

MODELAGEM NUMÉRICA DE TÚNEIS RASOS EM SOLOS NÃO COESIVOS

ANDRÉ LUIZ MARQUES JUNIOR

UNIVERSIDADE ESTADUAL DO NORTE FLUMINENSE DARCY RIBEIRO – UENF

CAMPOS DOS GOYTACAZES – RJ

AGOSTO - 2025


MODELAGEM NUMÉRICA DE TÚNEIS RASOS EM SOLOS NÃO COESIVOS

ANDRÉ LUIZ MARQUES JUNIOR

Dissertação apresentada ao Centro de Ciência e Tecnologia da Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, como parte das exigências para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Aprovada em 29 de agosto de 2025.

Comissão Examinadora:


 Documento assinado digitalmente
ALDO DURAND FARFAN
Data: 20/02/2026 12:42:21-0300
Verifique em <https://validar.iti.gov.br>

Profº Aldo Durand Farfán (D. Sc, Geotecnia) – LECIV/UENF (Orientador)


EURIPEDES DO AMARAL
VARGAS JUNIOR:60143134868

Assinado de forma digital por EURIPEDES
DO AMARAL VARGAS JUNIOR:60143134868
Dados: 2026.02.10 18:19:38 -03'00'

Profº Eurípedes do Amaral Vargas Junior (PhD Geotecnia) – PUC-RJ

 Documento assinado digitalmente
JUAN FELIX RODRIGUEZ REBOLLEDO
Data: 10/02/2026 18:06:19-0300
Verifique em <https://validar.iti.gov.br>

Profº Juan Felix Rodriguez Rebolledo (D. Sc, Geotecnia) – UnB

 Documento assinado digitalmente
FERNANDO SABOYA ALBUQUERQUE JUNIOR
Data: 25/02/2026 16:00:57-0300
Verifique em <https://validar.iti.gov.br>

Profº Fernando Saboya Junior (D. Sc, Geotecnia) – LECIV/UENF

FICHA CATALOGRÁFICA

UENF - Bibliotecas

Elaborada com os dados fornecidos pelo autor.

M357

Marques Junior, André Luiz.

Modelagem numérica de túneis rasos em solos não coesivos. / André Luiz Marques Junior.
- Campos dos Goytacazes, RJ, 2025.

96 f. : il.

Inclui bibliografia.

Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Estadual do Norte Fluminense
Darcy Ribeiro, Centro de Ciência e Tecnologia, 2025.
Orientador: Aldo Durand Farfán.

1. Túneis. 2. Estabilidade. 3. Frente de escavação. 4. Abaqus 3D. I. Universidade Estadual
do Norte Fluminense Darcy Ribeiro. II. Título.

CDD - 624

AGRADECIMENTOS

Primeiramente, agradeço a Deus por me sustentar até aqui. Nos dias em que pensei em desistir, foi Ele quem me manteve forte.

Aos meus pais, André e Cátia, minha eterna gratidão. Nada disso seria possível sem vocês. Esta conquista é nossa! Agora o filho de vocês é mestre. Obrigado por todo apoio e por estarem comigo em mais uma etapa da minha vida.

Agradeço também à minha amiga e parceira de jornada na UENF, Maria Carollina. Da graduação ao mestrado, minha dupla inseparável.

De forma especial, estendo meus agradecimentos a todos os familiares e amigos que sempre torceram por mim. A vida se torna mais leve e significativa com vocês ao meu lado.

Ao meu orientador, Prof. Aldo Durand, registro minha gratidão pela orientação, apoio e incentivo para que este trabalho fosse concluído da melhor maneira possível.

E, por fim, agradeço a mim mesmo. O caminho do mestrado não foi fácil, mas tive perseverança e cheguei até aqui. Sinto orgulho do que conquistei e tenho certeza de que este é apenas o começo.

André Luiz Marques Junior

RESUMO

Os túneis urbanos desempenham um papel essencial na infraestrutura moderna, oferecendo soluções eficientes para mobilidade, transporte de serviços e aproveitamento do espaço subterrâneo em áreas densamente povoadas. No entanto, sua construção apresenta desafios geotécnicos complexos, especialmente relacionados à estabilidade da face de escavação, principalmente em túneis rasos escavados em solos não coesivos. Esta dissertação teve como objetivo analisar a estabilidade da face de escavação desse tipo de túnel por meio de métodos analíticos e de modelagem numérica utilizando o Método dos Elementos Finitos (MEF), com simulações realizadas no software Abaqus/CAE. Foram avaliados diferentes cenários variando a razão entre a cobertura e o diâmetro do túnel (C/D). Os resultados numéricos indicaram que, para $C/D = 1$, os recalques máximos atingiram valores da ordem de 18 mm, enquanto para $C/D = 2,0$ os recalques reduziram-se significativamente, alcançando valores da ordem de 2 mm, evidenciando a forte influência da profundidade relativa na resposta geotécnica do maciço. A análise dos resultados à luz de modelos analíticos e de dados experimentais disponíveis permitiu uma avaliação crítica dos mecanismos de estabilidade da face, reforçando o potencial da modelagem numérica como ferramenta de apoio à análise de túneis rasos.

Palavras Chaves: Túneis rasos; Estabilidade da face; Modelagem numérica; Método dos Elementos Finitos; Solos não coesivos; Abaqus 3D.

ABSTRACT

Urban tunnels play an essential role in modern infrastructure, providing efficient solutions for mobility, utility transportation, and the use of underground space in densely populated areas. However, their construction involves complex geotechnical challenges, particularly related to the stability of the excavation face, especially in shallow tunnels excavated in non-cohesive soils. This dissertation aimed to analyze the stability of the excavation face in this type of tunnel through analytical methods and numerical modeling using the Finite Element Method (FEM), with simulations performed in the Abaqus/CAE software. Different scenarios were evaluated by varying the cover-to-diameter ratio (C/D). The numerical results indicated that, for C/D = 1, maximum settlements reached values on the order of 18 mm, whereas for C/D = 2.0 the settlements were significantly reduced, reaching values on the order of 2 mm, highlighting the strong influence of relative depth on the geotechnical response of the ground. The analysis of the results in light of analytical models and available experimental data allowed a critical assessment of the excavation face stability mechanisms, reinforcing the potential of numerical modeling as a support tool for the analysis of shallow tunnels.

Keywords: Shallow tunnels; Excavation face stability; Numerical modeling; Finite Element Method; Non-cohesive soils; Abaqus 3D.

SUMÁRIO

1	<u>INTRODUÇÃO</u>	12
1.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	12
1.2	PROBLEMÁTICA E MOTIVAÇÃO DA PESQUISA	14
1.3	OBJETIVOS	16
2	<u>REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</u>	18
2.1	COLAPSO DE TÚNEIS	18
2.1.1	CLASSIFICAÇÃO	19
2.1.2	CASOS HISTÓRICOS	22
2.2	MÉTODOS DE ESCAVAÇÃO DE TÚNEIS	23
2.2.1	TBMs (TUNNEL BORING MACHINES)	26
2.2.2	PRINCÍPIO DE FUNCIONAMENTO DAS TBMs	28
2.3	MÉTODOS PARA AVALIAÇÃO DA ESTABILIDADE DE FACE DE ESCAVAÇÃO	31
2.3.1	MÉTODOS ANALÍTICOS	31
2.4	METODO DE ELEMENTOS FINITOS (MEF)	45
2.4.1	APLICAÇÃO DO MEF EM ESTUDOS GEOTÉCNICOS	47
3	<u>METODOLOGIA</u>	51
3.1	ESTUDO DE CASO	52
3.2	METODOLOGIA PARA APLICAÇÃO DO MÉTODO ANALÍTICO	54
3.3	APLICAÇÃO DO MEF	54
4	<u>RESULTADOS</u>	62
4.1	RESULTADOS DO MÉTODO ANALÍTICO DE MOLLON ET AL. (2009)	62
4.1.1	RELAÇÃO C/D = 0,5	62
4.1.2	RELAÇÃO C/D = 1	63
4.1.3	RELAÇÃO C/D = 2	63
4.2	DISTRIBUIÇÃO DE TENSÕES E DESLOCAMENTOS	65
4.3	ANÁLISE NUMÉRICA NO ABAQUS	67
4.3.1	VISÃO GERAL DA MODELAGEM	67
4.3.2	CAMINHOS DE EXTRAÇÃO (PATHS) E GRANDEZAS ANALISADAS	68
4.3.3	RESULTADOS DE DESLOCAMENTO	70
4.3.4	RESULTADOS DE TENSÕES	79
5	<u>CONCLUSÕES</u>	86
6	<u>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS</u>	88
7	<u>ANEXOS</u>	93

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Colapso com afloramento em Munique, Alemanha 1994 (Seidenfuss, 2006).	19
Figura 2 - Colapso subterrâneo (Seidenfuss, 2006).	20
Figura 3 - Ocorrência de squeezing na construção do túnel para a ligação de alta velocidade entre Lyon e Turim. (Melâneo, 2011).	21
Figura 4 - Infiltração e inundação de água (Reynolds, 2014).	22
Figura 5 - Colapso do emboquilhamento (Seidenfuss, 2006).	22
Figura 6 - Principais causas de acidentes na execução de túneis em percentual (Adaptado Seidenfuss, 2006).	23
Figura 7 - Método de construção a céu aberto. Metrô de Brasília-DF (Assis, 2013).	24
Figura 8 - Método de parcialização (NATM) – Metrô de Santiago (dr-sauer.com, 2014).	25
Figura 9 - Método de escavação “Tunnel Liner” (cintac 2014).	25
Figura 10 - Instabilidade na face de escavação. (S. Zhou et al., 2020).	28
Figura 11 - Diagrama de pressões (Idinger et al., 2011).	29
Figura 12 - Sistema EPB (Pietro, 2008).	30
Figura 13 - Ilustração esquemática de uma Hydroshield (Herrenknecht, 2014).	30
Figura 14 - Representação esquemática de uma tuneladora tipo SS (Hernandez, Y.Z., 2021).	31
Figura 15 - Geometria considerada na análise desenvolvida por Leca e Dormieux (1990).	34
Figura 16 - Velocidade de descontinuidade (Leca & Dormieux, 1990).	36
Figura 17 - Mecanismos de ruptura: MI, MII e MIII. Solução do Limite Superior (Leca & Dormieux, 1990).	38
Figura 18 - Campos de tensão: a) SI, b) SII e c) SIII. Solução do Limite Inferior (Leca & Dormieux, 1990).	40
Figura 19 - Comparação entre as superfícies de ruptura (Leca & Dormieux, 1990).	41
Figura 20 - Mecanismos de falha para a estabilidade de face (Mollon et al., 2009).	42
Figura 21 - Superfície tridimensional do mecanismo MI (Mollon et al., 2009).	43
Figura 22 - Distribuição das tensões principais ao redor do túnel (Mohammed Sazid e Hussin A. Ahmed 2019).	49
Figura 23 - Distribuição das tensões de cisalhamento ao redor do túnel (Mohammed Sazid e Hussin A. Ahmed 2019).	49

Figura 24 - Comparação da distribuição de tensões ao redor do túnel antes e após escavação (Mohammed Sazid e Hussin A. Ahmed 2019).	49
Figura 25 - Deslocamento nas condições de colapso para C/D = 1,0 (Minghui Sun et al. 2022).	50
Figura 26 - Efeito da relação cobertura/diâmetro sobre a pressão mínima de suporte normalizada (Minghui Sun et al. 2022).	50
Figura 27 - Fluxograma da metodologia.	52
Figura 28 - Dimensões do modelo numérico (em metros).	53
Figura 29 - Projeto da caixa de aço usada no modelo.	60
Figura 30 - Caixa teste retangular para elaboração dos modelos físicos.	60
Figura 31 - Vista frontal e sala de controle da centrífuga.	60
Figura 32 - Resultado obtido para C/D = 0,5 através do software Matlab utilizando modelo proposto por Mollon et al.(2009).	62
Figura 33 - Resultado obtido para C/D = 1 através do software Matlab utilizando modelo proposto por Mollon et al.(2009).	63
Figura 34 - Resultado obtido para C/D = 2 através do software Matlab utilizando modelo proposto por Mollon et al.(2009).	63
Figura 35 - Campos de deslocamentos (a) Indiger et al., 2011 (b) protótipo do presente trabalho realizado no ABAQUS (c) modelagem física Martins, 2025.	66
Figura 36 - Sequência de passos (Steps) empregada no Abaqus.	68
Figura 37 - Path1 Superfície do terreno (horizontal).	69
Figura 38 - Path2 Topo (coroa) do túnel (horizontal).	69
Figura 39 - Path3 Frente de escavação (vertical).	70
Figura 40 - Path4 Região afastada da face (vertical).	70
Figura 41 - Deslocamentos para C/D=0,5. Recalque U3.	71
Figura 42 - Deslocamentos para C/D=1. (a) Recalque U3 (b) Deslocamento total U72	
Figura 43 - Deslocamentos para C/D=2. (a) Recalque U3 (b) Deslocamento total U73	
Figura 44 - Gráfico de recalque para C/D=0,5.	75
Figura 45 - Gráfico de recalque para C/D=1.	75
Figura 46 - Gráfico de recalque para C/D=2.	76
Figura 47 - Evidência experimental do padrão de deslocamento tipo “chaminé” (modelo físico em centrífuga). Martins, 2025.	77
Figura 48 - Gráfico de recalque (modelo físico) para C/D=0,5. Martins, 2025.	78
Figura 49 - Gráfico de recalque (modelo físico) para C/D=1. Martins, 2025.	78

Figura 50 - Gráfico de recalque (modelo físico) para $C/D=2$. Martins, 2025.	79
Figura 51 - Gráfico 1: Comparação das tensões verticais e horizontais entre o estado geostático de referência e a frente de escavação ao longo da profundidade para $C/D = 0,5$	80
Figura 52 - Gráfico 2: Comparação das tensões verticais e horizontais entre a frente de escavação e a região posterior à frente ao longo da profundidade para $C/D = 0,5$	81
Figura 53 - Gráfico 1: Comparação das tensões verticais e horizontais entre o estado geostático de referência e a frente de escavação ao longo da profundidade para $C/D = 1$	81
Figura 54 - Gráfico 2: Comparação das tensões verticais e horizontais entre a frente de escavação e a região posterior à frente ao longo da profundidade para $C/D = 1$	82
Figura 55 - Gráfico 1: Comparação das tensões verticais e horizontais entre o estado geostático de referência e a frente de escavação ao longo da profundidade para $C/D = 2$	82
Figura 56 - Gráfico 2: Comparação das tensões verticais e horizontais entre a frente de escavação e a região posterior à frente ao longo da profundidade para $C/D = 2$	83

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Casos históricos de túneis escavados com TBM (Hernandez, 2021).	26
Tabela 2 - Métodos analíticos na avaliação da estabilidade da face de escavação (Hernandez, Y.Z., 2021).....	32
Tabela 3 - Coeficientes de peso para o Limite Inferior (Hernandez, Y.Z., 2016).....	39
Tabela 4 - Comparação dos resultados das pressões de terra (Dormieux and Leca 1990).	41
Tabela 5 - Métodos analíticos aplicados à análise da estabilidade da frente de escavação (Hernandez, Y.Z., 2016).....	44
Tabela 6 - Valores do Coeficiente de Poisson correlacionados com o tipo de solo (Marongon, 2012).....	57
Tabela 7 - Valores dos parâmetros de resistência do solo (Faculdade Sudoeste Paulista – FSP).	58
Tabela 8 - Valores para Módulo de Elasticidade (PUC GOIÁS).....	58
Tabela 9 - Tabela 9 – Dimensões aplicadas no ABAQUS.	61
Tabela 10 - Comparação entre os três casos gerados no software.	67

1 INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Atualmente, os túneis urbanos desempenham um papel vital nas infraestruturas das cidades modernas, proporcionando rotas eficientes para o transporte de pessoas e mercadorias, bem como facilitando o acesso a serviços essenciais e áreas de lazer. Essas estruturas subterrâneas são projetadas para atravessar áreas densamente povoadas, onde o espaço na superfície é limitado e os desafios de mobilidade são significativos. Desde vias expressas e metrô até sistemas de esgoto e utilidades subterrâneas, túneis urbanos desempenham uma variedade de funções essenciais para o funcionamento das metrópoles modernas.

No entanto, o planejamento, projeto e construção de túneis urbanos apresentam desafios únicos, incluindo o gerenciamento de impactos ambientais, a mitigação de perturbações nas comunidades locais e a garantia da segurança das estruturas e dos ocupantes. Uma compreensão abrangente das técnicas de construção, métodos de escavação, análise de estabilidade e gerenciamento de riscos é fundamental para o desenvolvimento bem-sucedido de túneis urbanos que atendam às necessidades da população e promovam o desenvolvimento sustentável das cidades.

Ademais, a utilização do espaço subterrâneo revela-se como solução à poluição gerada pelas metrópoles devido a queima de combustível oriundo do avanço do transporte terrestre. Portanto, as vantagens da utilização dos túneis são muitas, entre elas é possível citar a economia de tempo e energia, a preservação de patrimônios históricos, o aproveitamento do espaço em áreas limitadas e os menores impactos ambientais. O uso de túneis envolve, além do transporte urbano, condutos de energia, água, telecomunicações e outras finalidades com fins industriais e militares.

A Associação Internacional de Túneis e Espaço Subterrâneo (AITES/ITA) apresenta algumas razões para a utilização do espaço subterrâneo da seguinte maneira (Hernandez, Y.Z., 2021):

- Desempenham um papel ambiental vital, transportando água limpa e residual das áreas urbanas;
- Fornecem sistemas de transporte urbano seguro, rápido e ambientalmente correto;

- Permitem que menos veículos circulem pela superfície diminuindo o ruído do tráfego e a poluição do ar, além de viabilizar a utilização das zonas na superfície para outros fins;
- As obras subterrâneas são menos vulneráveis às condições externas e provocam menos perturbação na superfície ao precisar de manutenção.

O desenvolvimento da engenharia de túneis modernos no Brasil teve início nas décadas de 1950 e 1960, durante o planejamento e construção dos sistemas de metrô em São Paulo e Rio de Janeiro (Rocha, H. C., 2012). Os túneis foram construídos utilizando métodos como o Austríaco (NATM), valas a céu aberto (*cut and cover*) e tuneladoras TBM (*Tunnel Boring Machine*).

Os túneis urbanos representam uma solução crucial para a mobilidade urbana, permitindo o fluxo eficiente de veículos e pessoas em áreas densamente povoadas. No entanto, um dos principais desafios enfrentados na sua implantação é a profundidade necessária para sua construção. À medida que as cidades crescem verticalmente e o espaço na superfície se torna cada vez mais escasso, a construção de túneis requer escavações em profundidades consideráveis, muitas vezes abaixo do lençol freático e das fundações de edifícios existentes. Isso pode levar a complicações significativas, como o deslocamento do solo, interferência nas infraestruturas subterrâneas pré-existentes e o aumento dos custos de construção e manutenção.

Além disso, a profundidade de implantação dos túneis urbanos também pode impactar na segurança das estruturas. Túneis construídos em profundidades substanciais podem ser mais vulneráveis a eventos sísmicos, intrusões de água subterrânea e instabilidades geotécnicas, exigindo medidas adicionais de proteção e monitoramento. Portanto, a seleção cuidadosa das rotas de túneis, a escolha do método de escavação e a consideração dos desafios geotécnicos e ambientais associados à profundidade de implantação são essenciais para minimizar a possibilidade de falha do túnel, garantindo o sucesso e a sustentabilidade desses projetos urbanos cruciais.

1.2 PROBLEMÁTICA E MOTIVAÇÃO DA PESQUISA

Os túneis possuem uma complexidade que é comum a todos eles, independentemente de como ou onde ele está sendo executado. A instabilidade da face de escavação em túneis é uma questão crucial na engenharia geotécnica, pois está diretamente relacionada à segurança e eficiência das operações subterrâneas. A problemática dessa instabilidade surge devido às condições geológicas variáveis encontradas durante a escavação, que podem incluir diferentes tipos de solo, rochas, água subterrânea e pressões variáveis. Compreender e prever essas condições é essencial para evitar falhas catastróficas, garantir a integridade estrutural e, da infraestrutura urbana adjacente ao eixo do túnel.

Em primeiro lugar, a variação nas características geológicas ao longo do percurso do túnel pode resultar em desafios imprevistos. A presença de camadas de solo instáveis, falhas geológicas ou zonas de fratura podem levar a instabilidades na face de escavação, aumentando o risco de deslizamentos de terra, colapsos ou subsidências. Estudar essas condições é fundamental para o planejamento e a implementação de medidas de estabilização apropriadas.

As pressões de face dependem do método de escavação empregado, sendo um exemplo o método mecanizado, que utiliza tuneladoras. As quais aplicam uma pressurização através da administração de uma força que reage à pressão ativa exercida pelo solo na face de escavação.

Uma determinação precisa da pressão de face limite é essencial para prevenir o colapso da estrutura. Uma pressão de face excessivamente baixa pode resultar na chamada falha ativa da estrutura, levando ao colapso. Por outro lado, uma pressão excessivamente alta pode ocasionar uma falha passiva (*blow-out*), ocorrendo quando a massa de solo se desloca em direção à superfície do terreno (Hernandez, Y.Z., 2021).

A utilização de *Tunnel Boring Machines* (TBM) na construção de túneis representa um avanço significativo na engenharia de escavação subterrânea. As TBMs, atualmente muito utilizadas na construção de túneis urbanos, são máquinas especializadas projetadas para perfurar túneis de forma eficiente e segura, oferecendo benefícios como velocidade de construção, redução de impactos ambientais e minimização de perturbações superficiais.

Segundo Hernandez (2021), em uma escavação conduzida com TBM, a sustentação da face do túnel é proporcionada pelo mecanismo de corte da tuneladora e pela pressão gerada na câmara de escavação, ao passo que as paredes do túnel recebem apoio do *shield* e do revestimento final (Kim e Tonon, 2010). A pressão de face, imposta pela tuneladora, exibe um comportamento não uniforme devido ao peso próprio do material presente na câmara de escavação. Entretanto, inúmeras pesquisas adotam a simplificação desse fenômeno, tratando a pressão de face de forma uniforme em seus modelos numéricos (Y. Li et al., 2009; Chengping Zhang et al., 2015; Panji et al., 2016; Ukritchon et al., 2017; M. Huang et al., 2018).

Ao lidar com a instabilidade da face de escavação em túneis construídos com TBMs, a aplicação de modelos matemáticos desempenha um papel crucial. Esses modelos auxiliam na previsão e análise do comportamento do solo e das rochas durante a escavação, permitindo uma abordagem segura na determinação de parâmetros operacionais, como a pressão de face adequada. Modelos matemáticos, apesar de dependerem de hipóteses simplificadoras, também possibilitam a simulação de diferentes cenários geológicos, contribuindo para o desenvolvimento de estratégias de mitigação de riscos. Em túneis rasos, a importância dos modelos matemáticos é ampliada, pois as condições geológicas podem ser mais dinâmicas e suscetíveis a mudanças rápidas.

Na literatura, encontram-se diversos métodos de análise voltados para os desafios relacionados à instabilidade da face de escavação de túneis. Diversos pesquisadores desenvolveram modelos matemáticos destinados a avaliar a estabilidade da face de escavação em túneis rasos e antecipar o comportamento da frente de escavação. Entre esses modelos destacam-se os propostos por Davis et al. (1980), Mühlhaus (1985), Leca e Dormieux (1990) e Mollon et al. (2009). Cada um desses métodos tem evoluído a partir das melhorias em relação aos seus predecessores, resultando em modelos cada vez mais otimizados para obter resultados mais aprimorados. Os parâmetros de resposta derivados da aplicação desses métodos incluem a pressão necessária na face de escavação para garantir a estabilidade e a determinação da superfície de ruptura (Hernandez, 2021).

Dessa forma, a análise da estabilidade da face de túneis rasos considerando pressões de face uniformes em solos não coesivos torna-se a principal motivação desta pesquisa. Visto que, casos como este podem resultar em desafios particulares

como subsidências e deslocamentos do solo. Entender como essas condições podem afetar áreas circundantes e estruturas existentes é crucial para evitar impactos adversos, como recalques ou danos às edificações. Portanto, o estudo detalhado desses cenários e a utilização dos métodos mencionados anteriormente, visando obter resultados mais próximos da realidade, contribuem não apenas para a segurança do túnel em si, mas também para a proteção do ambiente urbano ao redor.

Portanto, estudar o comportamento de túneis em solos não coesivos é crucial, uma vez que esses solos apresentam uma condição crítica em termos de estabilidade. Nesses casos, o principal fator de resistência é o ângulo de atrito interno entre as partículas do solo. Compreender como os túneis interagem com esse tipo de solo é essencial para garantir a segurança e a estabilidade das estruturas subterrâneas.

