1			C/D = 4		
	DESLOCAMENTO			DESLOCAMENTO		
	TETO	PAREDE	PISO	TETO	PAREDE	PISO
12	0,05	0,02	0,11	0,19	0,06	0,24
18	0,05	0,03	0,12	0,20	0,06	0,26
24	0,04	0,03	0,12	0,20	0,06	0,26
30	0,04	0,04	0,12	0,21	0,06	0,26
42	0,03	0,04	0,13	0,21	0,06	0,26
60	0,03	0,04	0,13	0,21	0,06	0,26
66	0,03	0,04	0,13	0,21	0,06	0,26
72	0,03	0,04	0,13	0,21	0,06	0,26
78	0,03	0,04	0,13	0,21	0,06	0,26
84	0,03	0,04	0,13	0,21	0,06	0,26
90	0,03	0,04	0,13	0,21	0,06	0,26

Tabela E.3 – Deslocamentos obtidos no ABAQUS 3D – $c = 250$ kPa.

AVANÇO	C/D = 1			C/D = 2			C/D = 3		
	DESLOCAMENTO			DESLOCAMENTO			DESLOCAMENTO		
	T*	P*	PI*	T*	P*	PI*	T*	P*	PI*
12	0,05	0,02	0,11	0,09	0,03	0,15	0,14	0,04	0,20
18	0,05	0,03	0,12	0,10	0,03	0,16	0,14	0,04	0,21
24	0,04	0,03	0,12	0,09	0,03	0,16	0,15	0,04	0,21
30	0,04	0,04	0,12	0,09	0,03	0,17	0,15	0,04	0,21
42	0,03	0,04	0,13	0,09	0,04	0,17	0,14	0,04	0,21
60	0,03	0,04	0,13	0,09	0,04	0,17	0,14	0,04	0,22
66	0,03	0,04	0,13	0,09	0,04	0,17	0,14	0,04	0,22
72	0,03	0,04	0,13	0,09	0,04	0,17	0,14	0,04	0,22
78	0,03	0,04	0,13	0,09	0,04	0,17	0,14	0,04	0,22
84	0,03	0,04	0,13	0,09	0,04	0,17	0,14	0,04	0,22
90	0,03	0,04	0,13	0,09	0,04	0,17	0,14	0,04	0,22
AVANÇO	C/D = 4			C/D = 5			C/D = 6		
	DESLOCAMENTO			DESLOCAMENTO			DESLOCAMENTO		
	T*	P*	PI*	T*	P*	PI*	T*	P*	PI*
12	0,18	0,05	0,24	0,23	0,07	0,28	0,29	0,10	0,33
18	0,20	0,05	0,25	0,25	0,08	0,30	0,31	0,11	0,36
24	0,20	0,05	0,26	0,25	0,08	0,31	0,31	0,11	0,36
30	0,20	0,05	0,26	0,25	0,08	0,31	0,32	0,11	0,36
42	0,20	0,05	0,26	0,26	0,08	0,31	0,32	0,11	0,36
60	0,20	0,05	0,26	0,26	0,08	0,31	0,33	0,11	0,36
66	0,20	0,05	0,26	0,26	0,08	0,30	0,33	0,11	0,36
72	0,20	0,05	0,26	0,26	0,08	0,30	0,33	0,11	0,36
78	0,20	0,05	0,26	0,26	0,08	0,30	0,33	0,11	0,35
84	0,20	0,05	0,26	0,26	0,08	0,30	0,33	0,11	0,35
90	0,20	0,05	0,26	0,26	0,08	0,30	0,33	0,11	0,35

*T: Teto, P: Parede, PI: Piso