1.3 OBJETIVOS

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

Dessa forma, a geometria adotada no modelo numérico reproduz exatamente o modelo físico utilizado nos ensaios em centrífuga geotécnica que vinham sendo conduzidos em paralelo, assegurando coerência entre os métodos e permitindo comparação direta dos mecanismos observados. Os métodos analíticos considerados são definidos tendo como base suas vantagens e desvantagens. Ao explorar os limites da estabilidade por meio de abordagens analíticas, busca-se determinar até que ponto a face de escavação pode ser mantida em condições seguras. E por fim, o modelo numérico será validado por meio da comparação com o método analítico.

Os objetivos específicos delineados são os seguintes:

- Investigar a literatura pertinente à temática do trabalho para abordar as principais questões e problemáticas no contexto teórico do estudo.
- Elaborar um modelo simplificado que seja compatível com soluções analíticas existentes, visando a validação dos resultados obtidos por meio do software de elementos finitos ABAQUS 3D®;

- Realizar uma comparação entre os resultados obtidos pelo método analítico, pelas simulações numéricas e pelo modelo físico em centrifuga, a fim de avaliar a consistência e a precisão das abordagens adotadas.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Este capítulo apresenta uma revisão bibliográfica sobre a construção de túneis com TBM, assim como os principais métodos de análise da área. Nele são descritas ainda as particularidades em torno do programa de elementos finitos e os métodos para avaliação da estabilidade de face de escavação.

2.1 COLAPSO DE TÚNEIS

Falhas ou colapsos durante a construção de túneis podem derivar de várias causas, frequentemente resultantes da interação de fatores desfavoráveis durante o processo de escavação. Exemplos incluem condições geológicas adversas no maciço rochoso e a seleção inadequada do método de escavação.

É essencial categorizar os colapsos em diversas classes para que possam ser adequadamente descritos e compreendidos. A seleção dessas categorias leva em consideração vários fatores, como a localização, a extensão, os efeitos, as consequências, as causas, os mecanismos, entre outros.

A análise dos dados relativos a colapsos de túneis deve considerar duas peculiaridades que não são comuns em outras estruturas:

- A maioria dos colapsos de túneis ocorre durante o período de construção. Conforme destacado por Proske *et al.* (2019), mais de 80% dos casos de colapso registrados ocorreram durante a fase de escavação.
- Uma parcela significativa dos danos aos túneis está associada a acidentes de transporte que ocorrem dentro do túnel, muitas vezes seguidos por incêndios. Incêndios representam uma ameaça substancial para túneis devido ao calor gerado e à alteração das propriedades dos materiais envolvidos, conforme discutido por Ingason *et al.* (2015).

Diversos bancos de dados e catálogos que compilam informações sobre colapsos e danos em túneis estão disponíveis na literatura, sendo alguns exemplos Seidenfuss (2006), Zhao (2009), Sousa (2010), Reiner (2011), CEDD (2015) e Zhang *et al.* (2016).

2.1.1 CLASSIFICAÇÃO

Uma classificação dos tipos de colapso foi delineada por Seidenfuss (2006). Sendo assim, serão apresentadas e definidas cinco categorias distintas de colapso, as quais são: colapsos à luz do dia, colapsos subterrâneos, *squeezing*, inundações e infiltrações de água, e colapsos do emboquilhamento.

2.1.1.1 Colapso com afloramento (*daylight collapse*)

Refere-se a um tipo de colapso no qual o maciço do solo é exposto à superfície, frequentemente devido à erosão causada por águas subterrâneas. Esse fenômeno pode resultar na exposição visível, ou não, do túnel desde a cratera até a superfície. É uma ocorrência comum em túneis urbanos e rasos, sendo facilmente identificável pela abertura significativa causada na superfície do terreno, conforme ilustrado na Figura 1.



Figura 1 - Colapso com afloramento em Munique, Alemanha 1994 (Seidenfuss, 2006).

2.1.1.2 Colapso subterrâneo (*underground collapse*)

Esta categoria é subdividida em três subclasses e abrange colapsos que ocorrem durante a construção do túnel, afetando pessoas e máquinas, mas sem afetar a superfície. Ela envolve a queda de materiais e a formação de uma cavidade durante o desmonte de maciços. Esses colapsos podem ocorrer em várias partes da seção do túnel em escavação, especialmente (1) no teto (*roof collapse*) ou (2) na parede lateral do túnel (*side-wall caving*), bem como (3) na frente de escavação (*heading hurrying on ahead of the driving*).

Este tipo de colapso é provavelmente o mais comum na construção de túneis. No entanto, nem todos os colapsos subterrâneos são documentados, ao contrário dos colapsos à luz do dia, que, devido ao seu impacto ambiental, raramente passam despercebidos. Um exemplo do colapso da parede lateral de um túnel no Brasil é ilustrado na Figura 2.



Figura 2 - Colapso subterrâneo (Seidenfuss, 2006).

2.1.1.3 Squeezing

O fenômeno de *squeezing*, ou fluência, manifesta-se quando o material rochoso de baixa resistência se desloca para o interior da escavação do túnel, impulsionado pela ação da gravidade e pelos elevados campos de tensão presentes no maciço. Os efeitos desta fluência tornam-se prontamente visíveis durante o processo de escavação, impactando os hasteais e a frente de escavação. A expansão do volume de rocha sujeito a esse fenômeno no túnel ocorre de maneira gradual. Os efeitos do *squeezing* na escavação estão diretamente relacionados às características do suporte utilizado. Exemplo ilustrado na Figura 3.



Figura 3 - Ocorrência de squeezing na construção do túnel para a ligação de alta velocidade entre Lyon e Turim. (Melâneo, 2011).

2.1.1.4 Infiltração e inundação de água

A presença de água na construção de túneis pode acarretar diversos desafios, variando em gravidade conforme a quantidade de água (infiltração ou inundação), as medidas preventivas adotadas e as características do maciço rochoso. Esse fenômeno impacta significativamente o processo de construção, a estabilidade do túnel e do entorno, podendo, em casos extremos, resultar em colapsos à luz do dia. A pressão da água infiltrada gera um poder erosivo considerável, contribuindo para a instabilidade da face de escavação.

É comum que a presença de água seja a etapa preliminar de outra categoria de colapso, indicando que tanto os colapsos à luz do dia quanto os subterrâneos podem ter sua origem na inesperada manifestação de água durante o processo construtivo. A Figura 4 ilustra uma entrada de fluxo d'água durante a escavação de um túnel.



Figura 4 - Infiltração e inundação de água (Reynolds, 2014).

2.1.1.5 Colapso do emboquilhamento

A região do emboquilhamento ou pórtyco do túnel é frequentemente caracterizada por desafios proeminentes durante o processo de escavação. As questões enfrentadas nessa área específica podem decorrer da natureza geológica do terreno, da ausência de confinamento na área de recobrimento e da presença de descontinuidades no maciço. A Figura 5 exemplifica este tipo de colapso.



Figura 5 - Colapso do emboquilhamento (Seidenfuss, 2006).

2.1.2 CASOS HISTÓRICOS

É evidente o elevado risco associado às obras subterrâneas devido à sua relação direta com fatores imprevisíveis, frequentemente culminando em acidentes. Ao longo da história da utilização do espaço subterrâneo, foram registrados inúmeros casos de colapsos em túneis, muitos dos quais resultaram em consequências fatais e impactos econômicos. Segundo Wannick (2007), nenhum outro setor da construção

civil foi tão amplamente impactado por danos significativos desde o início dos anos 90.

Vergara (2013) aborda as causas de incidência estatisticamente, com base em um estudo conduzido por Seidenfuss (2006). Nesse estudo, que avaliou 107 incidentes em túneis, os incidentes foram classificados de acordo com a causa do colapso. O gráfico resultante desse estudo, ilustrado na Figura 6, é apresentado por Vergara (2013), que também destaca o percentual de incidentes com causas desconhecidas, atingindo 20%, corroborando a imprevisibilidade dos fatores causais.

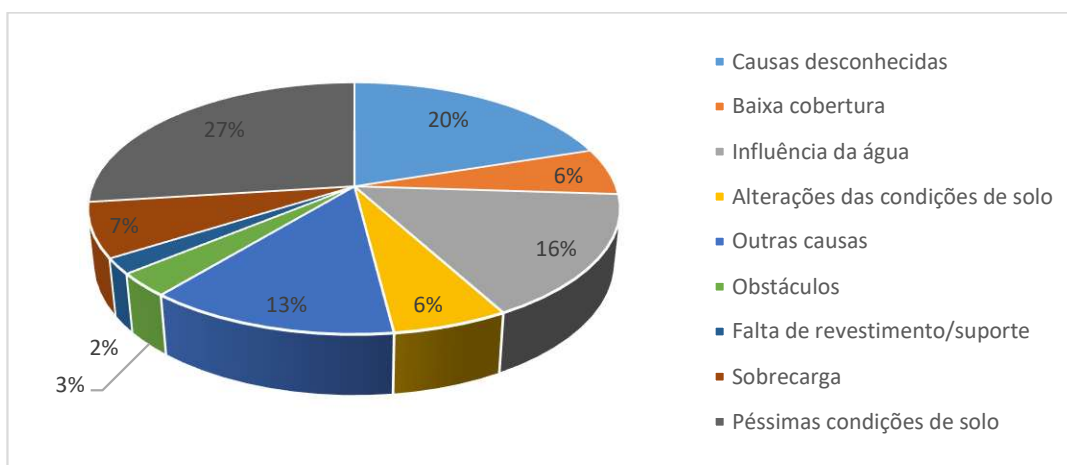


Figura 6 - Principais causas de acidentes na execução de túneis em percentual (Adaptado Seidenfuss, 2006).

No Anexo A deste trabalho, os casos de acidentes em túneis de todo o mundo, que envolveram o colapso da face, estão catalogados em ordem cronológica, apresentando suas principais causas (Chan, 2015; Seidenfuss, 2006). Ademais, são listados os casos em que o colapso foi classificado como colapso com afloramento, muitas vezes correlacionado ao colapso da face. Destaca-se que, entre os casos apresentados no Anexo A, aqueles correspondentes ao colapso da face representam aproximadamente 35% do total de casos analisados (85 casos), destacando a incidência significativa desse tipo de colapso na construção de túneis e a importância de seu estudo.

2.2 MÉTODOS DE ESCAVAÇÃO DE TÚNEIS

Existem diversos métodos de escavação de túneis, cada um elaborado para atender a condições geológicas distintas, objetivos de construção específicos e requisitos técnicos particulares. Na escolha do método de escavação, é crucial considerar uma variedade de fatores, tais como as características e parâmetros do

maciço, prazos de execução, níveis desejados de segurança e os impactos ambientais resultantes, incluindo movimentos induzidos pela escavação e suas implicações para estruturas e instalações próximas.

Os diferentes métodos de escavação existentes são abordados nessa seção de forma resumida, dedicando uma atenção mais detalhada à escavação mecanizada, que constitui o foco principal da presente pesquisa. Dito isto, alguns dos métodos de escavação de túneis mais comuns incluem:

- **VCA (vala a céu aberto) / Cut and Cover:** É uma abordagem comumente adotada em solos moles, caracterizada por uma tecnologia simplificada em comparação com outras formas de escavação. Conforme descrito por Travagin (2012), essa metodologia implica na escavação de uma trincheira na modalidade "*Bottom-up*", realizada de baixo para cima. Após a escavação, procede-se à contenção lateral do talude, sendo essas contenções classificadas como provisórias ou definitivas, integrando a estrutura lateral do túnel. Os métodos realizados a céu aberto variam conforme o tipo de escoramento ou sequência executiva adotada, exemplo na Figura 7.



Figura 7 - Método de construção a céu aberto. Metrô de Brasília-DF (Assis, 2013).

- **NATM (New Austrian Tunneling Method):** O método convencional de escavação conhecido como NATM (Novo Método Austríaco de Abertura de Túneis) preconiza o uso de um suporte otimizado, que deve possuir uma flexibilidade específica e ser instalado no momento adequado. Conforme mencionado por Assis (2002), a principal preocupação reside na determinação do momento ideal para a instalação do suporte, visando evitar a desagregação

do maciço, que pode ocorrer caso o tempo de autossustentação seja ultrapassado. (Figura 8)



Figura 8 - Método de parcialização (NATM) – Metrô de Santiago (dr-sauer.com, 2014).

- **Método Tunnel Liner:** Utilizado em túneis circulares com diâmetro pequeno a médio (1,2 m a 5 m), este método se destaca pela escavação modular do solo e pela montagem simultânea do revestimento metálico do túnel (Figura 9). É especialmente adequado para túneis de pequeno diâmetro, como os utilizados para drenagem e travessia. Uma das vantagens desse método é proporcionar maior segurança ao operador na frente de escavação, devido à reduzida área exposta, conforme destacado pela ECO Túneis (2020).



Figura 9 - Método de escavação "Tunnel Liner" (cintac 2014).

2.2.1 TBMs (TUNNEL BORING MACHINES)

A escavação de túneis em solos não coesivos, como areias, representa um desafio significativo devido às características específicas desses materiais. Diversos métodos são empregados para superar os obstáculos apresentados por solos não coesivos durante a construção de túneis, e a escolha do método adequado depende das condições particulares do local, da geologia do maciço e dos requisitos do projeto.

Nesse contexto, a escavação mecânica, geralmente realizada por meio de máquinas de escavação de túneis (*Tunnel Boring Machines - TBMs*), destaca-se como uma abordagem eficaz em solos não coesivos. As TBMs são equipadas com cabeças de corte robustas, projetadas para lidar com a abrasividade das areias. Essas máquinas cortam e trituram o solo, simultaneamente transportando os detritos para fora do túnel. A eficiência desse método é particularmente notável em túneis de grandes diâmetros.

A utilização de tuneladoras viabiliza a construção de túneis de forma rápida, eficaz e segura, levando em consideração a estabilidade da face do túnel. A Tabela 1 apresenta 36 casos históricos de túneis escavados com tuneladoras em diversas regiões e tipos de solos ao redor do mundo (Hernandez, 2021). Os dados compilados nesta tabela foram extraídos do estudo de Zare Naghadehi et al. (2019) e complementados pelo site www.urbanrail.net (Schwandl, 2020).

Tabela 1 - Casos históricos de túneis escavados com TBM (Hernandez, 2021).

	Projeto (Ano*)	País	Geologia predominante
1	Metrô de Bangkok, linha azul (2004)	Tailândia	Argila mole de Bangkok
2	Metrô do Cairo, linha 3 (2009)	Egypto	Areia e argila siltosa
3	Túnel de drenagem da Cidade de México (2019)	México	Argila, areia siltosa, silte arenoso
4	Túnel de esgoto da Cidade de México (2019)	México	Silte arenoso, argila da Cidade de México
5	Metrô de Milan, linha 5 (2015)	Itália	Cascalho arenoso, areia siltosa
6	Metrô de Roma, linha C (2014)	Itália	Tufo arenoso e siltoso
7	Metrô de Turim, linha 1 (2006)	Itália	Areia e pedregulho
8	Metrô de Shangai, linha 2 (2011)	China	Argila e argila siltosa
9	Metrô de Shangai, linha 4 (2007)	China	Argila e argila siltosa
10	Metrô de Shangai, linha 11 (2009)	China	Argila e argila siltosa
11	Metrô de Shangai, linha 13 (2012)	China	Argila e argila siltosa
12	Metrô de Tianjin, linha 3 (2013)	China	Silte, argila, argila siltosa
13	Metrô de Tianjin, linha 9 (2012)	China	Silte, argila, argila siltosa
14	Metrô de Guangzhou, linha 3 (2018)	China	Areia siltosa
15	Metrô de Guangzhou, linha 7 (2016)	China	Areia siltosa

16	Metrô de Guangzhou, linha 9 (2017-hoje)	China	Areia siltosa
17	Metrô de Nanjing, linha 1 (2014)	China	Areia siltosa, argila siltosa
18	Metrô de Shenzhen, linha 2 (2020)	China	Argila, Areia de cascalho
19	Metrô de Chengdu, linha 1 (2018)	China	Argila siltosa, pedregulho arenoso
20	Metrô de Tabriz, linha1 (2020)	Iran	Areia siltosa, pedregulho
21	Metrô de Teerão, linha 2 (2010-hoje)	Iran	Pedregulho, areia siltosa
22	Metrô de Teerão, linha 4 (2012)	Iran	Pedregulho, pedregulho siltoso
23	Metrô de Teerão, linha 7 (2017)	Iran	Pedregulho arenoso, areia de cascalho, areia siliciosa, argila
24	Metrô de Shiraz, linha 1 (2020)	Iran	Argila, silte
25	Metrô de Ahvaz, linha 1 (2018)	Iran	Areia, argila, argila siltosa
26	Metrô de Karaj, linha 2 (2010)	Iran	Areia, argila
27	Túnel de Esgoto do Ontário (2020)	Canada	Argila arenosa
28	Transporte ferroviário ligeiro norte de Edmonton (2015)	Canada	Argila de Edmonton
29	Metrô de Frankfurt (2010)	Alemanha	Areia, argila de Frankfurt
30	Túnel de Steinhaldenfeld (2005)	Alemanha	Solo residual
31	Túnel de Westerschelde (2003)	Holanda	Argila, areia
32	Túnel de Heinenoord (1999)	Holanda	Areia, turfa, argila siltosa
33	Heathrow Trial Tunnel (1992)	UK	Pedregulho, argila de Londres
34	BART São Francisco (2020)	USA	Lama da Baía de São Francisco
35	Metrô de Washington, matriz C (1976)	USA	Areia siltosa, argila siltosa
36	Linha do Aeroporto de Changi (2002)	Singapura	Areia, Pedregulho, Argila siltosa
<i>*Refere-se à última atualização (construção ou extensão)</i>			

Segundo Hernandez (2021), durante a escavação com TBM, a face do túnel é sustentada pelo mecanismo de corte da tuneladora e pela pressão exercida na câmara de escavação. É crucial definir corretamente essa pressão durante a fase de projeto, assim como contar com a experiência do operador da máquina. Por outro lado, as paredes do túnel recebem suporte do *shield* e do revestimento final, conforme destacado por Kim e Tonon (2010). Na Figura 10, são esquematizados possíveis danos provenientes da instabilidade da face de escavação de um túnel com TBM, que variam desde os custos de reparação de pavimentos danificados até a reabilitação de edificações existentes, além de representar ameaças à vida.

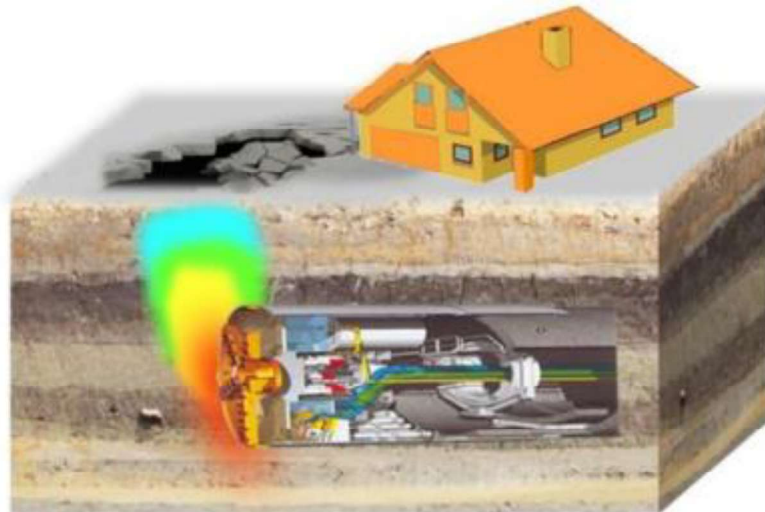


Figura 10 - Instabilidade na face de escavação. (S. Zhou et al., 2020).

2.2.2 PRINCÍPIO DE FUNCIONAMENTO DAS TBMs

Diversos tipos de tuneladoras estão disponíveis, cada uma com especificações distintas, adaptadas ao tipo de maciço que será escavado. Atualmente, essa tecnologia se diversifica em várias categorias de tuneladoras, permitindo a escavação desde rochas duras até terrenos arenosos. Com base no meio de trabalho, podemos classificar as tuneladoras em dois tipos principais: aquelas destinadas à escavação em meio rochoso e aquelas projetadas para trabalhar em solos. A seguir, exploraremos as máquinas utilizadas na escavação em solo, foco central deste trabalho.

A escavação em solo pode ser realizada por meio de tuneladoras que empregam fluido (lama bentonítica ou água) para estabilizar a face (*Slurry/Hydro Shield Pressure Balance*) ou por tuneladoras que utilizam o próprio solo escavado para a pressurização (*EPB - Earth Pressure Balance*). Em ambos os tipos de TBMs, o princípio subjacente é que as deformações podem ser significativamente reduzidas se a escavação for realizada com pressurização da face do túnel (Hernandez, Y.Z., 2021).

A determinação da pressão mínima necessária na face do túnel está sujeita a diversos fatores, tais como coesão, ângulo de atrito, permeabilidade do solo, tipo de equipamento utilizado, velocidade de escavação, diâmetro do túnel, cobertura, localização da linha freática e peso unitário da lama ou do solo empregados para a pressurização (Kim e Tonon, 2010; Hernandez, Y.Z., 2021). A Figura 11 oferece uma

representação esquemática do diagrama de pressões associado ao uso dessas tuneladoras.

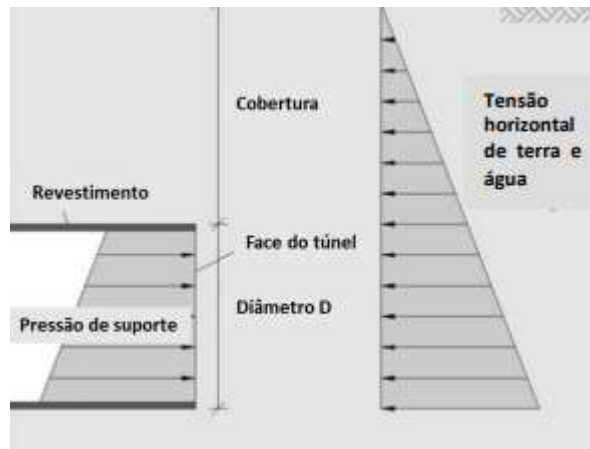


Figura 11 - Diagrama de pressões (Idinger et al., 2011).

As tuneladoras do tipo EPB realizam a pressurização da face por meio de uma mistura de espuma e/ou polímeros, utilizando o próprio solo escavado, ou seja, a pressão do próprio terreno, que é condicionado com aditivos específicos dentro da câmara de escavação. Esse processo visa alcançar a estabilidade equilibrando a pressão efetiva do solo e da água. Uma vez que esse equilíbrio é alcançado a escavação continua sendo que, o volume de solo extraído é igual ao volume presente na câmara de pressão (Pietro, 2008). A pressão na câmara de escavação é mantida controlando o volume do material retirado por meio da velocidade de rotação do transportador de resíduos da tuneladora (Figura 12). Esses tipos de tuneladoras constituem mais de 90% da produção mundial que envolve a pressurização da face (Zizka and Thewes, 2016). Ademais, as EPBs são máquinas projetadas para a escavação em terrenos não homogêneos, brandos, não coesivos e abaixo do nível da água (Hernandez, Y.Z., 2021).

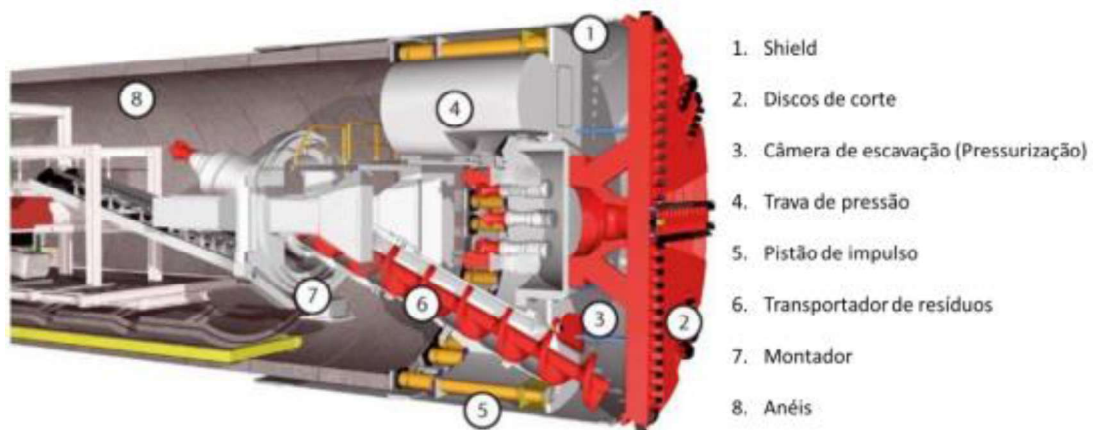


Figura 12 - Sistema EPB (Pietro, 2008).

As *Hydroshields*, também conhecidas como Shield Bentonítica, foram recentemente desenvolvidas para atender a exigências técnicas específicas relacionadas à segurança e estabilidade do terreno. Essas máquinas são projetadas para escavar terrenos não coesivos tanto acima quanto abaixo do nível da água, eliminando a necessidade de ar comprimido e minimizando as perturbações no ambiente circundante. Além disso, compartilham o mesmo princípio de funcionamento das EPBs, utilizando um fluido para pressurizar a face e garantir a estabilidade. A TBM do tipo SS/HS (*Slurry/Hydro Shield Pressure Balance*), exemplificada na Figura 13, possui uma cabeça cortante que escava a seção completa, assegurando o confinamento e o suporte da frente de trabalho por meio da manutenção da pressão com o fluido de escavação na câmara.

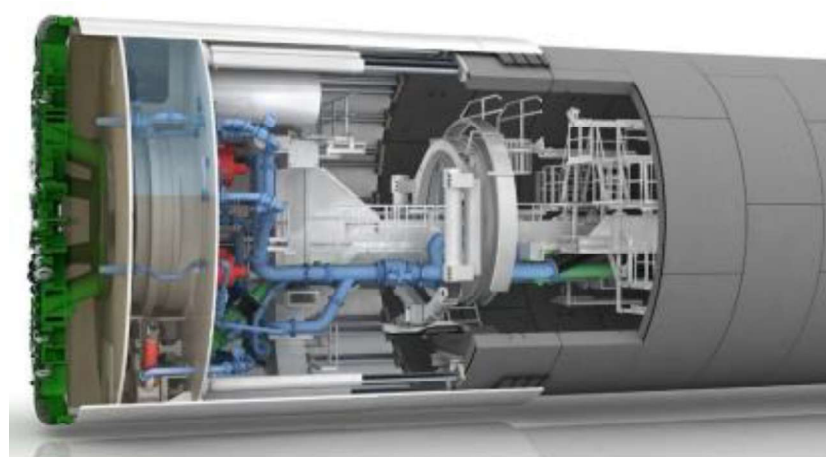


Figura 13 - Ilustração esquemática de uma Hydroshield (Herrenknecht, 2014).

É fundamental monitorar e regular a pressão na face de escavação dentro de um valor previamente estabelecido, controlando-a por meio da aplicação de ar comprimido, conforme ilustrado na Figura 14. Além disso, é essencial administrar a

quantidade de lama e analisar suas propriedades mais relevantes, como densidade e viscosidade. O ajuste da pressão do ar comprimido permite esvaziar o plenum em diferentes níveis, possibilitando a realização de atividades de manutenção, como a substituição dos discos de corte da tuneladora. Nessas circunstâncias, o próprio ar comprimido desempenha um papel crucial na preservação da estabilidade da face de escavação (Guglielmetti et al., 2008; Hernandez, Y.Z., 2021).

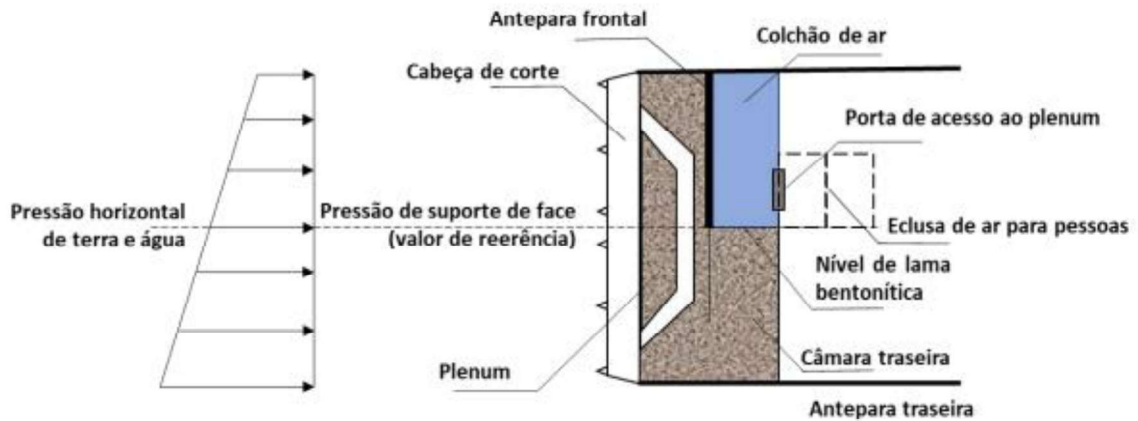


Figura 14 - Representação esquemática de uma tuneladora tipo SS (Hernandez, Y.Z., 2021).

2.3 MÉTODOS PARA AVALIAÇÃO DA ESTABILIDADE DE FACE DE ESCAVAÇÃO

2.3.1 MÉTODOS ANALÍTICOS

Diversas abordagens analíticas foram desenvolvidas para analisar a estabilidade da face de escavação em túneis, todas baseadas no Método do Equilíbrio Limite. Esse método permite a determinação dos limites superior e inferior da pressão necessária na face, utilizando respectivamente as abordagens cinemática e estática. Sua principal vantagem está na simplicidade, tornando-o uma opção viável para estudos preliminares em projetos, conforme destacado por Ibrahim et al. (2015). A Tabela 2 apresenta os principais métodos analíticos utilizados para estimar as pressões limite na face de escavação (Hernandez, Y.Z., 2021).

Tabela 2 - Métodos analíticos na avaliação da estabilidade da face de escavação (Hernandez, Y.Z., 2021).

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

*MC=Mohr-Coulomb; TR=Tresca

Verifica-se que o critério de ruptura mais amplamente adotado entre os métodos listados é o de Mohr-Coulomb. Diversos estudos indicam que o Critério de Coulomb apresenta alta eficiência na previsão do comportamento de falha do solo ou escoamento, conforme apontado por Bishop (1966), Britto e Gunn (1987) e Rocha (2014).

De acordo com Atkinson e Potts (1977), citados por Rocha (2014), a estabilidade de um túnel pode ser analisada teoricamente por meio dos Teoremas dos Limites Superior e Inferior, considerando que o material apresente um comportamento perfeitamente elastoplástico (Hernandez, Y.Z., 2021).

2.3.1.1 Teorema do Limite Inferior

A aplicação das equações de trabalho virtual é crucial para a resolução dos teoremas de análises limite. Essas equações são válidas apenas quando a geometria não sofre alterações significativas. Assim, a equação de trabalho virtual é definida como (Farias, 2014; Hernandez, Y.Z., 2016):

$$\sum \int_V \sigma_{ij} \varepsilon_{ij}^* dV = \sum T_i u_i^*$$

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).

2.3.1.2 Teorema do Limite Superior

De acordo com este teorema, caso exista um caminho de falha, o corpo ideal entra em colapso. Se assumirmos um mecanismo de deformação plástica compatível, representado por ε_{ij}^{p*} e u_i^{p*} de modo 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, conforme expresso por:

$$\sum T_i u_i^* = \sum F_i u_i^*$$

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):

$$\int_V \dot{D}(\varepsilon_{ij}) dV = \int_V \dot{\sigma}_{ij} \varepsilon_{ij} dV$$

Ao equacionar a taxa de trabalho externo em relação ao interno para qualquer mecanismo válido, obtém-se um limite superior inseguro da carga de colapso ou carga limite. Portanto, um Limite Superior pode ser caracterizado como um mecanismo cinematicamente admissível, no qual a energia de cada uma das cargas aplicadas (P_e) no sistema é maior do que a energia dissipada dentro do sistema (P_V).

2.3.1.3 Análise proposta por Leca e Dormieux (1990)

Leca e Dormieux (1990) propuseram uma abordagem baseada na análise limite para avaliar a estabilidade da frente de escavação. Esse método considera um túnel circular rígido com diâmetro (D), escavado em um solo a uma profundidade (H) e com uma cobertura (C), conforme ilustrado na Figura 15, onde (H) é definido por:

$$H = C + \frac{D}{2}$$

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.

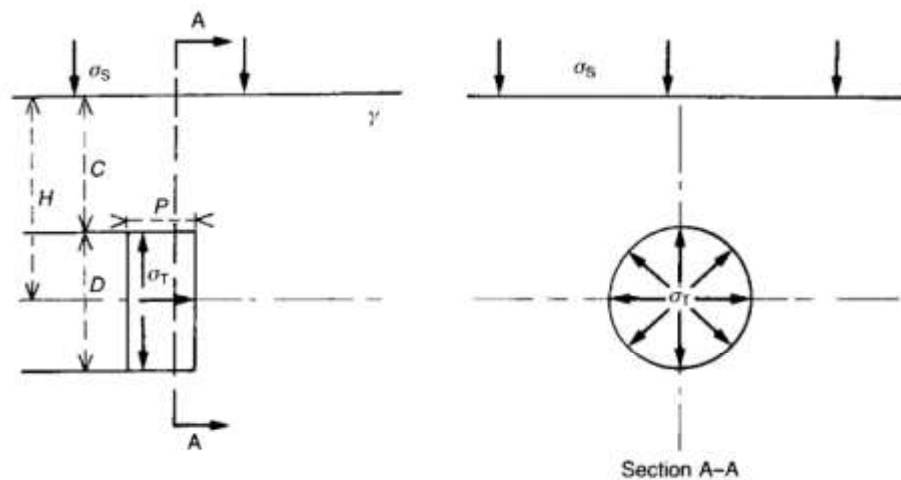


Figura 15 - Geometria considerada na análise desenvolvida por Leca e Dormieux (1990).

Além disso, assume-se a aplicação de uma pressão na frente de escavação (σ_t), que pode ser gerada por diferentes meios, como ar comprimido, bentonita, lama

ou pressão de terra, especialmente no caso do uso de tuneladoras para a escavação. Neste estudo, essa pressão é considerada constante. Ainda, o comprimento não suportado do túnel (P) é assumido como nulo (Hernandez, Y.Z., 2016).

As condições do solo são presumidas como uniformes ao redor do túnel, e os parâmetros do solo são aqueles considerados no modelo de Mohr-Coulomb. Portanto, são levados em consideração a tensão não confinada do solo (σ_c) e os coeficientes de empuxo ativo e passivo de Rankine, os quais são definidos pelas seguintes equações:

$$\sigma_c = 2 \frac{c' \cos \varphi'}{1 - \operatorname{sen} \varphi'}$$

$$K_A = \frac{1 - \operatorname{sen} \varphi'}{1 + \operatorname{sen} \varphi'}$$

$$K_P = \frac{1 + \operatorname{sen} \varphi'}{1 - \operatorname{sen} \varphi'}$$

A partir disto, o problema então pode ser analisado em função de cinco parâmetros adimensionais: C/D , $\frac{\sigma_s}{\sigma_c}$, $\frac{\sigma_t}{\sigma_c}$, $\frac{\gamma D}{\sigma_c}$ e K_P (ou K_A). Os parâmetros σ_c e K_A (ou K_P) podem ser usados de forma alternada para caracterizar a resistência do solo. No caso de um material sem coesão, K_A ou K_P , podem ser usados alternativamente com ϕ' .

Os autores indicam para o túnel utilizado, três parâmetros de carregamentos, os quais são: $\frac{\sigma_s}{\sigma_c}$, $\frac{\sigma_t}{\sigma_c}$, $\frac{\gamma D}{\sigma_c}$. Ao considerar o critério de Mohr-Coulomb o mecanismo de falha deve ser escolhido de tal forma que, ao longo de qualquer superfície de falha Σ_d , o ângulo θ_d entre a velocidade de descontinuidade V_d e Σ_d (Figura 16) satisfaça a condição da seguinte equação:

$$\varphi' \leq \theta_d \leq \pi - \varphi'$$

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

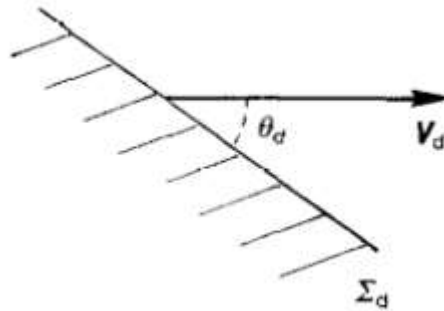


Figura 16 - Velocidade de descontinuidade (Leca & Dormieux, 1990).

- **Soluções de limite superior**

Neste estudo, foram contemplados três mecanismos de falha, todos envolvendo o deslocamento de sólidos em forma de cones com seções de corte circulares. Denominados como MI, MII e MIII, conforme representado na Figura 17, MI e MII referem-se a mecanismos de colapso, enquanto MIII diz respeito ao mecanismo de "Blow Out", caracterizado pela aplicação de pressão tão intensa que resulta na ruptura, projetando o solo da face para a superfície.

O trabalho realizado pelos carregamentos externos (P_e) e o trabalho dissipado (P_v) são calculados e para que haja uma condição estável a equação a seguir precisa ser satisfeita.

$$P_e \leq P_v$$

A condição anterior pode ser escrita também da seguinte forma:

$$N_S Q_S + N_\gamma Q_\gamma \leq Q_T$$

Onde:

N_S e N_γ = coeficientes de peso que dependem do ângulo α entre o eixo do cone adjacente ao túnel e a horizontal;

Q_S = parâmetro de carregamento associado a sobrecarga;

Q_γ = parâmetro de carregamento associado ao peso próprio;

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

Os parâmetros citados acima são calculados, respectivamente, pelas seguintes equações:

$$Q_S = \frac{(K_P - 1)\sigma_S}{\sigma_c} + 1$$

$$Q_Y = (K_P - 1)\frac{Y_D}{\sigma_c}$$

$$Q_T = \frac{(K_P - 1)\sigma_T}{\sigma_c} + 1$$

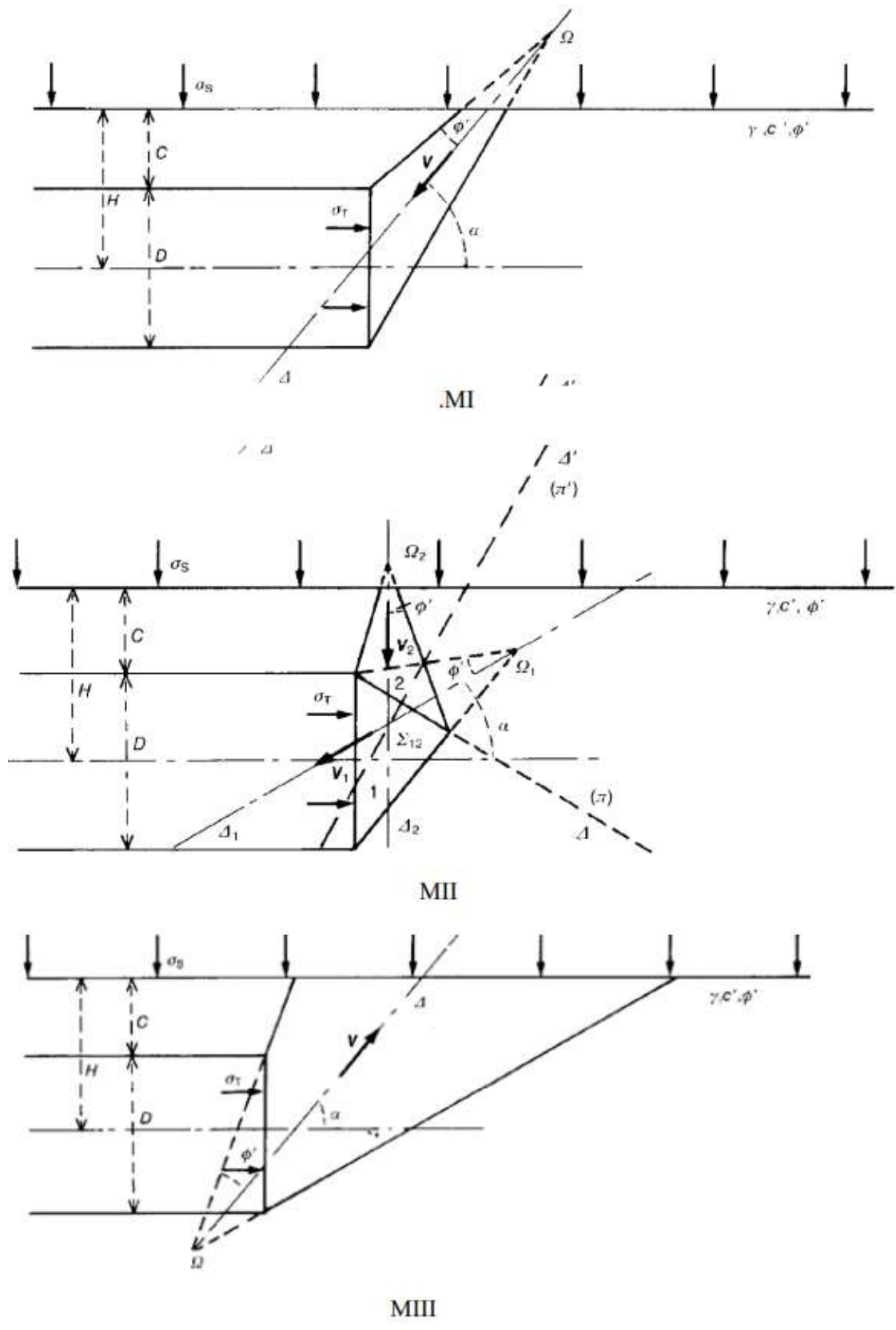


Figura 17 - Mecanismos de ruptura: MI, MII e MIII. Solução do Limite Superior (Leca & Dormieux, 1990).

- **Soluções de limite inferior**

Foram apresentadas diversas soluções do Limite Inferior, todas fundamentadas em três campos de tensão semelhantes: SI, SII e SIII. O campo de tensão SI representa uma condição geostática, considerando um solo isotrópico com peso. Os campos de tensão SII e SIII são aplicáveis ao caso de um solo sem peso. Apesar de essa suposição não refletir a realidade, a utilização dessas soluções visa aprimorar os resultados obtidos pela consideração de SI. A Figura 18 oferece uma visualização desses campos de tensão.

O equilíbrio de forças obtido pelas análises no limite superior é o mesmo para o limite inferior. As soluções obtidas para SI, SII e SIII são apresentadas na Tabela 3.

Tabela 3 - Coeficientes de peso para o Limite Inferior (Hernandez, Y.Z., 2016).

CAMPO DE TENSÃO	SI	SII	SIII
COLAPSO	$N_S^{C-} = K_A$	$N_S^{C-} = K_A \left(2 \frac{C}{D} + 1\right)^{1-K_P}$	$N_S^{C-} = \left(2 \frac{C}{D} + 1\right)^{2(1-K_P)}$
BLOW-OUT	$N_S^{C-} = K_A \left(\frac{C}{D} + 1\right)$	$N_S^{b-} = K_P \left(2 \frac{C}{D} + 1\right)^{1-K_A}$	$N_S^{b-} = \left(2 \frac{C}{D} + 1\right)^{2(1-K_A)}$

A solução mais adequada do Limite Inferior é alcançada quando N_S^{C-} é mínimo, indicando o caso de colapso, e quando N_S^{b-} é máximo para o cenário de Blow-out. Em relação a materiais coesivos, a melhor solução do Limite Inferior é representada por SII em túneis rasos. Em contrapartida, para túneis profundos, a solução mais apropriada é proporcionada por SIII.

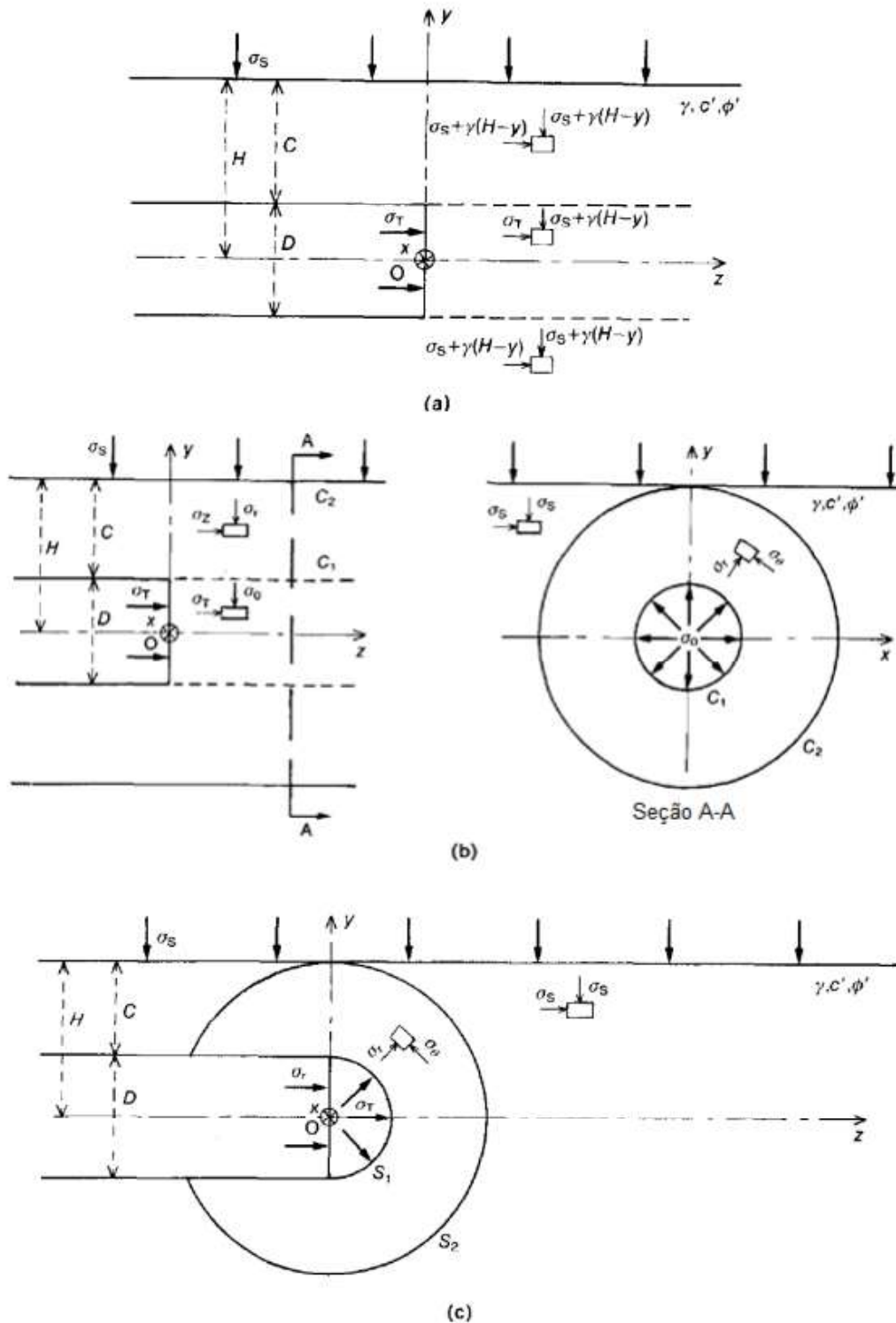


Figura 18 - Campos de tensão: a) SI, b) SII e c) SIII. Solução do Limite Inferior (Leca & Dormieux, 1990).

A linha de superfície de ruptura foi comparada na Figura 19. Já os resultados obtidos pela análise limite superior e inferior foram comparados aos resultados obtidos em laboratório por ensaios de centrífuga e apresentados na Tabela 4.

Tabela 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

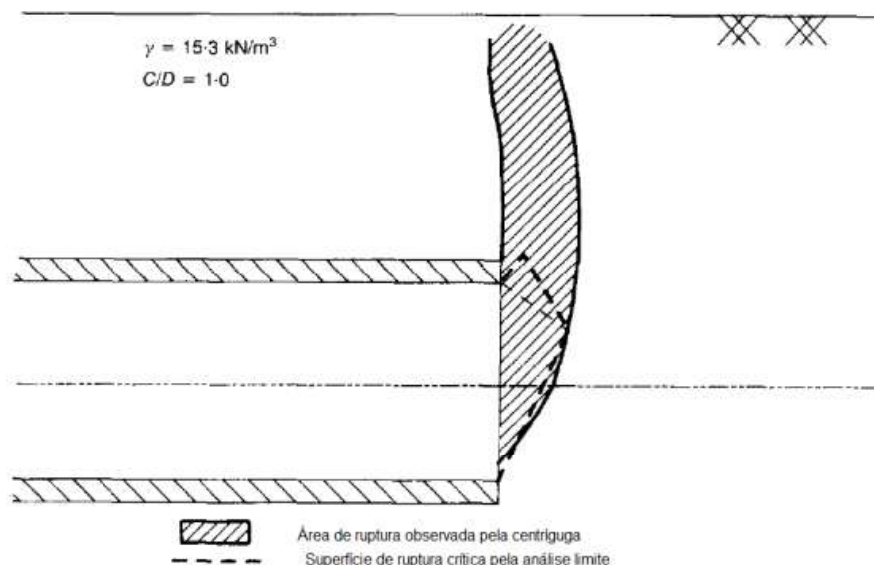


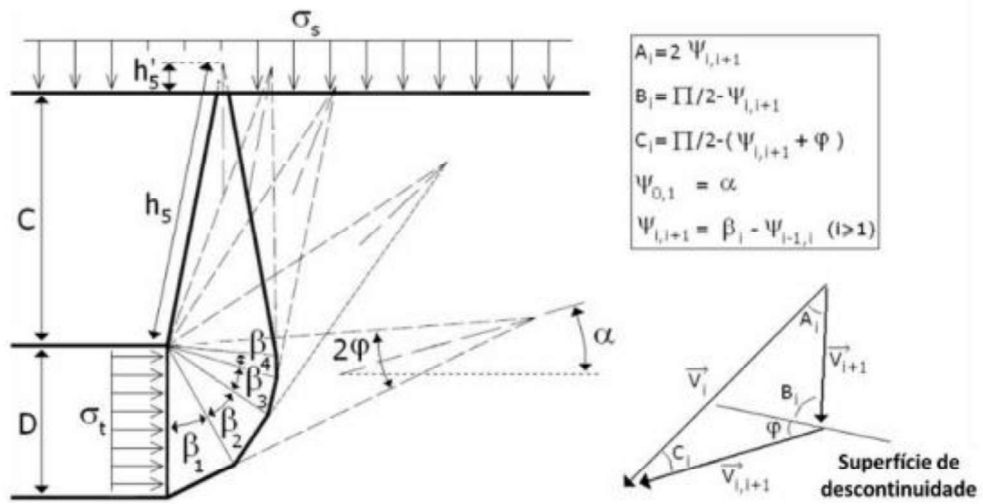
Figura 19 - Comparação entre as superfícies de ruptura (Leca & Dormieux, 1990).

2.3.1.4 Análise proposta por Mollon et al. (2009)

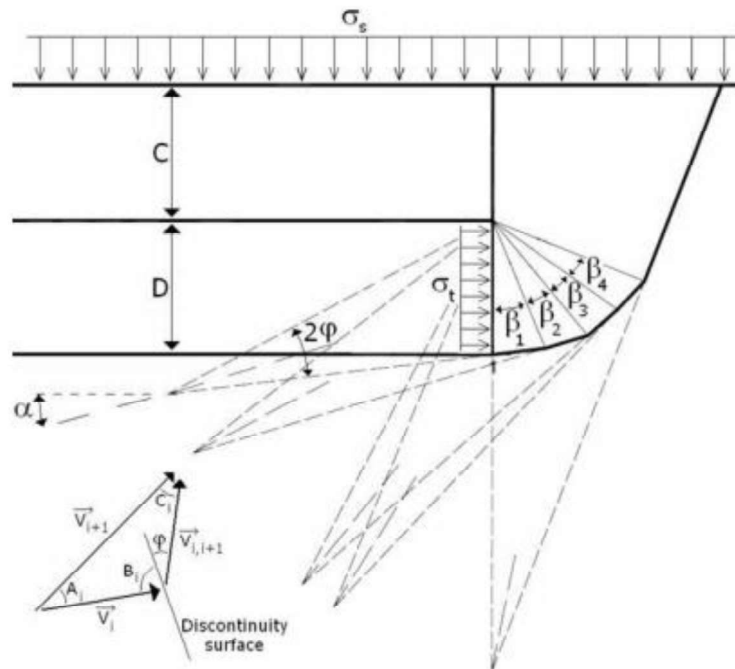
Mollon et al. (2009) revisitaram a solução desenvolvida por Leca e Dormieux (1990), aprimorando o modelo de ruptura ao introduzir cinco blocos em vez de dois, o que possibilita uma representação mais precisa da linha de falha na frente de escavação. Esse método apresenta alta precisão e oferece resultados compatíveis com aqueles obtidos por meio de análises numéricas.

Os modelos determinísticos são formulados com base no método do limite superior da teoria de análise limite. Segundo Mollon et al. (2009), embora a aplicação do limite inferior permita obter soluções mais conservadoras, essa abordagem exige um alto custo computacional e maior tempo de processamento, especialmente quando associada a uma análise probabilística do problema.

A Figura 20 ilustra os dois principais mecanismos de falha propostos pelos autores, denominados MI (colapso) e MII (blow-out) (Hernandez, Y.Z., 2016).



(a) Mecanismo MI (caso de colapso).



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

Figura 20 - Mecanismos de falha para a estabilidade de face (Mollon et al., 2009).

O mecanismo MI, classificado como "Ativo", descreve o deslocamento dos cones truncados, que se comportam como corpos rígidos e se movem em direção ao interior do túnel. Em casos de túneis rasos, situados em solos de baixa resistência, pode ocorrer o fenômeno de colapso conhecido como *blow-out*, que está associado ao comportamento "Passivo" do mecanismo MII. Diferentemente do MI, o MII envolve um movimento da massa do solo em direção à superfície do terreno.

O mecanismo MI é formado por vários cones truncados, com seção circular e um ângulo de abertura de 2φ . A Figura 21 apresenta três diferentes representações

tridimensionais de um mecanismo composto por cinco blocos ($n = 5$). A construção geométrica deste modelo segue uma abordagem similar à de Leca e Dormieux (1990), onde cada cone é um reflexo do cone adjacente, em relação ao plano perpendicular à superfície de contato entre eles (Hernandez, Y.Z., 2016).

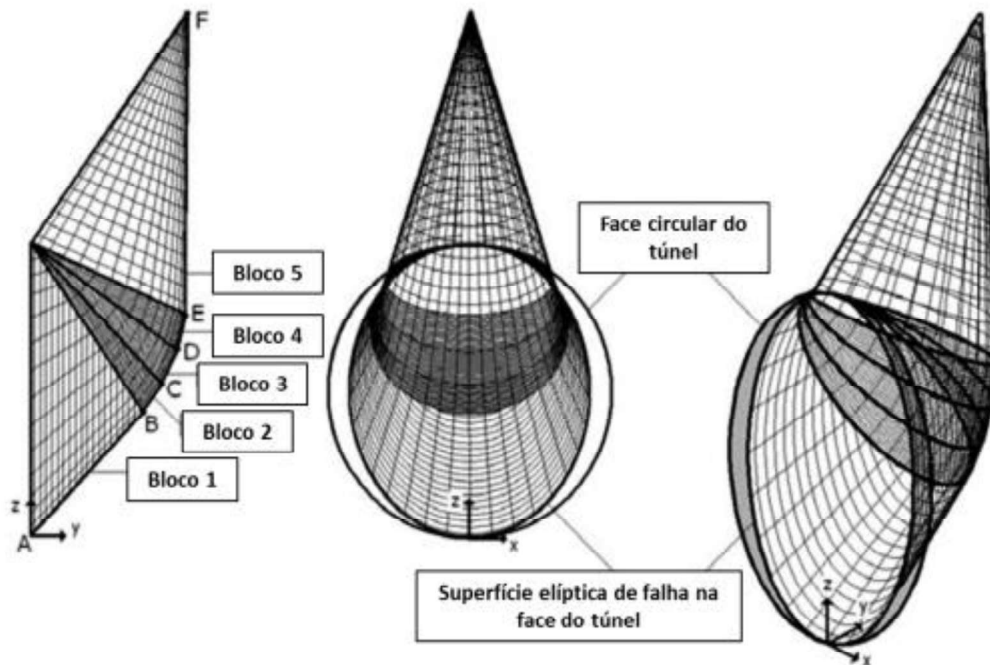


Figura 21 - Superfície tridimensional do mecanismo MI (Mollon et al., 2009).

Para ambos os 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:

$$\sigma_u = \gamma D N_\gamma + c N_c + \sigma_s N_s$$

Onde N_γ , N_c e N_s são coeficientes não dimensionais, que representam respectivamente o efeito do peso do solo, da coesão e do carregamento superficial.

2.3.1.5 Comparação entre os métodos analíticos

São apresentados, na Tabela 5, diversos métodos empregados na análise da estabilidade da frente de escavação, juntamente com uma breve descrição de suas aplicações e principais limitações no que diz respeito ao desenvolvimento e obtenção de resultados.

Tabela 5 - Métodos analíticos aplicados à análise da estabilidade da frente de escavação (Hernandez, Y.Z., 2016).

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 (apresentam cobertura de até três vezes o diâmetro).
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 complexas 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.

Segundo Hernandez (2016), a escolha criteriosa do modelo ou método apropriado é crucial, uma vez que uma pressão de suporte excessivamente elevada pode ocasionar o levantamento da superfície, enquanto uma pressão determinada inadequadamente baixa pode resultar em insegurança, predispondo o túnel ao colapso (Kirsch, 2009).

O método de Davis et al. (1980) realiza uma análise de estabilidade que leva em consideração a relação entre a cobertura do solo, o diâmetro do túnel, a sobrecarga da superfície, o comprimento sem revestimento e a pressão da frente.

Ademais, este método também incorpora as propriedades do maciço (Davis et al., 1980).

Enquanto isso, a análise proposta por Mühlhaus (1985) é reconhecida por sua abordagem mais conservadora em comparação com outros métodos. Este método abrange casos de túneis circulares em solos altamente resistentes (saprolíticos) e introduz a análise de pressões em escavações profundas. Mühlhaus (1985) realiza uma análise radial para fundamentar suas conclusões.

No contexto da análise de Leca e Dormieux (1990), o comprimento sem suporte é nulo, e a consideração de uma pressão na frente, típica em situações envolvendo tuneladoras, ar comprimido, entre outros, é incorporada. Nessa abordagem, o mecanismo de ruptura é subdividido em dois blocos. As condições do solo ao redor do túnel são assumidas como uniformes, e os parâmetros do solo são levados em conta na avaliação da estabilidade, uma consideração inédita até então em métodos anteriores. Ainda, parâmetros de carregamento relacionados aos empuxos causados pela sobrecarga são considerados. Na análise do limite inferior, são contemplados os efeitos de um campo de tensão geostática, fornecendo resultados similares aos obtidos por Davis et al. (1980).

Por fim, o método proposto por Mollon et al. (2009) reexamina a abordagem de Leca e Dormieux (1990), aprimorando a precisão ao desenvolver a análise com cinco blocos em vez de dois.

2.4 METODO DE ELEMENTOS FINITOS (MEF)

O ano de 2021 marcou o octogésimo aniversário da invenção do método dos elementos finitos (MEF), que se estabeleceu como a principal ferramenta computacional para análise de design de engenharia e modelagem científica em uma ampla variedade de processos físicos. O MEF revolucionou profundamente a abordagem da modelagem científica e do design de engenharia, impactando áreas que vão desde automóveis, aeronaves e estruturas marítimas até pontes, rodovias e muito mais (Liu, W. K., Li, S., & Park, H. S., 2022).

O Método dos Elementos Finitos (MEF) destaca-se como um dos principais métodos de solução aproximada para a análise de fenômenos e problemas de engenharia na atualidade. Sua capacidade de representar adequadamente a geometria de regiões complexas, atendendo às condições de contorno e iniciais, o

torna uma ferramenta valiosa para estudos numéricos. Muitos trabalhos presentes na bibliografia técnica exploram essa abordagem numérica, discutindo a aplicabilidade do MEF e abordando as dificuldades inerentes à modelagem em diversos contextos.

Particularmente no contexto de construções subterrâneas, frequentemente é requerido um nível elevado de precisão no que diz respeito à segurança e eficiência da obra, além do atendimento a critérios rigorosos de estabilidade e deformabilidade do maciço (Cavalcanti, 2006).

Os princípios do Método dos Elementos Finitos (MEF) envolvem a formulação de uma equação integral para um domínio complexo (de volume V), o qual é substituído pela soma de um conjunto de subdomínios com geometria mais simples (de volume V_i). Esse conceito pode ser explicado da seguinte maneira:

$$\int_V f dV = \sum_{i=1}^n \int_{V_i} f dV$$

Atualmente, os projetos de infraestruturas subterrâneas são amplamente desenvolvidos com o uso de métodos numéricos, em especial o Método dos Elementos Finitos (MEF). Para garantir a eficácia dessa abordagem, dois fatores fundamentais devem ser levados em consideração: a modelagem do processo construtivo e a seleção apropriada da lei constitutiva que representa o comportamento do solo (Martins et al., 2003).

De acordo com Assis (2002), o MEF é capaz de simular de forma tridimensional o comportamento do maciço, proporcionando resultados próximos à realidade. De acordo com Tabares (2005), conforme mencionado por Hernandez (2016), as principais vantagens do Método dos Elementos Finitos incluem:

- A flexibilidade em permitir propriedades materiais não uniformes entre elementos adjacentes, possibilitando a simulação de meios heterogêneos;
- A capacidade de aproximar elementos finitos irregulares utilizando fronteiras curvas;
- A possibilidade de variar o tamanho dos elementos.

No geral, existem diversos programas computacionais que utilizam o método dos elementos finitos para modelar problemas da engenharia, proporcionando resultados altamente precisos em relação à realidade. O software ABAQUS é amplamente

empregado em pesquisas acadêmicas na área da engenharia, abrangendo, inclusive, a engenharia de túneis (Hernandez, Y.Z., 2016). Uma das principais características do ABAQUS é que ele permite ao usuário definir sub-rotinas, o que facilita muito aos pesquisadores conduzirem suas pesquisas usando os solucionadores de MEF padrão com confiabilidade e eficiência. Junto com o ANSYS e PLAXIS, o ABAQUS é um dos softwares de MEF comerciais que dominam o mercado atualmente (Liu, W. K., Li, S., & Park, H. S., 2022).

No contexto das aplicações do software ABAQUS em túneis, é relevante destacar o estudo de fenômenos e parâmetros essenciais para esse tipo de obra. Exemplos de pesquisas incluem a análise da influência da estratificação do solo, das características das construções superficiais já existentes e da profundidade de escavação nos carregamentos de um túnel reforçado, conforme discutido por autores como Katebi et al. (2015). Além disso, diversas investigações exploraram temas como os efeitos de fenômenos sísmicos, o progresso da escavação, a estabilidade do maciço ao redor, o colapso da escavação, entre outros (Karakus & Fowell, 2003; Zhong et al., 2012; Tsinidis et al., 2015). (Hernandez, Y.Z., 2016).

2.4.1 APLICAÇÃO DO MEF EM ESTUDOS GEOTÉCNICOS

O software Abaqus/CAE é um dos principais ambientes de análise por Método dos Elementos Finitos (MEF), amplamente empregado em geotecnia para modelagem sofisticada de solos e estruturas subterrâneas.

Um estudo relevante para a presente pesquisa foi desenvolvido por Ateş e Şadoğlu (2021), no qual os autores realizaram uma investigação experimental e numérica acerca do comportamento carga-recalque de fundações rasas em solo arenoso, utilizando o software ABAQUS/CAE.

O trabalho se mostra pertinente, uma vez que também se insere no contexto geotécnico de solos granulares e fundamenta-se no uso do Método dos Elementos Finitos (MEF) como ferramenta de análise. O avanço da tecnologia tem possibilitado o desenvolvimento de estruturas cada vez maiores, mais pesadas e complexas, impondo aos engenheiros geotécnicos desafios crescentes em relação à transferência de cargas. Nesse cenário, compreender o comportamento carga-recalque torna-se essencial para a concepção de projetos de fundações confiáveis e seguros.

O objetivo principal do estudo de Ateş e Şadođlu (2021) foi determinar a capacidade de carga e o comportamento carga-recalque de fundações rasas assentadas em solo arenoso (para efeito de comparação da forma em que o programa é utilizado). Para tanto, os autores elaboraram um programa experimental em modelo reduzido (1g), complementado por análises numéricas no ABAQUS/CAE. Os resultados obtidos por meio da modelagem numérica apresentaram boa concordância com os ensaios experimentais, confirmando a relevância da densidade relativa do solo como parâmetro determinante no desempenho carga-recalque.

Em um estudo conduzido por Mohammed Sazid e Hussin A. Ahmed (2019), foi realizada a análise de estabilidade de um túnel raso em maciço rochoso fraco por meio de modelagem numérica tridimensional utilizando o software ABAQUS/CAE. O trabalho teve como objetivo investigar o comportamento do maciço em torno de um túnel raso, um fenômeno que, na prática, é de difícil monitoramento e estimativa direta em campo.

Para tal finalidade, foi desenvolvido um modelo tridimensional do túnel e do maciço circundante, empregando o método dos elementos finitos para representar com precisão as condições geomecânicas do maciço rochoso. O modelo permitiu a análise detalhada das tensões e deformações distribuídas, bem como dos vetores de deslocamento antes e após a escavação do túnel.

Os resultados obtidos, Figuras 22-24, indicaram que a escavação provoca redistribuição das tensões e deformações ao redor do túnel. As tensões principais concentram-se no piso do túnel, enquanto as tensões de cisalhamento se localizam nos cantos da galeria. Além disso, observou-se que os deslocamentos têm maior efeito no teto do túnel, indicando uma zona crítica de deformação.

Este estudo evidencia a capacidade do ABAQUS/CAE em simular de forma realista o comportamento de maciços rochosos sob escavação, fornecendo subsídios importantes para a análise de estabilidade de túneis rasos, especialmente em condições de solos ou rochas fracas.

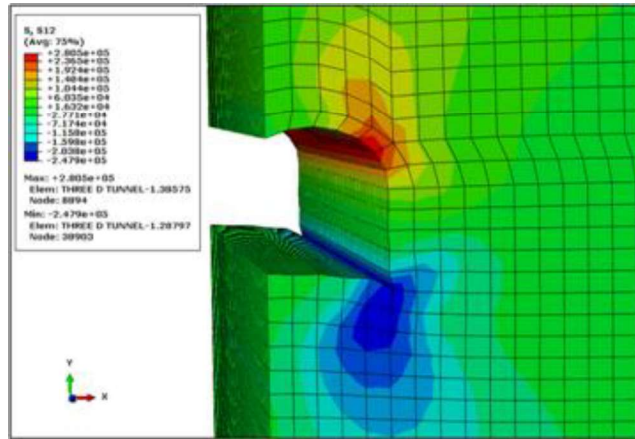


Figura 22 - Distribuição das tensões principais ao redor do túnel (Mohammed Sazid e Hussin A. Ahmed 2019).

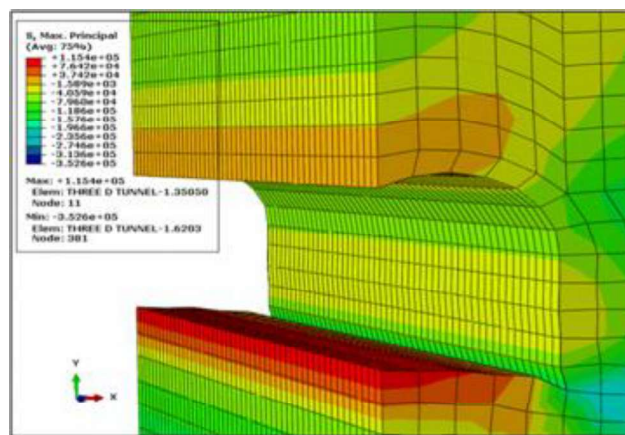


Figura 23 - Distribuição das tensões de cisalhamento ao redor do túnel (Mohammed Sazid e Hussin A. Ahmed 2019).

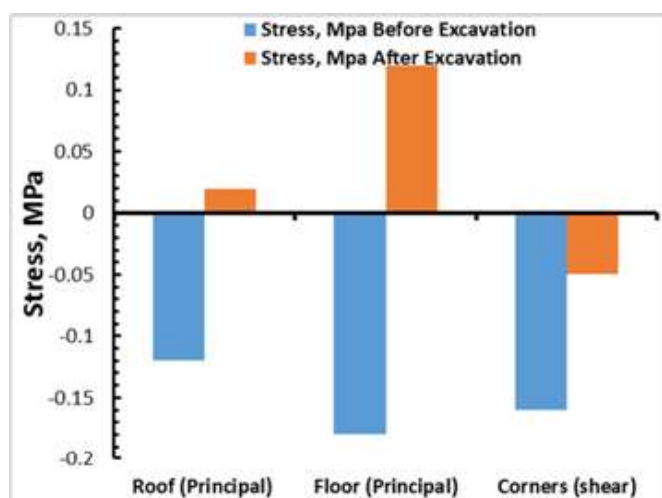


Figura 24 - Comparação da distribuição de tensões ao redor do túnel antes e após escavação (Mohammed Sazid e Hussin A. Ahmed 2019).

Outro estudo que utilizou o Método dos Elementos Finitos (MEF) para investigar a estabilidade da face do túnel em solos arenosos foi desenvolvido por Minghui Sun

et al. (2022). Considerando que a estabilidade da face do túnel constitui uma das principais preocupações durante escavações com TBM, muitos pesquisadores têm realizado análises numéricas desse fenômeno em solos arenosos.

Este estudo reforça a importância da utilização do MEF na engenharia geotécnica atual, demonstrando sua aplicabilidade na análise de estruturas subterrâneas e na previsão de fenômenos complexos, como o colapso progressivo da face do túnel. As Figuras 25 e 26 ilustram os resultados obtidos na pesquisa, evidenciando o comportamento do solo e a distribuição de tensões e deslocamentos ao redor da face de escavação.

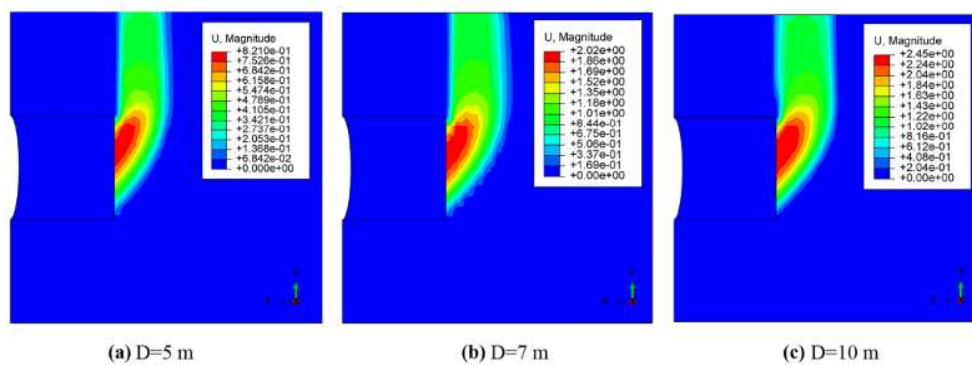


Figura 25 - Deslocamento nas condições de colapso para $C/D = 1,0$ (Minghui Sun et al. 2022).

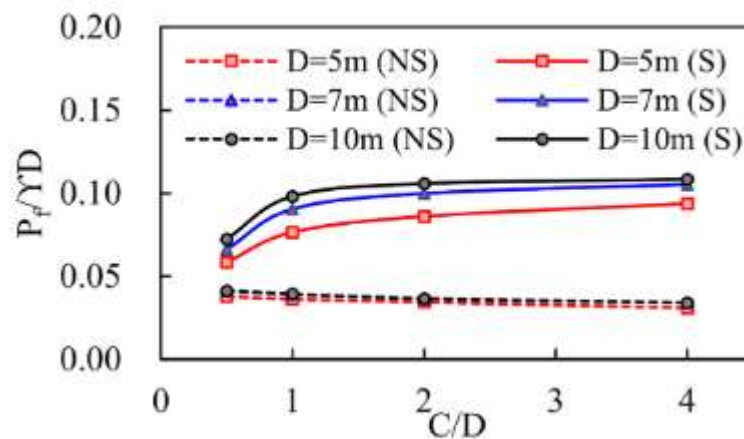


Figura 26 - Efeito da relação cobertura/diâmetro sobre a pressão mínima de suporte normalizada (Minghui Sun et al. 2022).

3 METODOLOGIA

O presente estudo tem como foco a análise da estabilidade da face de escavação de um túnel genérico escavado em solo não coesivo, também conhecidos como solos granulares ou arenosos, são caracterizados por uma baixa ou nula coesão entre as partículas individuais. Esses solos são compostos principalmente por pedras, pedregulhos, cascalhos e areias, e sua estrutura é influenciada principalmente pelo atrito entre as partículas. Devido à ausência de coesão, os solos não coesivos são altamente suscetíveis à movimentação e à instabilidade, especialmente em condições de carga variável ou durante a escavação de túneis e fundações.

Uma das características distintivas dos solos não coesivos é sua capacidade de drenagem rápida. Isso os torna propensos a problemas como o fenômeno de liquefação durante terremotos ou em situações em que ocorrem vibrações intensas. Além disso, a falta de coesão pode levar a deslizamentos de terra, instabilidades em encostas e desmoronamentos em obras de escavação subterrânea, como túneis.

Dessa forma, a metodologia é iniciada com uma revisão bibliográfica abrangente dos aspectos fundamentais relacionados ao estudo dos túneis. Não está planejada a subdivisão da escavação, portanto, assume-se uma escavação de face completa, na qual é determinada a pressão necessária a ser aplicada nessa frente para garantir a estabilidade evitando o colapso da estrutura, conforme demonstrado nos modelos matemáticos propostos por Leca e Dormieux (1990) e Mollon et al. (2009), ambos abordados no Capítulo 2.

Como base para esta pesquisa, foram considerados trabalhos desenvolvidos com a mesma proposta, como os de Rocha (2014) e Hernández et al. (2019) que investigam a estabilidade da face em túneis, utilizando métodos analíticos mais contemporâneos e softwares como Plaxis 3D e ABAQUS 3D.

As formulações matemáticas foram desenvolvidas com o auxílio do software Matlab que fornece uma linguagem computacional muito utilizada em pesquisas acadêmicas. O modelo apresentado por Mollon et al (2009) e a programação feita no Matlab dos mesmos autores, foi adquirida gratuitamente no site provido por Guilhem Mollon em <http://guilhem.mollon.free.fr>.

Neste trabalho, será adotada uma seção transversal e considerado uma escavação de face completa em um meio homogêneo. Além disso, o MEF empregado será o software ABAQUS 3D (disponibilizado pelo Laboratório de Informática de Engenharia Civil da Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro).

A Figura 27 exibe o fluxograma adotado para a elaboração do trabalho.

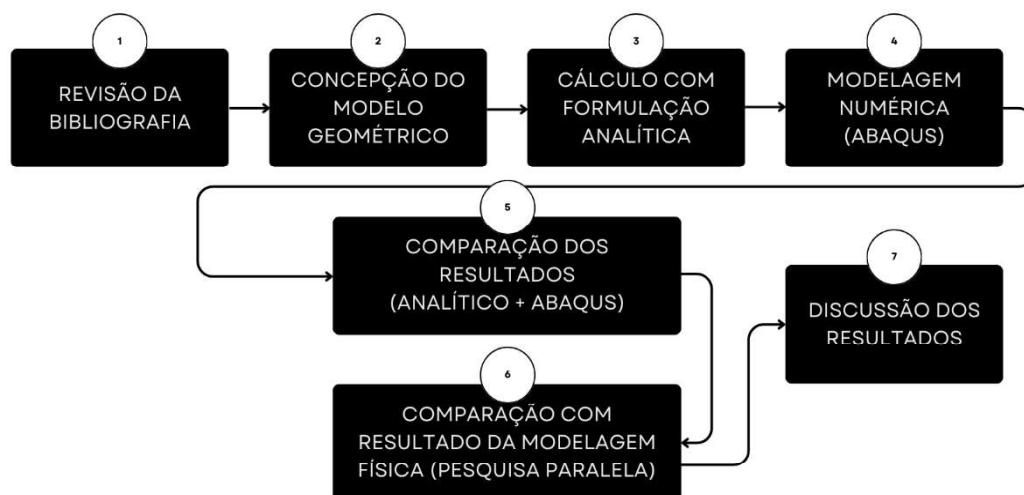


Figura 27 - Fluxograma da metodologia.

3.1 ESTUDO DE CASO

O estudo de caso consiste em analisar a estabilidade da face de escavação de um túnel escavado em solo não coesivo, também denominado como solo granular ou arenoso. A escolha desse material deve-se ao trabalho experimental atualmente em execução na Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, realizado em pequena escala na Centrífuga Geotécnica (Martins, C.C., 2025). O maciço fabricado consiste em um solo preenchido na caixa teste utilizando areia seca despejada com pluviador e altura controlada. A geometria para a modelagem numérica é a mesma utilizada no ensaio físico. A Figura 28 ilustra o modelo do protótipo.

Diversos estudos foram feitos para diferentes parâmetros de resistência dos materiais, abrangendo parâmetros adotados para areias, além de variar a relação cobertura por diâmetro (C/D). Nestes estudos foi fixado o valor do diâmetro do túnel estudado em 5,5m (considerou-se esse valor em razão ao modelo físico executado em centrífuga geotécnica) e variaram-se os valores da cobertura. É importante ressaltar que as condições de contorno impostas no modelo numérico foram suficientemente afastadas do TBM. Assim, foram restritas as faces correspondentes

aos planos x e y, e no fundo da caixa foram restritos todos os eixos. As tensões geostáticas iniciais foram geradas considerando o peso próprio do material.

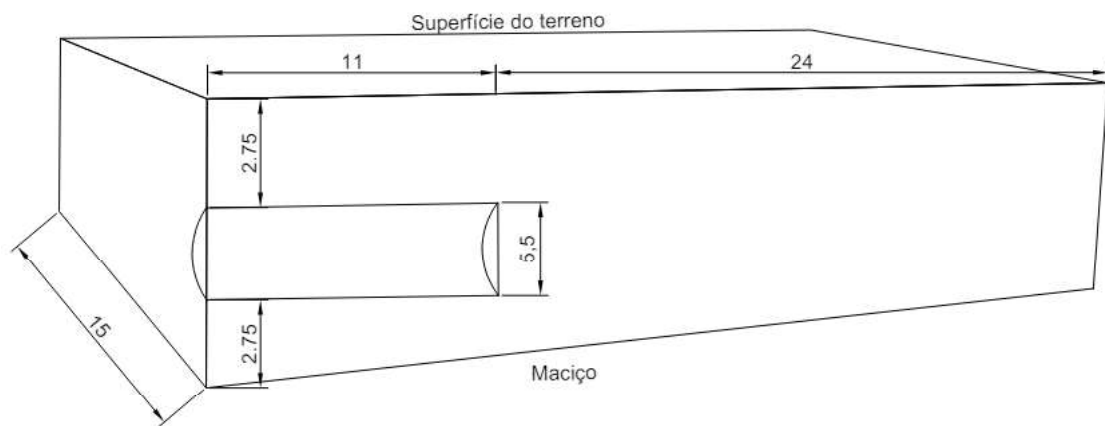


Figura 28 - Dimensões do modelo numérico (em metros).

Sabe-se que o processo de escavação de túneis induz uma distribuição tridimensional de tensões no solo. Por essa razão, as simulações numéricas em 2D não conseguem fornecer resultados próximos da realidade. Segundo Farias et al. (2004), uma quantidade significativa de perturbação do solo é gerada à frente da face de escavação, o que resulta em pré-convergência e deslocamentos na superfície do solo.

A estabilidade da face de escavação exerce uma influência significativa no comportamento estrutural do túnel. Portanto, vários autores têm recorrido a métodos analíticos em 3D para estudá-la.

No entanto, a maioria dos estudos recentes que empregam métodos analíticos e matemáticos tendem a lidar somente com casos genéricos. Isso significa que, muitas vezes, essas abordagens não capturam nuances específicas de situações reais. Por essa razão, este projeto visa considerar um caso de estudo para validar os resultados obtidos com o modelo físico. Essa abordagem permitirá uma avaliação mais precisa da validade e da utilidade dos modelos numéricos na simulação de condições do mundo real.

É crucial ressaltar que o modelo físico adotou uma abordagem abrangente, incorporando três sensores de deslocamento: um vertical, um horizontal e um relativo ao atuador (Martins, 2025). Além disso, foram empregadas três diferentes quantidades de areia para cobrir os sensores e preencher a área de estudo, representando proporções de 0,5D, 1D e 2D (relações de cobertura/diâmetro). Essa

variedade na distribuição da areia permitiu explorar uma gama mais ampla de condições e comportamentos, enriquecendo a compreensão dos resultados obtidos.

3.2 METODOLOGIA PARA APLICAÇÃO DO MÉTODO ANALÍTICO

Dentre os métodos supracitados, optou-se por adotar o método analítico mais conservador, conforme indicado por Rocha (2014), desenvolvido por Mollon *et al.* (2009). Foi elaborado um modelo numérico compatível com o ensaio em centrífuga em estudo paralelo desenvolvido por (Martins, 2025), respeitando as mesmas condições empregadas na formulação analítica, como a consideração de um maciço homogêneo e a aplicação de uma distribuição uniforme de pressão na face do túnel. Essa abordagem permitiu a definição apropriada das condições de contorno e a verificação da precisão do modelo implementado.

O desenvolvimento matemático do método analítico foi realizado com o auxílio do software de programação Matlab, possibilitando a obtenção dos resultados de referência. Vale ressaltar que os métodos analíticos empregados não contemplam a escavação do túnel em materiais heterogêneos, tampouco consideram a influência de níveis freáticos.

3.3 APLICAÇÃO DO MEF

A modelagem numérica foi realizada no software Abaqus, utilizando análise incremental e controle de deslocamentos para representar o avanço da frente de escavação em solo não coesivo. O solo foi modelado como material elasto-plástico, com critério de ruptura Mohr-Coulomb, adequado para solos granulares. O suporte do túnel foi representado por superfícies rígidas, conectadas ao maciço por meio de contato do tipo superfície-a-superfície. Esse contato foi definido com o método de penalidade e coeficiente de atrito representativo da interface solo-revestimento, permitindo relativa mobilização de atrito e transferência realista de tensões.

A pressão atuante na frente de escavação não foi aplicada diretamente como carregamento, mas sim gerada por deslocamento controlado de um êmbolo rígido posicionado na frente do túnel. Esse êmbolo foi deslocado em direção ao maciço, e a interação normal entre as superfícies produziu as reações correspondentes à pressão frontal, simulando a condição de escavação. Essa abordagem permite controlar

diretamente o deslocamento imposto e monitorar as tensões e deformações induzidas.

O processo de análise foi dividido em quatro etapas principais. Na primeira, realizou-se o fechamento inicial dos contatos entre solo, suporte e frente. Em seguida, aplicou-se o peso próprio do maciço, fundamental para simulação das tensões iniciais no solo raso. A terceira etapa consistiu na atualização dos parâmetros plásticos do maciço, assegurando que o estado inicial de tensões estivesse coerente com o comportamento constitutivo adotado. Por fim, a etapa de “Avanço/Recuo” representou o deslocamento do êmbolo frontal, responsável por induzir a deformação progressiva do maciço e simular o avanço do processo de escavação.

Validação do Modelo:

A etapa de validação numérica é um dos pilares para garantir a confiabilidade dos resultados obtidos por meio de simulações computacionais. Em geral, esse processo envolve a comparação entre dados numéricos e resultados analíticos ou experimentais, de modo a verificar se o modelo implementado representa adequadamente o comportamento do sistema real.

No entanto, neste trabalho, a abordagem adotada foi ligeiramente distinta. A modelagem numérica desenvolvida no software ABAQUS foi baseada diretamente em um estudo físico em andamento na própria universidade, conduzido em laboratório, envolvendo modelagem física reduzida de escavações rasas em solo arenoso. Dessa forma, os parâmetros empregados na simulação digital foram extraídos da mesma fonte, garantindo coerência entre os modelos físico e numérico. Por esse motivo, não foi necessário recorrer a uma validação tradicional, visto que os dados utilizados já haviam sido previamente testados e demonstravam bom desempenho na representação do fenômeno em escala reduzida. O objetivo principal, portanto, concentrou-se na avaliação quantitativa e qualitativa da compatibilidade entre os dois métodos.

Apesar disso, foi conduzida uma análise criteriosa dos valores atribuídos aos principais parâmetros do solo, como o módulo de elasticidade (E), o coeficiente de Poisson (ν) e o ângulo de atrito interno (ϕ). Foram realizados ajustes e variações dentro de faixas recomendadas na literatura, como forma de garantir que o modelo

numérico apresentasse estabilidade e convergência, especialmente considerando a tentativa de trabalhar com valores de coesão muito próximos de zero (característica fundamental para simular solos não coesivos). A adoção de uma coesão residual pequena, em torno de 1 a 2 kPa, revelou-se uma estratégia eficaz para evitar problemas de instabilidade numérica, comumente relatados em simulações desse tipo.

Adicionalmente, a definição das condições de contorno foi cuidadosamente executada, assegurando que as fronteiras laterais e de base não interferissem no campo de tensões na região de interesse. A malha foi refinada nas proximidades da face do túnel, onde se concentram os maiores gradientes de deformação, a fim de capturar com maior precisão os mecanismos de colapso.

Essa estratégia metodológica garantiu um equilíbrio entre fidelidade física e estabilidade computacional, permitindo que os resultados obtidos no modelo numérico pudessem ser comparados de forma robusta com aqueles provenientes da modelagem física.

Análise da Variação da Coesão:

Buscando representar com fidelidade o comportamento da areia na modelagem numérica, foi adotada uma estratégia de calibração gradual da coesão. Durante a etapa geostática, o modelo exige a presença de uma coesão mínima para garantir a estabilidade inicial e a convergência da solução numérica.

A escolha desse procedimento se justifica pela própria formulação matemática do critério de ruptura de Mohr-Coulomb, que não permite, numericamente, a adoção de coesão igual a zero. Isso se deve ao fato de que, com coesão nula, o domínio de plasticidade pode se tornar degenerado ou provocar dificuldades de convergência, especialmente em regiões sujeitas a tensões muito baixas.

Para calibrar o modelo, foram consultadas referências técnicas com valores típicos de coesão adotados para materiais semelhantes. Além disso, observou-se a sensibilidade do modelo frente à redução gradual desse parâmetro, assegurando que os resultados se mantinham fisicamente coerentes e numericamente estáveis.

Optou-se por manter o modelo de Mohr-Coulomb por ser amplamente utilizado na representação de solos granulares em análises elasto-plásticas e por estar

compatível com os demais parâmetros disponíveis no estudo, como peso específico, módulo de elasticidade, ângulo de atrito interno e razão de Poisson.

Justificativa dos Parâmetros de Entrada:

Durante as simulações, o ângulo de atrito interno foi fixado em 35°, conforme o comportamento típico de areias arenosas bem densas, e o peso específico adotado foi de 15 kN/m³, reconhecido na literatura para variações entre areia fofa e densa.

Estas parametrizações foram aplicadas para as diferentes relações de cobertura/diâmetro (C/D = 0,5; 1; 2), e avaliadas tanto em situações de pressão quanto de alívio. Os deslocamentos foram monitorados tanto na superfície quanto na parte superior do túnel, permitindo aferir recalques e deformações induzidas.

- **Coefficiente de Poisson (ν)**
- Valor adotado: **0,30**.
- Faixas típicas: areias variam entre **0,2–0,45**, com valores mais comuns de **0,3–0,4** em solos bem graduados e densos.

Tabela 6 - Valores do Coeficiente de Poisson correlacionados com o tipo de solo (Marongon, 2012).

Solo	Coefficiente de Poisson (ν)
Argila saturada	0,4-0,5
Argila não-saturada	0,1-0,3
Argila arenosa	0,2-0,3
Silte	0,3-0,35
Areia compacta	0,2-0,4
Areia grossa (e = 0,4 a 0,7)	0,15
Areia fina (e = 0,4 a 0,7)	0,25
Rocha (depende do tipo)	0,1-0,4
Concreto	0,15
Gelo	0,36

Justificativa: 0,30 representa uma escolha intermediária realista.

- **Ângulo de atrito interno (φ)**
- Valor adotado: **35°**, fixo durante as simulações.
- Faixa típica: areias bem graduadas apresentam φ entre **30° e 40°**.

Tabela 7 - Valores dos parâmetros de resistência do solo (Faculdade Sudoeste Paulista – FSP).

Areias e Solos Arenosos					
Compacidade	γ (t/m ³)	C (t/m ²)	ϕ	E (t/m ²)	v _v
Fofa	1,6	0	25 - 30	100 - 500	0,3 a 0,4
Pouco Compacta	1,8	0	30 - 35	500 - 1400	
Medianamente Compacta	1,9	0	35 - 40	1400 - 4000	
Compacta	2,0	0	40 - 45	4000 - 7000	
Muito Compacta	> 2,0	0	> 45	> 7000	

Justificativa: 35° foi escolhido como valor representativo de areias com granulometria média e condições densas, além de facilitar convergência numérica.

- **Peso específico (γ)**
- Valor adotado: **1,6 a 1,8 kN/m³**.

Justificativa: Típicos valores para areia seca variam entre **14–16 kN/m³**, conforme literatura geotécnica. Os valores foram alternados para representas as condições da areia fofa e compacta (conforme ilustrado na Tabela 7).

- **Módulo de elasticidade (E)**
- Valor adotado: **10 MPa**.

Justificativa: foi adotado 10 MPa como valor conservativo que ainda reflete a rigidez característica de areia fofa/densa, mantendo-se dentro do intervalo geralmente aceito.

Tabela 8 - Valores para Módulo de Elasticidade (PUC GOIÁS).

Descrição da areia	Módulo de elasticidade (MPa)	
	Fofa	Compacta
Areias de grãos frágeis, angulares	15	35
Areias de grãos duros, arredondados	55	100

- **Parâmetro de coesão (c)**

A definição dos parâmetros constitutivos utilizados na modelagem numérica foi feita com base em um processo de pesquisa técnica e comparação com valores encontrados na literatura. Paralelamente, havia um trabalho experimental sendo conduzido, o qual foi observado e considerado durante a definição dos parâmetros, a fim de garantir maior coerência entre os resultados obtidos e o comportamento

esperado do material. Assim, buscou-se uma calibração mais assertiva e representativa do solo simulado.

Além disso, para garantir maior realismo e permitir comparação entre abordagens, adotou-se a mesma seção transversal empregada em uma pesquisa paralela realizada em centrífuga geotécnica (Figura 29–31). Os ensaios dessa pesquisa foram conduzidos sob aceleração de 50g, representando um protótipo equivalente a um túnel raso de 5m de diâmetro, e forneceram os dados experimentais que serviram de referência para replicação e validação numérica neste trabalho.

Os testes foram realizados na centrífuga geotécnica WGC-100-2 do Laboratório de Engenharia Civil da UENF, equipamento de porte médio com capacidade de 100 g-toneladas. A instrumentação experimental incluiu sensores para medição de tensão vertical (σ_v), tensão horizontal (σ_h) e pressão na frente de escavação, permitindo o monitoramento do campo de tensões no entorno da cavidade.

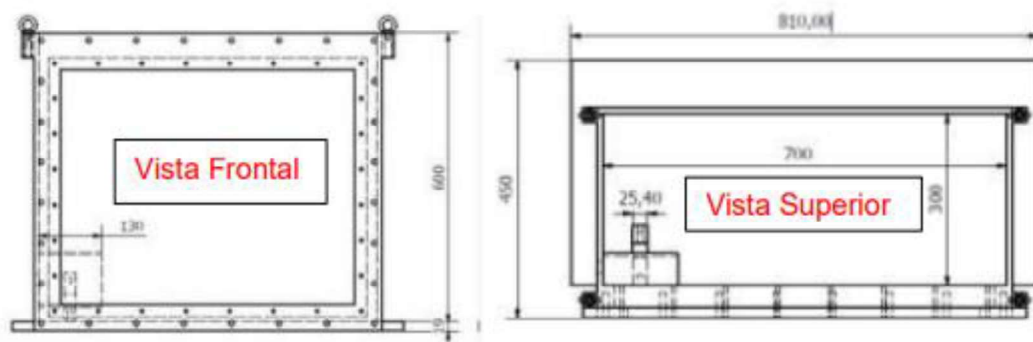


Figura 29 - Projeto da caixa de aço usada no modelo.



Figura 30 - Caixa teste retangular para elaboração dos modelos físicos.



Figura 31 - Vista frontal e sala de controle da centrífuga.

Assim, a modelagem numérica foi desenvolvida de forma coerente com a modelagem física existente, utilizando a geometria e as variáveis instrumentadas na centrífuga como base para a análise comparativa.

Essas dimensões foram ampliadas para escala real no ambiente do ABAQUS, adotando-se:

Tabela 9 - Tabela 9 – Dimensões aplicadas no ABAQUS.

Dimensões (m)					
C/D	Largura	Altura total	Diâmetro	Cobertura	Altura da Base
0,5	35	11	5,5	2,75	2,75
1	35	13,75	5,5	5,5	2,75
2	35	19,25	5,5	11	2,75

Portanto, com todos os parâmetros definidos e a geometria ajustada para escala real, foi possível realizar a modelagem numérica completa no software ABAQUS, contemplando diferentes condições de cobertura e avanço da escavação.

4 RESULTADOS

Neste capítulo serão apresentados os resultados das análises realizadas mediante os diferentes métodos adotados no trabalho, sendo eles: o método analítico proposto por Mollon et al. (2009) e o método numérico por meio de modelagem em elementos finitos com o software Abaqus. Ambos os métodos foram utilizados com o objetivo de avaliar a estabilidade da face de escavação de túneis escavados em solos não coesivos, considerando a influência da variação da relação cobertura/diâmetro (C/D) nos mecanismos de colapso.

4.1 RESULTADOS DO MÉTODO ANALÍTICO DE MOLLON ET AL. (2009)

Os resultados do modelo analítico de Mollon são utilizados como referência teórica para discussão das tendências observadas nos resultados numéricos, não sendo empregados como critério direto de validação quantitativa.

Foram avaliados três casos com diferentes relações C/D (0,5; 1,0 e 2,0), utilizando o modelo analítico proposto por Mollon et al. (2009). As propriedades resistentes do maciço foram mantidas constantes para todos os casos, com o objetivo de isolar o efeito da variação da cobertura. Os resultados podem ser observados nas Figuras 32 à 34.

4.1.1 RELAÇÃO C/D = 0,5

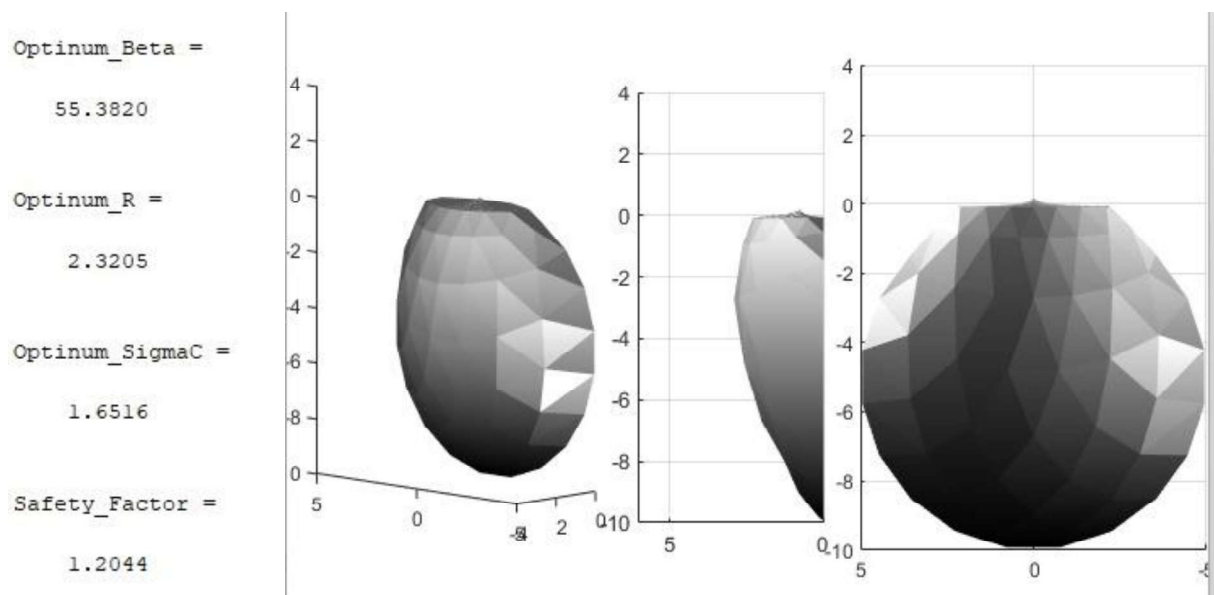


Figura 32 - Resultado obtido para C/D = 0,5 através do software Matlab utilizando modelo proposto por Mollon et al.(2009).

4.1.2 RELAÇÃO C/D = 1

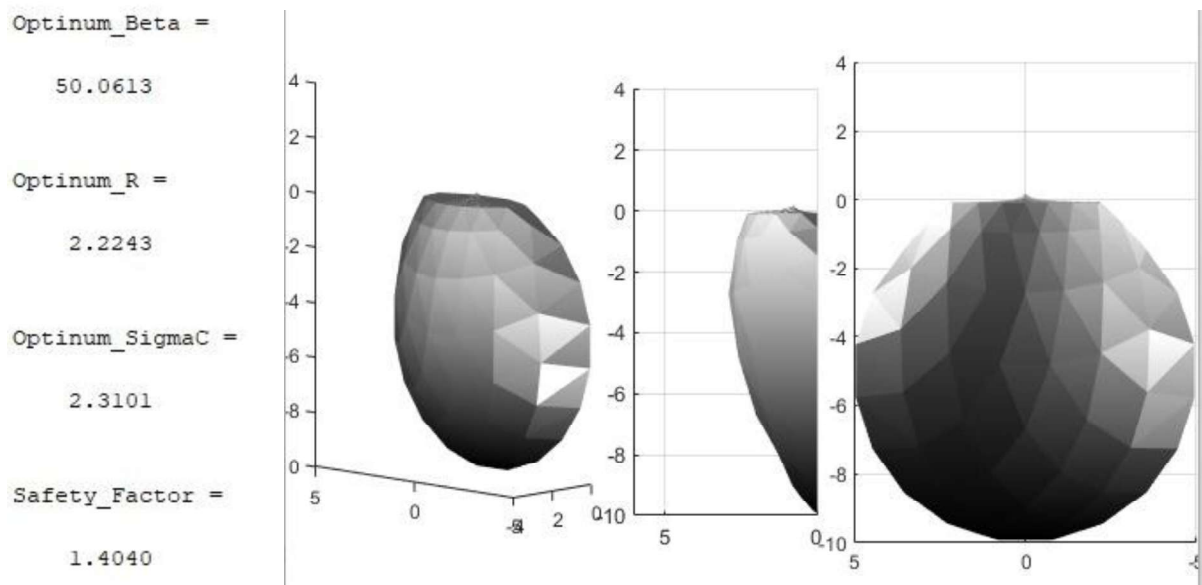


Figura 33 - Resultado obtido para C/D = 1 através do software Matlab utilizando modelo proposto por Mollon et al.(2009).

4.1.3 RELAÇÃO C/D = 2

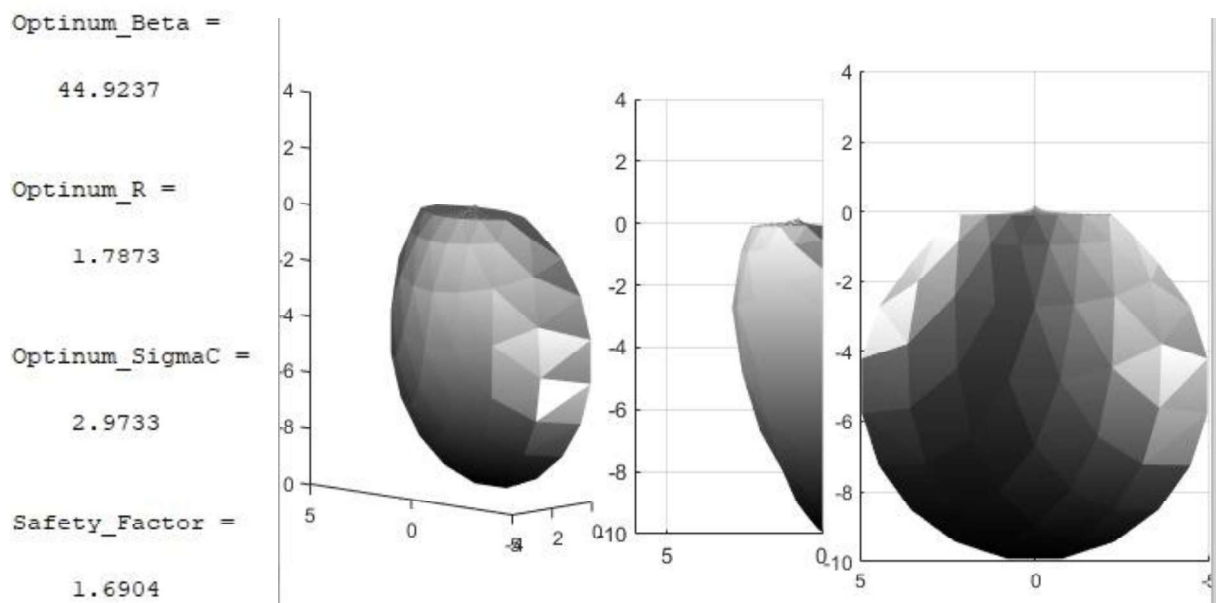


Figura 34 - Resultado obtido para C/D = 2 através do software Matlab utilizando modelo proposto por Mollon et al.(2009).

Parâmetros adotados:

- Material: areia

- Ângulo de atrito: $\varphi = 35^\circ$
- Coesão “numérica” para convergência: $c = 1\text{kPa}$
- Peso específico: $\gamma = 15\text{kN/m}^3$
- Diâmetro do túnel: $D = 5,5\text{m}$ (logo, $\gamma D = 82,5\text{ kPa}$)
- Relações de cobertura $C/D = 0,5, 1,0, 2,0$.

Sendo assim, σ_c :

$$C/D = 0,5 \approx 143\text{kPa}.$$

$$C/D = 1,0 \approx 187\text{kPa}.$$

$$C/D = 2,0 \approx 249\text{kPa}.$$

O método analítico proposto por Mollon et al. fornece estimativas das pressões limite necessárias para manter a estabilidade da frente de escavação em túneis executados em solos não coesivos. Essas expressões são baseadas em análises de mecanismos de colapso e consideram propriedades fundamentais do maciço granular, como ângulo de atrito, peso específico e profundidade do túnel.

No contexto do presente trabalho, as pressões calculadas pelo método de Mollon foram utilizadas como referência teórica para avaliar a coerência dos resultados obtidos na modelagem numérica. Embora o modelo numérico permita simular o comportamento do maciço em condições mais realistas, sujeitos a interação solo–suporte e avanço incremental da escavação, a presença de um valor analítico fornece um parâmetro independente para comparação.

Essas pressões analíticas permitem verificar se o modelo numérico está reproduzindo ordens de grandeza compatíveis com o que se espera para a estabilidade da frente, evitando interpretações equivocadas relativas a sobrepressões ou subpressões artificiais induzidas por imperfeições do modelo ou escolhas inadequadas de parâmetros.

4.2 DISTRIBUIÇÃO DE TENSÕES E DESLOCAMENTOS

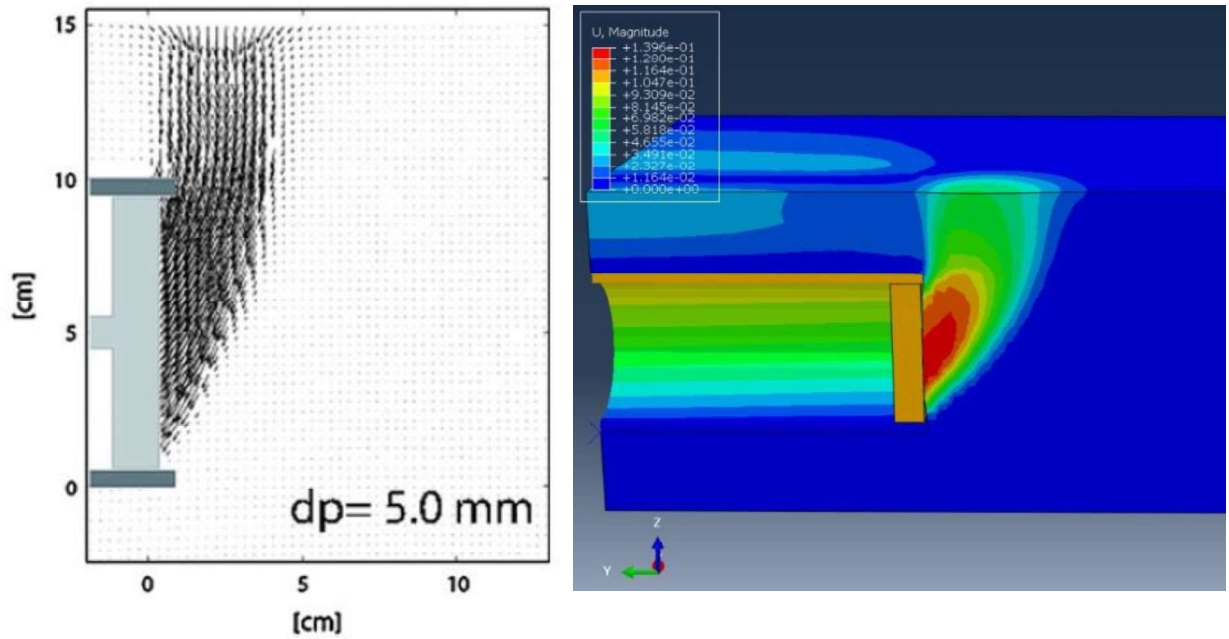
A distribuição de tensões e deslocamentos em túneis rasos, quando ensaiada ou modelada por métodos numéricos, revela padrões bastante definidos. O formato em “chaminé” está associado ao colapso progressivo do solo ou rocha acima da escavação, formando uma zona de alívio de tensões que tende a se desenvolver na forma de uma estrutura vertical ou inclinada, composta por material solto ou fraturado. À medida que se aproxima da face de escavação, é comum observar um aumento nos deslocamentos e tensões, com concentrações significativas nessa região. Ao mesmo tempo, a base do túnel tende a sofrer recalques verticais, configurando um padrão recorrente na literatura, como evidenciado em Indinger et al. (2011).

Os resultados obtidos neste trabalho, por meio da modelagem numérica no software ABAQUS (protótipo em metros), estão em conformidade com esse comportamento. A Figura 35a apresenta os resultados de Indinger et al. (2011) obtidos por meio de ensaios em centrífuga com análise PIV, nos quais o padrão em forma de “chaminé” é claramente observado. A Figura 35b mostra a simulação realizada neste estudo, com um campo de deslocamentos que exibe semelhança qualitativa com o modelo físico. Já a Figura 35c apresenta os resultados de um estudo desenvolvido pelo nosso grupo de pesquisa, conduzido de forma paralela por meio de modelagem física em centrífuga geotécnica.

O parâmetro $d_p = 5$ mm refere-se ao deslocamento imposto ao pistão de escavação no modelo físico, o qual representa um avanço controlado da face. Esse deslocamento corresponde a aproximadamente 10% do diâmetro do túnel modelado, permitindo a comparação entre os campos de deslocamento a partir de um mesmo nível relativo de avanço. Dessa forma, a análise é conduzida de maneira normalizada, assegurando que os padrões de recalque e deformação observados estejam associados a condições equivalentes de escavação.

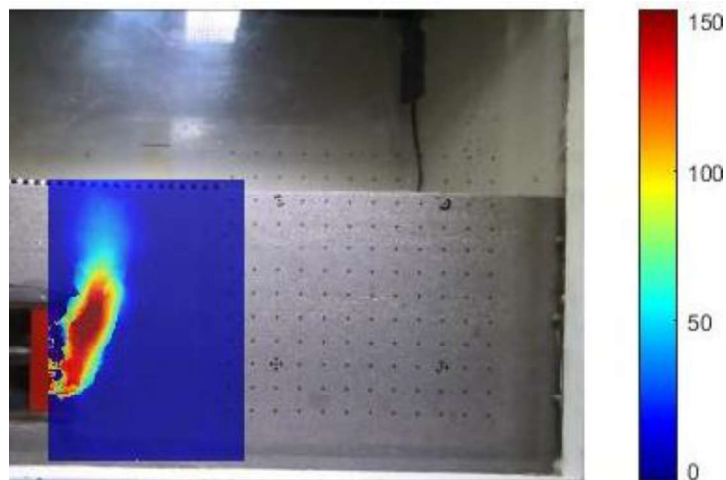
Adicionalmente, destaca-se que o modelo numérico adotado neste trabalho é constituído por duas componentes principais (solo arenoso e TBM), refletindo as condições físicas do ensaio experimental e reforçando a fidelidade da simulação. Essa aproximação entre os resultados numéricos e os experimentais contribui para validar

o modelo e fortalecer sua aplicabilidade na análise da estabilidade de túneis escavados em solos não coesivos.



(a)

(b)



(c)

Figura 35 - Campos de deslocamentos (a) Indiger et al., 2011 (b) protótipo do presente trabalho realizado no ABAQUS (c) modelagem física Martins, 2025.

4.3 ANÁLISE NUMÉRICA NO ABAQUS

4.3.1 VISÃO GERAL DA MODELAGEM

A modelagem numérica permitiu avaliar não apenas a forma do mecanismo de colapso, mas também a distribuição de tensões principais e os campos de deslocamentos no entorno do túnel, tratando o maciço como contínuo e homogêneo. A estratégia de análise contemplou diferentes relações C/D (0,5; 1,0; 2,0) para representar túneis rasos com coberturas crescentes e avaliar o efeito de escala e de arqueamento do solo.

Tabela 10 - Comparação entre os três casos gerados no software.

Informações do Software			
C/D	Nº total de elementos	Tipo de malha	Condições de Contorno
0,5	12.021 elementos	C3D15	Restrição nas faces laterais + fixação completa na base
1	12.870 elementos		
2	17.608 elementos		

Sequência de passos (*Steps*) empregada:

A sequência de carregamentos e eventos foi estruturada para separar efeitos e facilitar a interpretação dos resultados (Figura 36):

1. **Contato** – Definição/ativação das interfaces (solo–TBM/revestimento) e parâmetros de atrito, garantindo transferência de esforços e permitindo deslizamento relativo quando pertinente.
2. **Peso próprio** – Aplicação do peso próprio no domínio para estabelecimento do estado tensional inicial do maciço.
3. **Penalidade** – A penalização serve para corrigir o valor da coesão (nesta etapa o valor da coesão é reduzida de 100kPa para 1kPa).
4. **Avanço/Recuo** – Simulação do avanço/recuo da escavação.

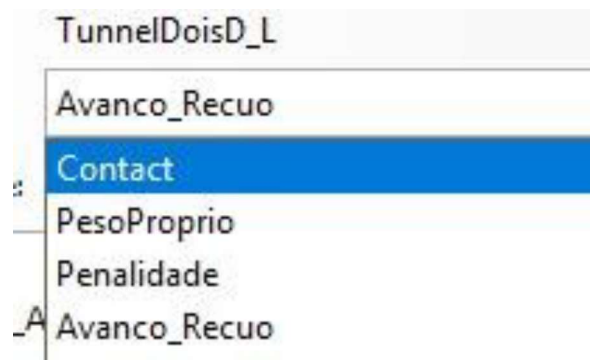


Figura 36 - Sequência de passos (Steps) empregada no Abaqus.

4.3.2 CAMINHOS DE EXTRAÇÃO (PATHS) E GRANDEZAS ANALISADAS

1. **Superfície do terreno (horizontal)** – Traçado no nível do terreno, transversal ao eixo do túnel, para caracterizar o recalque superficial (típica “bacia de recalque”). Figura 37.
2. **Topo (coroa) do túnel (horizontal)** – Traçado ao longo do topo do túnel, permitindo comparar o recalque no teto com o da superfície e identificar a extensão do arco de solo. Figura 38.
3. **Frente de escavação (vertical)** – Traçado vertical passando pelo centro da face, para obter tensões verticais e horizontais no plano da face e observar o efeito de descarregamento imediato. Figura 39.
4. **Região afastada da face (vertical)** – Traçado vertical a 2D à frente da face, representando o campo de tensões de referência (quase não perturbado), útil para comparação direta com o Path 3. Figura 40.

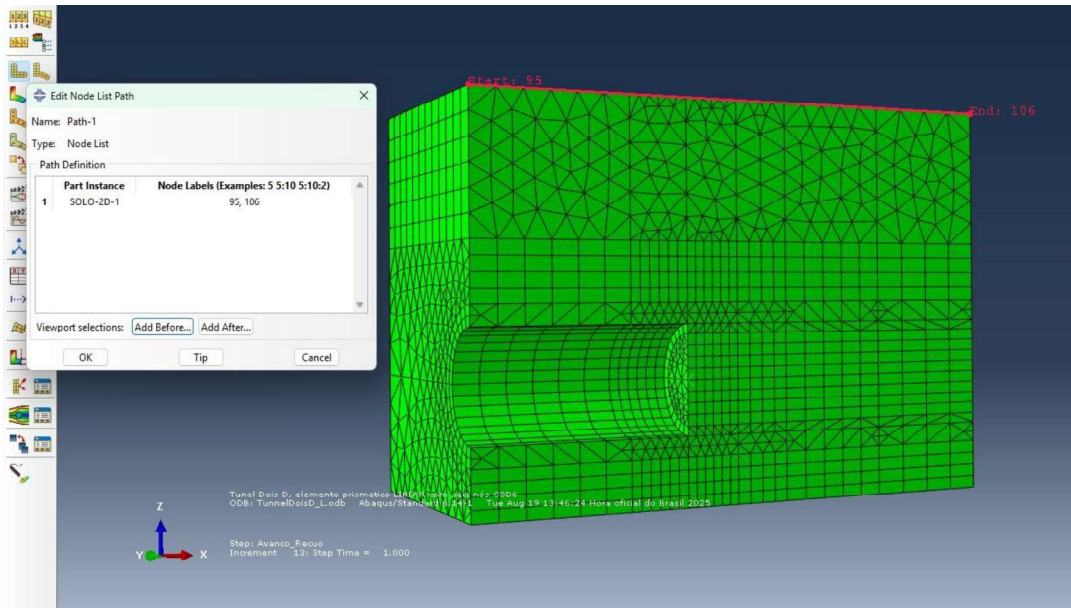


Figura 37 - Path1 Superfície do terreno (horizontal).

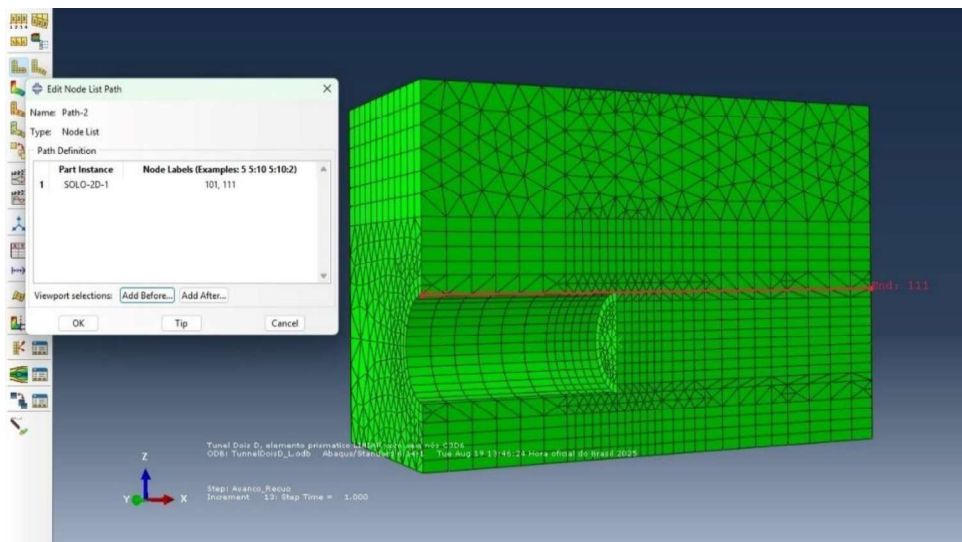


Figura 38 - Path2 Topo (coroa) do túnel (horizontal).

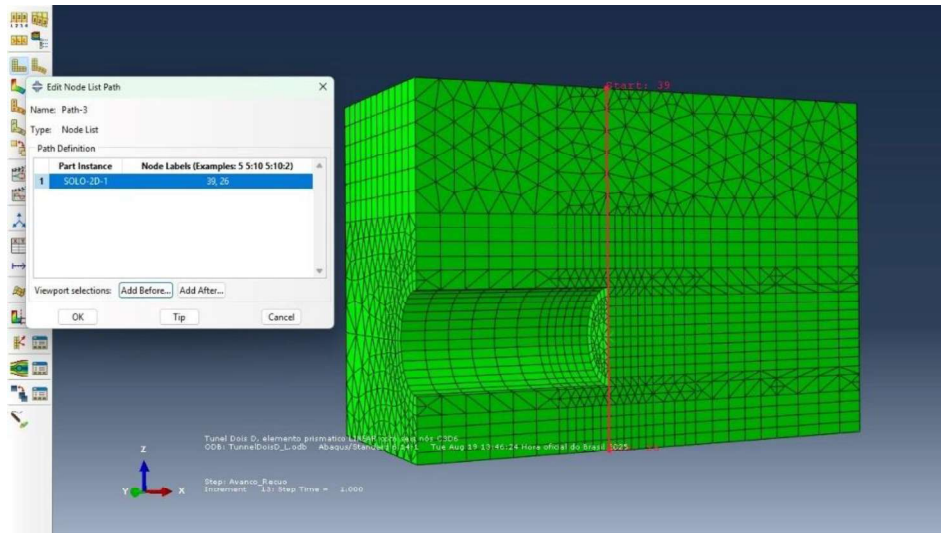


Figura 39 - Path3 Frente de escavação (vertical).

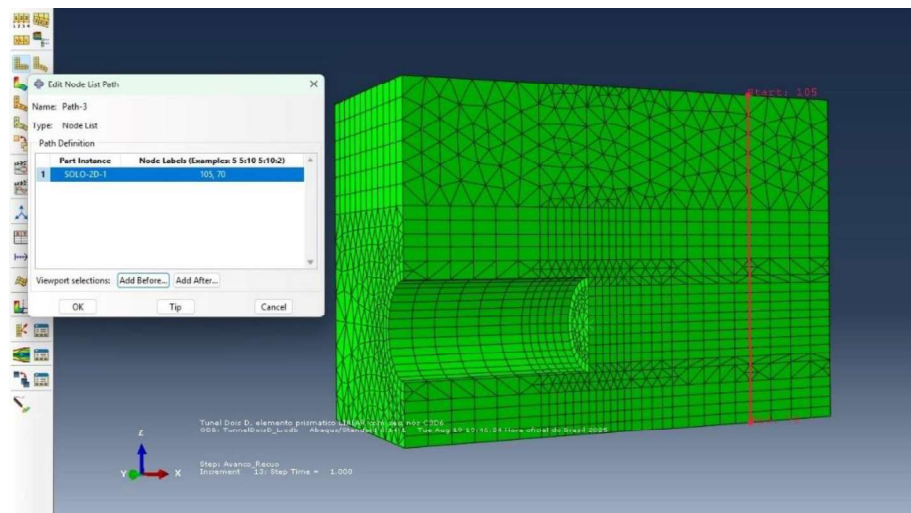


Figura 40 - Path4 Região afastada da face (vertical).

As grandezas extraídas incluíram deslocamentos e tensões, em passos antes e após a escavação.

4.3.3 RESULTADOS DE DESLOCAMENTO

As Figuras (41–43), apresentam mapas de deslocamento para as três razões C/D analisadas. Em todos os casos, observa-se o padrão “chaminé” característico de túneis rasos: uma zona de deformação que se desenvolve a partir da superfície e se propaga em direção à face.

- Para $C/D=0,5$, o recalque superficial atinge os maiores valores absolutos, refletindo a baixa espessura de cobertura e o fraco efeito de

arqueamento; a energia dissipada é menos distribuída e a superfície “sente” mais diretamente a escavação.

- Em $C/D=1,0$, a bacia de recalque mantém amplitude próxima à do caso $0,5D$, porém com perfil ligeiramente mais difuso.
- Em $C/D=2,0$, há redução perceptível do recalque máximo.

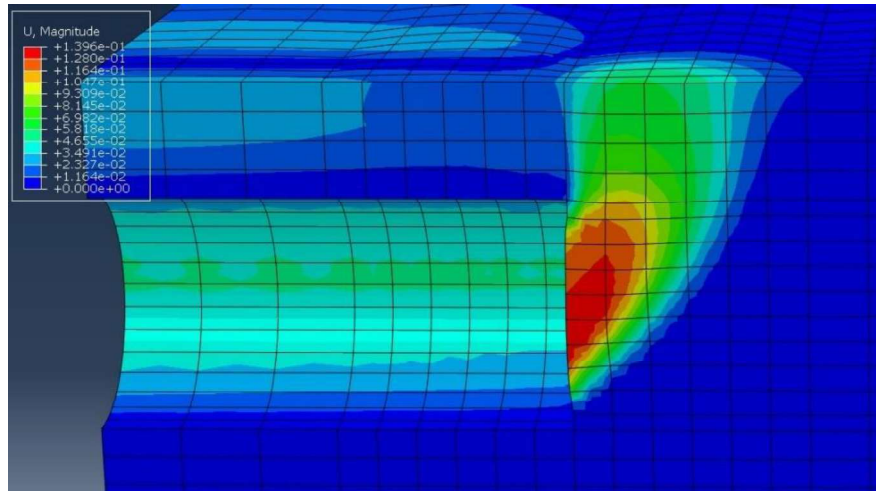
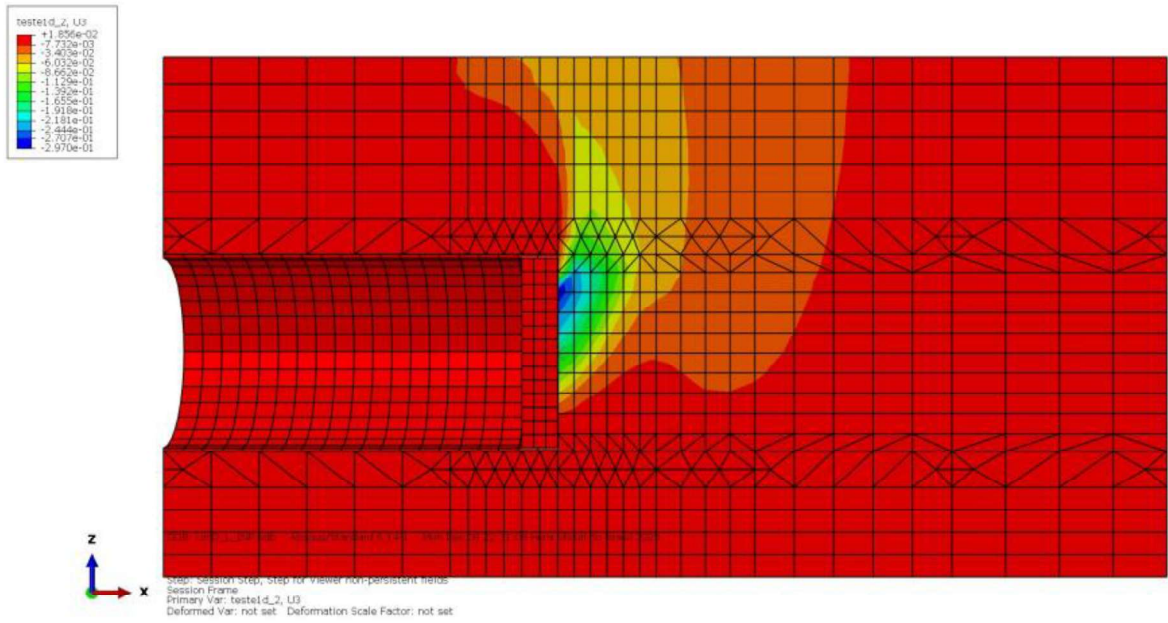
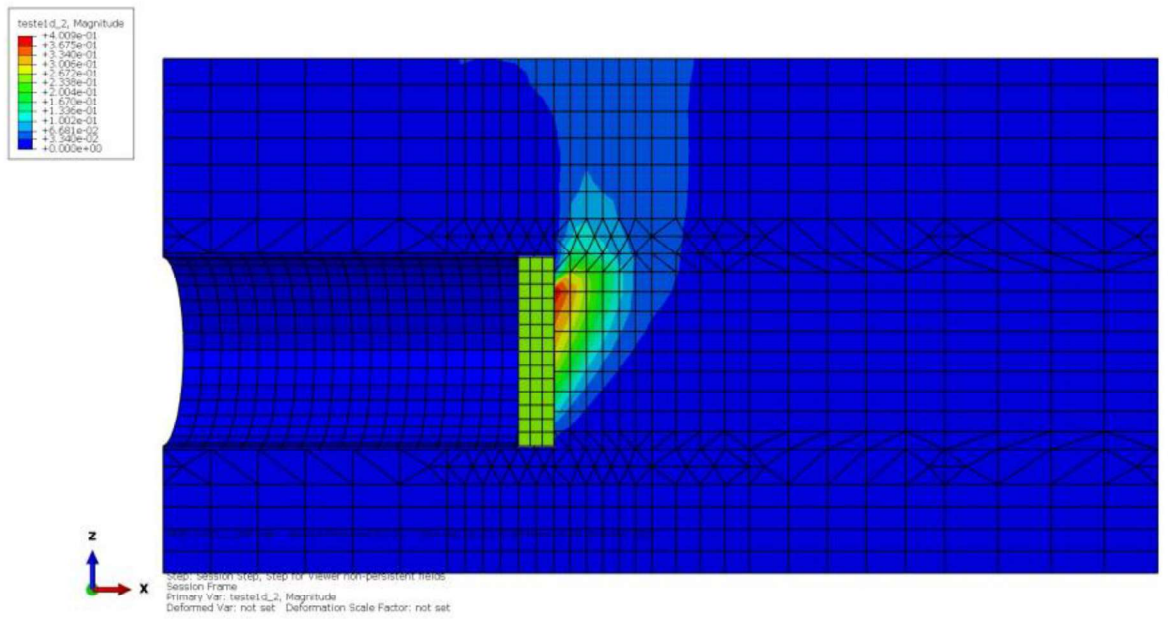


Figura 41 - Deslocamentos para $C/D=0,5$. Recalque U_3 .

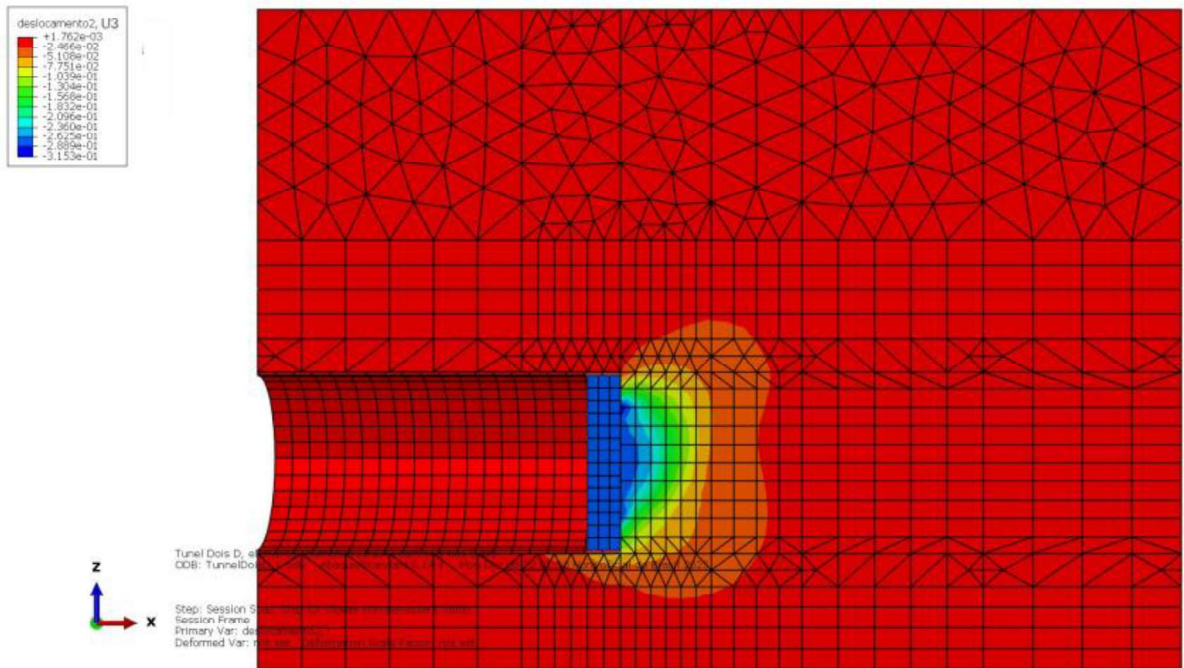


(a)

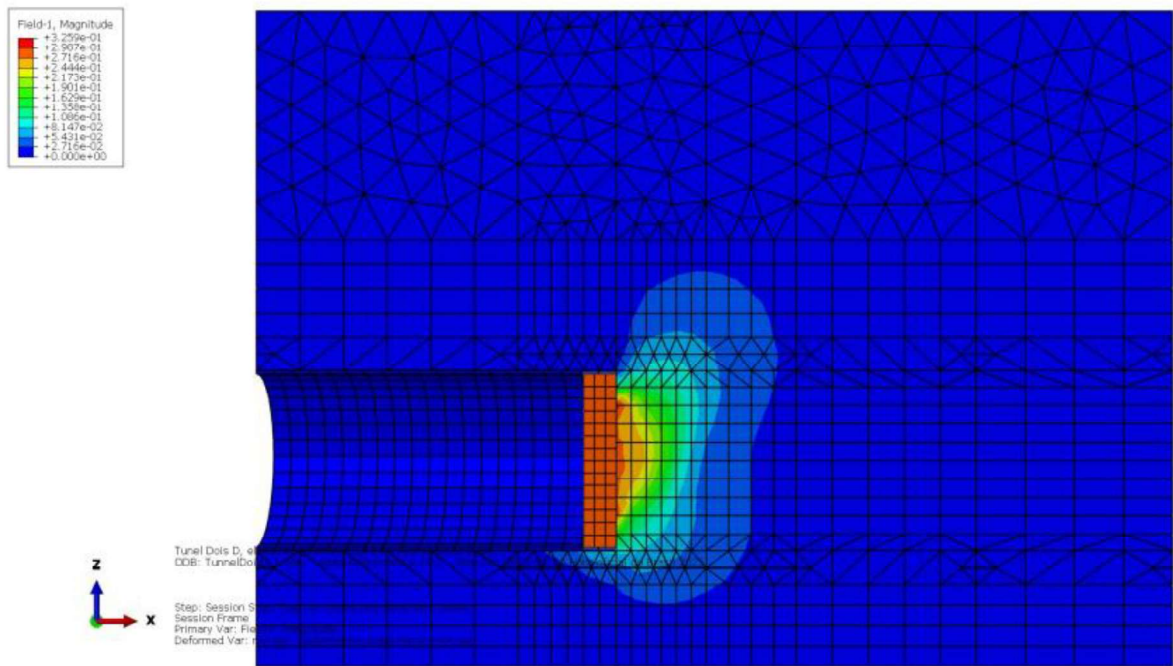


(b)

Figura 42 - Deslocamentos para C/D=1. (a) Recalque U3 (b) Deslocamento total U



(a)



(b)

Figura 43 - Deslocamentos para $C/D=2$. (a) Recalque U_3 (b) Deslocamento total U

Para quantificação, as Figuras (44-46) obtidas via Path 1 (superfície) e Path 2 (coroa), mostram o recalque para cada C/D . Neles, o recalque máximo ocorre próximo ao eixo do túnel e decai lateralmente. O caso $C/D=0,5$ apresenta pico mais pronunciado, seguido por $C/D=1$ e, por fim, $C/D=2$, com menor amplitude.

A análise dos deslocamentos obtidos na modelagem numérica foi realizada distinguindo-se o deslocamento total (U), associado à deformação global do maciço, do deslocamento vertical (U_3 ou U_z), adotado como parâmetro de avaliação do recalque.

No caso 1D, o deslocamento total máximo atingiu aproximadamente 0,40 m, enquanto o recalque máximo foi da ordem de $1,86 \times 10^{-2}$ m, correspondente a cerca de 18,6 mm, caracterizando um nível de recalque moderado para túneis rasos escavados em solos não coesivos.

Para o caso 2D, observou-se uma redução significativa do recalque, cujo valor máximo foi de aproximadamente 1,76 mm, apesar de o deslocamento total permanecer elevado em regiões internas do maciço.

Observa-se que, para menores valores de C/D , ocorre uma redistribuição mais intensa das tensões verticais nas proximidades da face de escavação, indicando um estado de confinamento reduzido do maciço. Esse comportamento é compatível com a maior suscetibilidade à instabilidade em túneis rasos, uma vez que a menor cobertura limita a capacidade de redistribuição das tensões geostáticas. Para maiores valores de C/D , a resposta torna-se mais gradual, refletindo um mecanismo de suporte natural mais eficiente proporcionado pelo maciço.

Cabe ressaltar que, nos ensaios experimentais em centrífuga geotécnica realizados em areia fofa, os recalques superficiais observados para um recuo do pistão correspondente a aproximadamente 10% do diâmetro do túnel atingiram valores da ordem de 65 cm para $C/D = 0,5$, 36 cm para $C/D = 1,0$ e 6 cm para $C/D = 2,0$. Na modelagem numérica desenvolvida neste estudo, o avanço/recuo da escavação foi representado por meio da imposição de um deslocamento controlado de 0,275 m, valor correspondente a 5% do diâmetro do túnel modelado ($D = 5,5$ m). Dessa forma, a comparação entre os resultados numéricos e experimentais permite a análise qualitativa dos mecanismos de deformação e da influência da razão C/D sobre os recalques observados.

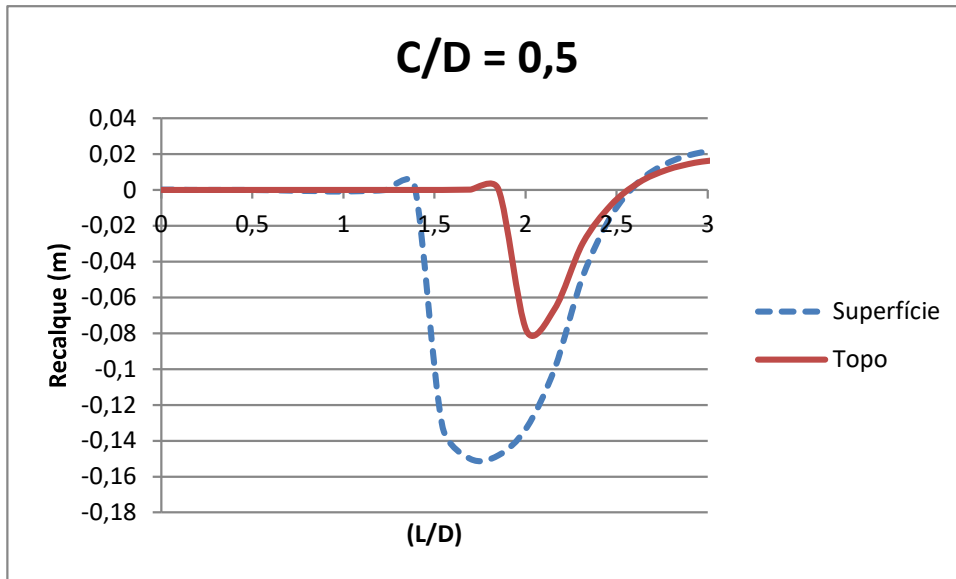


Figura 44 - Gráfico de recalque para C/D=0,5.

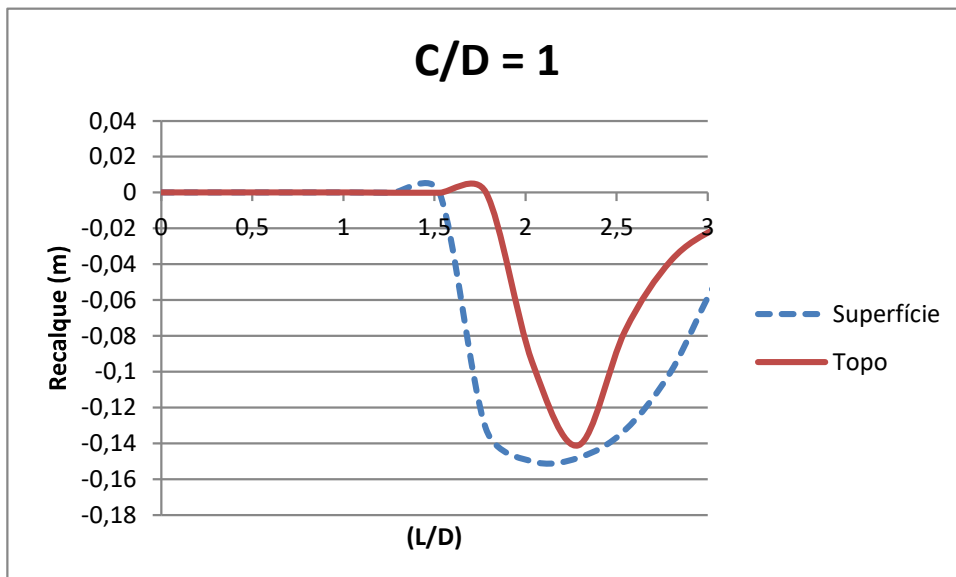


Figura 45 - Gráfico de recalque para C/D=1.

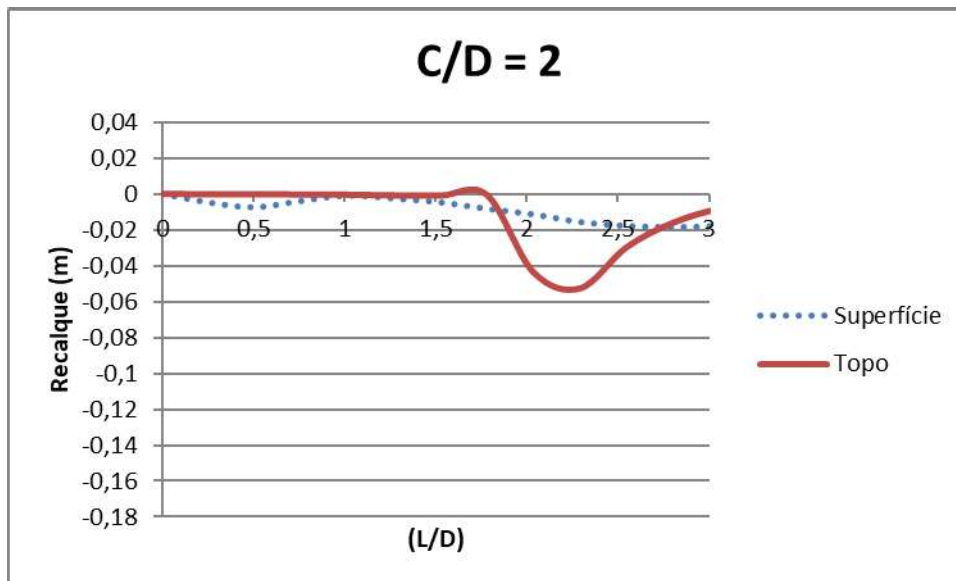


Figura 46 - Gráfico de recalque para C/D=2.

Ligação com o modelo físico (centrífuga/UENF): Para reforçar a leitura “a olho nu” do padrão de deformação, inclui-se a Figura 47 com imagens do ensaio em centrífuga, evidenciando o mecanismo em “chaminé” e a compatibilidade qualitativa com as simulações numéricas. Além disso, as Figuras 48 a 50 ilustram os gráficos das leituras do modelo experimental, sendo as linhas tracejadas em azul representativas do recalque na superfície e as linhas contínuas em vermelho do recalque no topo.

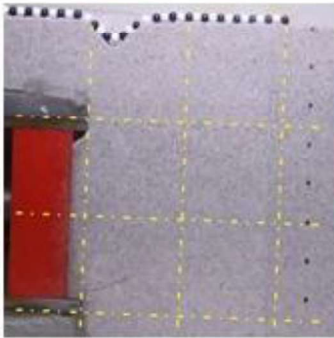
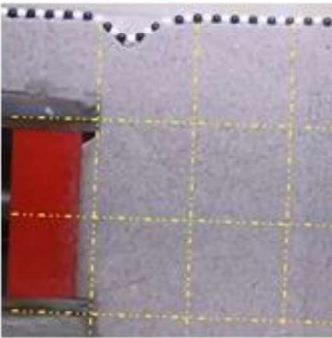
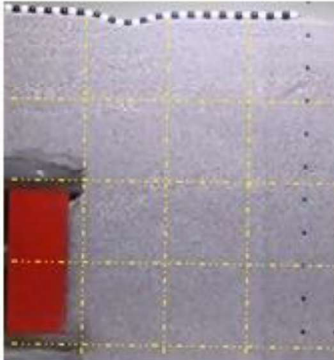



COBERTURA	ALIVIO	
	AREIA COMPACTA	AREIA FOFA
0,5 D	$\rho_{MAX} \approx 4\phi = 1,18m$ 	$\rho_{MAX} \approx 2,5\phi = 0,73m$ 
1,0 D	$\rho_{MAX} \approx 1,1\phi = 0,32m$ 	$\rho_{MAX} \approx 1,5\phi = 0,44m$ 
2,0 D	$\rho_{MAX} \approx 0,00$ 	$\rho_{MAX} \approx 0,00$ 

Figura 47 - Evidência experimental do padrão de deslocamento tipo “chaminé” (modelo físico em centrífuga). Martins, 2025.

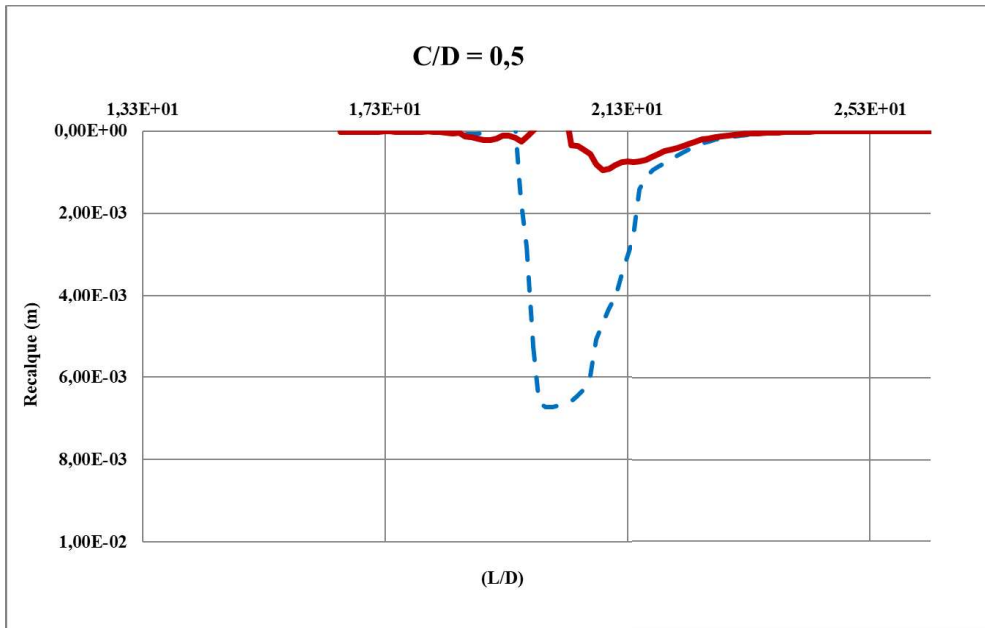


Figura 48 - Gráfico de recalque (modelo físico) para C/D=0,5. Martins, 2025.

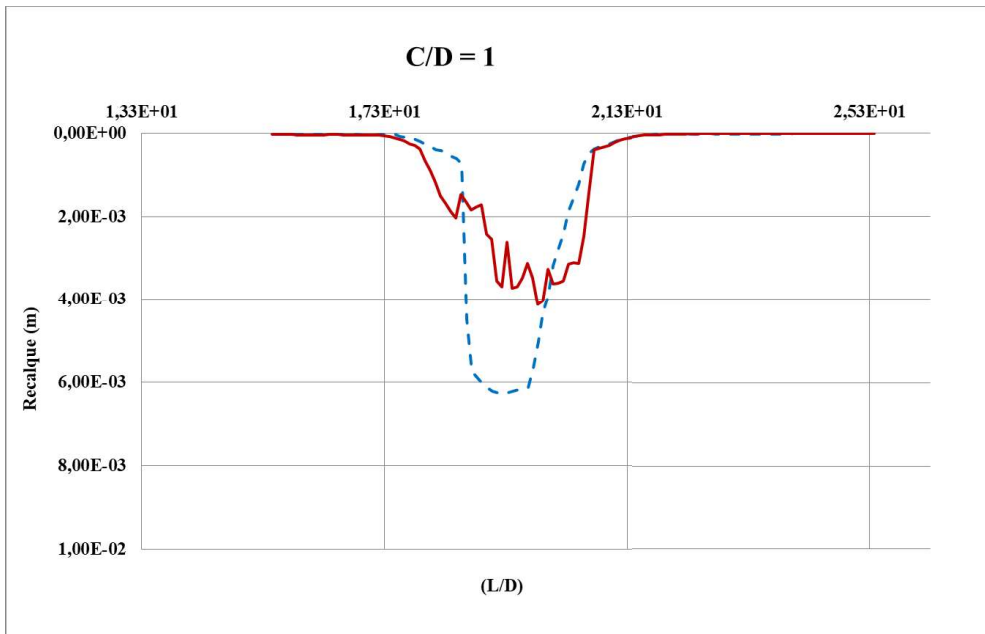


Figura 49 - Gráfico de recalque (modelo físico) para C/D=1. Martins, 2025.

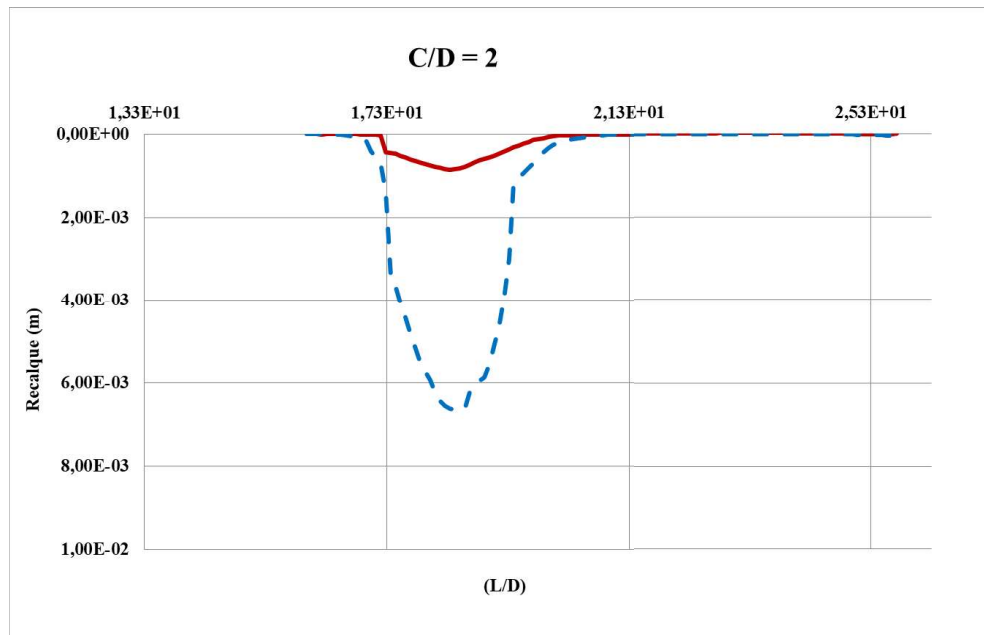


Figura 50 - Gráfico de recalque (modelo físico) para C/D=2. Martins, 2025.

4.3.4 RESULTADOS DE TENSÕES

Com o objetivo de avaliar a redistribuição das tensões verticais e horizontais no entorno da face de escavação, foram gerados gráficos XY ao longo dos Paths 3 e 4 (Figuras 51–56).

O Gráfico 1 (Figuras 51, 53 e 55) apresenta a comparação entre o estado de tensões geostático de referência, correspondente à condição prévia à escavação, na qual o maciço é considerado contínuo e sem a presença do túnel, e o estado de tensões na frente de escavação, após a imposição do avanço/recuo no modelo numérico. O campo de tensões de referência foi obtido em seções localizadas a aproximadamente 2D à frente da escavação, região na qual não se observa a influência do túnel ou do avanço da escavação, representando, portanto, um estado puramente geostático.

A comparação com as curvas correspondentes à frente de escavação evidencia a perturbação do campo de tensões associada à interação entre o elemento rígido representativo do TBM e o solo. Essa interação resulta em desvios significativos das tensões verticais e horizontais em relação ao estado geostático, mesmo antes da completa remoção do material.

O Gráfico 2 (Figuras 52, 54 e 56) apresenta a comparação entre o estado de tensões na frente de escavação e o estado posterior à frente, correspondente à região já escavada, após a imposição de um avanço/recuo equivalente a aproximadamente 5% do diâmetro do túnel. Esses resultados permitem avaliar a evolução do campo de tensões após a passagem da frente de escavação.

Esses gráficos permitem analisar a influência da razão cobertura/diâmetro (C/D) nos mecanismos de alívio e concentração de tensões ao longo da profundidade e da frente de escavação. As planilhas utilizadas foram elaboradas no Excel e estão apresentadas no Anexo B.

- *Path 3 (vertical – frente de escavação)*: representa a zona perturbada pela escavação.
- *Path 4 (vertical – região afastada da face)*: adotado como “referência” (far-field) do campo geostático.

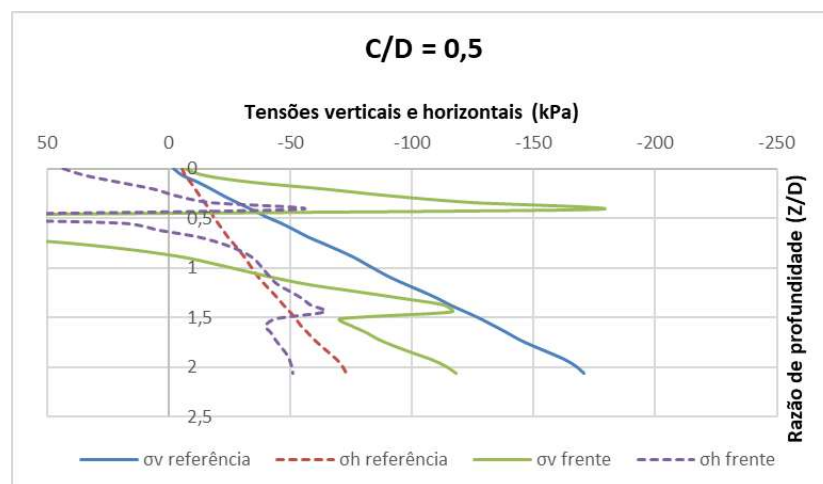


Figura 51 - Gráfico 1: Comparação das tensões verticais e horizontais entre o estado geostático de referência e a frente de escavação ao longo da profundidade para C/D = 0,5.

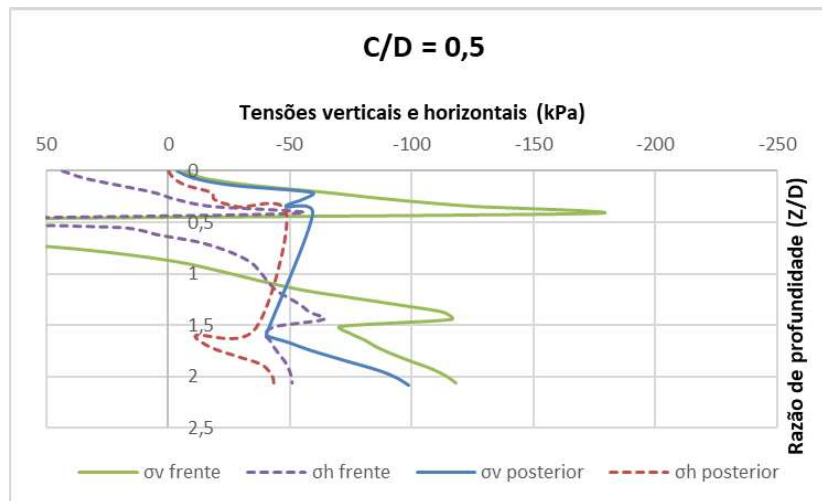


Figura 52 - Gráfico 2: Comparação das tensões verticais e horizontais entre a frente de escavação e a região posterior à frente ao longo da profundidade para $C/D = 0,5$.

Para a menor cobertura, as curvas mostram uma perturbação intensa do estado de tensões pois as tensões horizontais sofrem forte alívio próximo à face, indicando perda de confinamento lateral. Simultaneamente, a região da coroa apresenta um aumento localizado das tensões verticais, revelando mobilização do mecanismo arco logo após a escavação. Esse comportamento indica que, com baixa cobertura, o maciço tem baixa capacidade de redistribuição dos esforços. Por isso, a escavação é imediatamente sentida desde a superfície até a zona do túnel, o que explica também os recalques mais pronunciados observados nos gráficos de deslocamento.

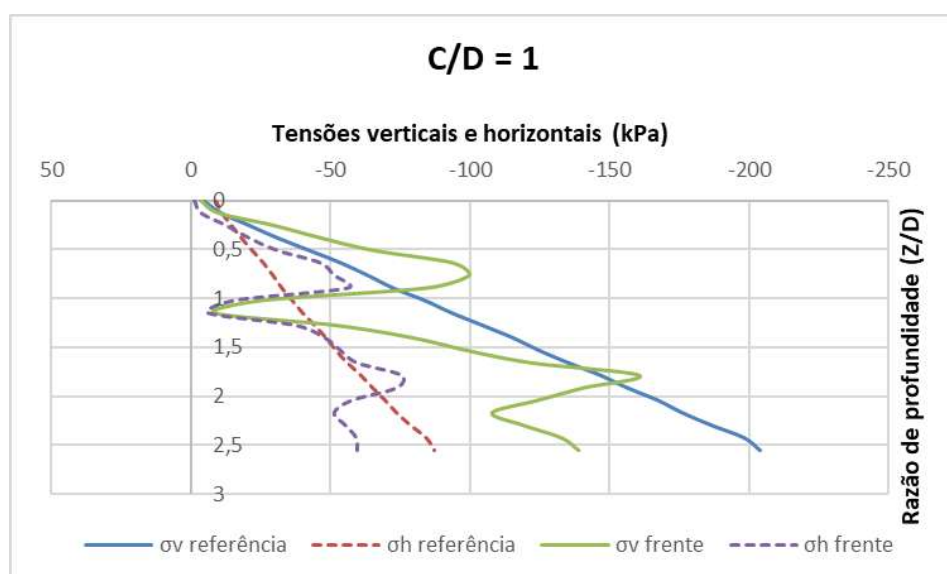


Figura 53 - Gráfico 1: Comparação das tensões verticais e horizontais entre o estado geostático de referência e a frente de escavação ao longo da profundidade para $C/D = 1$.

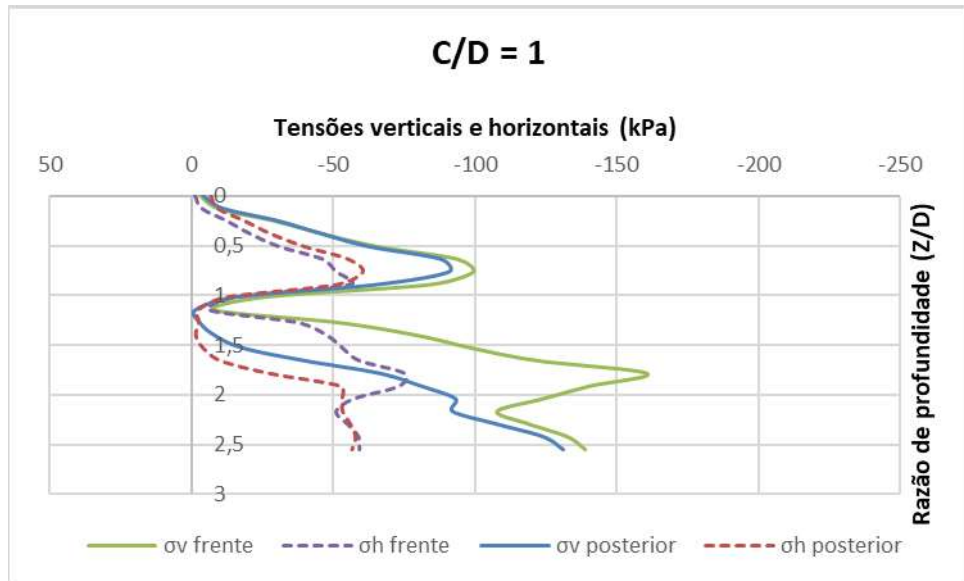


Figura 54 - Gráfico 2: Comparação das tensões verticais e horizontais entre a frente de escavação e a região posterior à frente ao longo da profundidade para C/D = 1.

Os gráficos mostram que o comportamento geral permanece, mas com intensidade reduzida. O alívio das tensões horizontais ainda ocorre, mas com magnitude menor e as oscilações de tensões verticais são mais brandas, indicando redistribuição mais eficiente do carregamento. Aqui, o mecanismo arco se desenvolve de forma mais estável, permitindo que o solo assuma parte das cargas sem transmitir integralmente os efeitos à superfície.

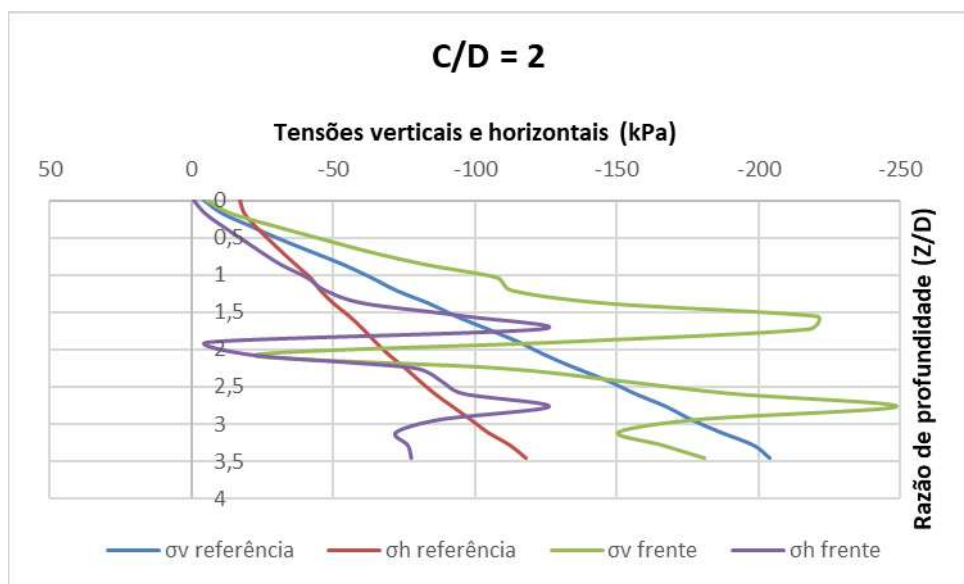


Figura 55 - Gráfico 1: Comparação das tensões verticais e horizontais entre o estado geostático de referência e a frente de escavação ao longo da profundidade para C/D = 2.

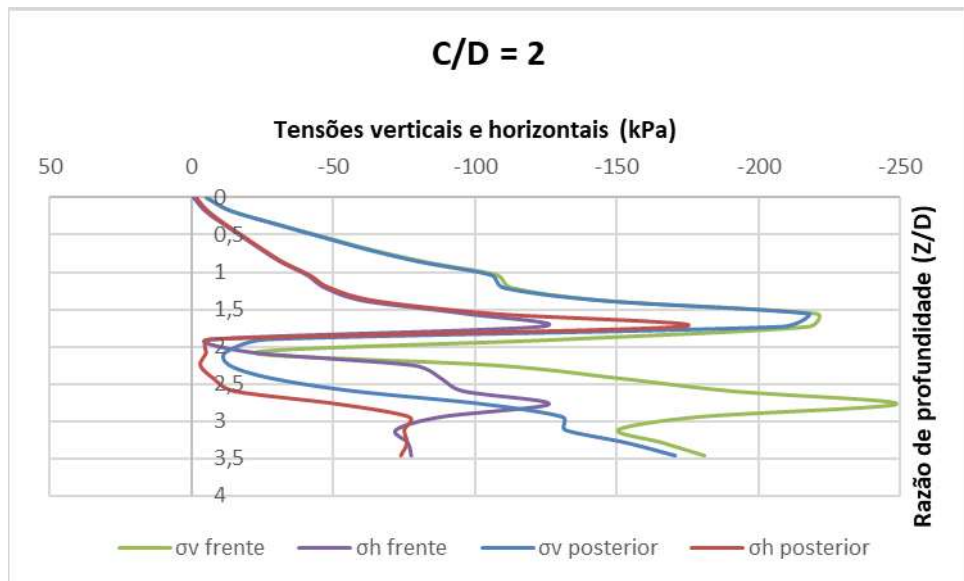


Figura 56 - Gráfico 2: Comparação das tensões verticais e horizontais entre a frente de escavação e a região posterior à frente ao longo da profundidade para $C/D = 2$.

Nesse caso, as curvas de σ_v e σ_h tanto na frente quanto na região posterior se aproximam das curvas de referência do Path 4. As perturbações se tornam muito localizadas ao redor da cavidade e o alívio horizontal permanece, mas é de pequena magnitude enquanto o efeito arco aparece, porém bem menos pronunciado.

A avaliação das tensões atuantes no entorno do túnel constitui uma etapa fundamental para compreender a redistribuição de esforços decorrente da escavação. A partir dos resultados obtidos no modelo numérico, foram extraídas curvas de variação das tensões verticais (σ_v) e horizontais (σ_h) em função da profundidade, possibilitando a análise comparativa entre o estado inicial de tensões no maciço e aquele resultante após a escavação.

Para a condição de $C/D = 0,5$, observou-se que as tensões verticais de referência (σ_v ref) apresentam comportamento quase linear, enquanto as tensões horizontais de referência (σ_h ref) se mantêm menores e pouco variáveis, refletindo o estado de repouso inicial do maciço. Na frente de escavação, foi possível identificar um alívio das tensões horizontais e um acréscimo local das tensões verticais, sobretudo na região da coroa. Já na região posterior, as tensões verticais e horizontais tendem a se reorganizar, embora ainda apresentem perturbações mais significativas do que em profundidades maiores, o que evidencia que, em coberturas reduzidas, o maciço “sente” mais intensamente a presença do túnel.

No caso de $C/D = 1,0$, o padrão geral de comportamento se mantém, mas com perturbações menos intensas em comparação à condição de $C/D = 0,5$. As tensões verticais de referência permanecem praticamente retilíneas e dominantes, enquanto as horizontais seguem quase paralelas. Na frente de escavação, o alívio horizontal continua presente, mas as oscilações nas tensões verticais já se mostram menos expressivas, indicando maior redistribuição dos esforços no entorno. Na posterior, as curvas tendem a se aproximar mais da condição de referência, revelando que, embora ainda haja influência da escavação, essa se encontra atenuada pela maior cobertura.

Por fim, para a condição de $C/D = 2,0$, o efeito torna-se ainda mais evidente: as curvas de σ_v e σ_h , tanto na frente quanto na posterior, se aproximam de forma significativa das curvas de referência. As tensões horizontais ainda apresentam oscilações próximas ao túnel, mas de magnitude reduzida, enquanto o efeito arco na coroa se mantém, porém de maneira bem menos intensa. Em síntese, quanto maior o valor de C/D , maior é o confinamento proporcionado pelo solo, o que resulta em menores recalques e em uma redistribuição das tensões de forma mais localizada ao redor do túnel, sem repercussões tão acentuadas na superfície.

De modo geral, os resultados obtidos demonstram que a escavação induz uma modificação significativa no equilíbrio do maciço, com redução tanto das tensões verticais quanto horizontais nas regiões próximas à cavidade, ao mesmo tempo em que promove o redirecionamento dos esforços para áreas mais distantes. Esse comportamento confirma a importância da correta previsão do campo de tensões induzido, visto que influencia diretamente no dimensionamento do revestimento do túnel e na estabilidade da obra subterrânea.

A comparação entre os métodos empregados (analítico, numérico e experimental em centrífuga) demonstra que todos identificaram o padrão típico de colapso em forma de “chaminé”, o que confirma a consistência qualitativa entre abordagens. Entretanto, observam-se diferenças na magnitude dos deslocamentos e na redistribuição de tensões, sobretudo para baixos valores de C/D . Nos modelos numéricos em Abaqus, o recalque máximo para $C/D = 0,5$ atingiu valores superiores ao verificado no ensaio em centrífuga, o que pode estar associado à idealização de um maciço homogêneo e isotrópico, sem a heterogeneidade natural presente no solo real. Já no método

analítico de Mollon (2009), os fatores de segurança resultaram ligeiramente maiores, sugerindo tendência a uma abordagem mais conservadora.

Essa análise conjunta evidencia que, apesar das limitações individuais de cada método, a integração das abordagens permite avaliar com maior confiabilidade o comportamento do túnel. O modelo em centrífuga fornece uma referência física essencial, enquanto a análise numérica possibilita compreender distribuições de tensões e deslocamentos com maior detalhe, e o método analítico fornece uma estimativa simplificada, porém útil para aplicações práticas.

5 CONCLUSÕES

O presente trabalho teve como objetivo analisar o comportamento geomecânico de túneis rasos escavados em solos não coesivos, com ênfase na estabilidade da face de escavação, por meio de modelagem numérica utilizando o software Abaqus/CAE®. A metodologia adotada envolveu a simulação em etapas, contemplando a condição inicial de tensões, a atuação do peso próprio do maciço e a simulação do avanço e recuo da escavação, permitindo a análise da redistribuição de tensões e dos deslocamentos associados a cenários críticos de estabilidade.

Os resultados obtidos confirmam que a razão entre a cobertura e o diâmetro do túnel (C/D) exerce papel determinante na resposta geotécnica do maciço. Para o caso $C/D = 1$, os modelos numéricos indicaram recalques máximos da ordem de 18 mm, evidenciando uma resposta mais deformável do maciço associada à menor profundidade relativa da escavação. Por outro lado, para $C/D = 2,0$ observou-se uma redução significativa dos deslocamentos verticais, com recalques máximos da ordem de 2 mm, caracterizando um comportamento mais estável e uma redistribuição de tensões mais localizada nas proximidades da cavidade. Esses resultados evidenciam a influência direta da profundidade relativa na estabilidade da face de escavação e no controle dos recalques superficiais.

A análise dos campos de tensões reforçou a atuação do efeito arco no maciço, especialmente nos casos de menor cobertura, evidenciando a redistribuição das tensões geostáticas após a escavação, com alívio da tensão horizontal e incremento localizado da tensão vertical na região da coroa do túnel. As tendências observadas na modelagem numérica mostraram-se coerentes com resultados experimentais de referência, incluindo ensaios em centrífuga geotécnica, que apresentaram padrões semelhantes de deformação e recalque.

Ressalta-se que os resultados numéricos apresentados se referem a um modelo que não impõe explicitamente pressão de suporte na face de escavação, o que influencia diretamente os mecanismos de redistribuição de tensões e os níveis de deformação observados. Dessa forma, os resultados devem ser interpretados como representativos de um cenário conservador, adequado à análise de tendências e

mecanismos de instabilidade, mas sujeito às limitações inerentes às hipóteses adotadas.

Apesar dessas limitações, o estudo permitiu identificar de forma consistente a influência dos parâmetros geométricos na estabilidade da face de escavação e reforçou a aplicabilidade da modelagem numérica por elementos finitos como ferramenta de apoio à análise de túneis rasos em solos não coesivos. Os resultados obtidos contribuem para o entendimento dos mecanismos envolvidos e podem subsidiar estudos futuros que incorporem condições mais complexas de suporte e acoplamento hidromecânico.

Como continuidade deste estudo, recomenda-se a realização de análises numéricas que considerem a imposição explícita de pressão de suporte na face de escavação, permitindo avaliar sua influência na redistribuição de tensões e nos recalques em túneis rasos. Sugere-se também a ampliação das análises para diferentes condições de drenagem e estados de compactidade do solo. Além disso, recomenda-se considerar uma maior variabilidade dos parâmetros geotécnicos do maciço, bem como a presença do nível freático na região da escavação, reconhecida como um dos principais fatores associados à instabilidade da face em obras subterrâneas.

6 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Assis, A. P. (2002a). MECÂNICA DAS ROCHAS: OBRAS SUBTERRÂNEAS. Brasília, DF: Departamento de Engenharia Civil, UnB.

Assis, A. P. (2002b). Métodos estatísticos e probabilísticos em geotecnia. Brasília: Universidade de Brasília

Atkinson, J. H., Potts, D. M. (1977). Stability of a shallow circular tunnel in cohesionless soil. *Geotechnique*, 27(2), 203–215.

Bishop, A. (1966). The Strength of Soils as Engineering Materials. *Géotechnique*, 16(2), 91–130. <https://doi.org/10.1680/geot.1966.16.2.91>

Britto, A. M., Gunn, M. J. (1987). Mecânica dos solos de estados críticos. Tradução de Paulo Ivo Braga de Queiroz. In *Critical state soil mechanics via finite elements*. New York: Ellis Harwood Series in Civil Engineering, Wiley. Retrieved from http://www2.ita.br/~pi/cursos/GEO45/britto_20060826.pdf

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.

Chan, N. (2015). Catalogue of Notable Tunnel Failures - Case Histories (up to April 2015). Hong Kong. Retrieved from <https://www.cedd.gov.hk/eng/publications/geo/index.html>

Davis, E. H., Gunn, M. J., Mair, R. J., Seneviratne, H. N. (1980). The stability of shallow tunnels and underground openings in cohesive material. *Géotechnique*, 30(4), 397–416. <https://doi.org/10.1680/geot.1980.30.4.397>

ECO Túneis. (2020). TUNNEL LINER. Retrieved December 26, 2020, from <http://ecotuneis.com.br/tunnel-liner/>

FARIAS, M.M. (2014). Teoria da Elasticidade e Plasticidade aplicada aos solos - Notas de aula. Universidade de Brasília - UnB.

Farias, M.M., Moraes, A.H., Assis, A.P., 2004. Displacement control in tunnels excavated by the NATM: 3-D numerical simulations. *Tunn. Undergr. Space Technol.* 19, 283–293. <https://doi.org/10.1016/j.tust.2003.11.006>.

Guglielmetti, V., Grasso, P., Mahtab, A., Xu, S. (2008). Mechanised tunnelling in urban areas. (Vittorio Guglielmetti, G. Piergiorgio, M. Ashraf, S. Xu, & I. Geodata S.p.A., Turin, Eds.) Taylor & Francis. London: Progressive Media Group.

Hernández, Y. Z. (2021) Análise numérica tridimensional da estabilidade da face de escavação de túneis com pressurização não uniforme em meio estratificado. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, Centro de Ciência e Tecnologia.

Hernández, Y. Z., Farfán, A. D., & de Assis, A. P. (2019). Three-dimensional analysis of excavation face stability of shallow tunnels. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 92, 103062.

Huang, M., Li, S., Yu, J., Tan, J. Q. W. (2018). Continuous field based upper bound analysis for three-dimensional tunnel face stability in undrained clay. *Computers and Geotechnics*, 94, 207–213. <https://doi.org/10.1016/J.COMPGeo.2017.09.014>

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

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

Kim, S., Tonon, F. (2010). Face stability and required support pressure for TBM driven tunnels with ideal face membrane – Drained case. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 25(5), 526–542. <https://doi.org/10.1016/j.tust.2010.03.002>

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. *Géotechnique*, 40(4), 581–606.

Li, Y., Emeriault, F., Kastner, R., Zhang, Z. X. (2009). Stability analysis of large slurry shield-driven tunnel in soft clay. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 24(4), 472–481. <https://doi.org/10.1016/j.tust.2008.10.007>

Liu, W. K., Li, S., & Park, H. S. (2022). Eighty years of the finite element method: Birth, evolution, and future. *Archives of Computational Methods in Engineering*, 29(6), 4431-4453.

MARTINS, C. C. (2025). Modelagem física em centrífuga geotécnica: análise experimental de túnel raso em solos não coesivos. Projeto de Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro – UENF.

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 of Geomechanics*, 9(6), 237–249.

Mollon, G., Dias, D., Soubra, A. H. (2011a). Probabilistic Analysis of Pressurized Tunnels against Face Stability Using Collocation-Based Stochastic Response Surface Method. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 137(4). [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0000443](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000443)

Mollon, G., Dias, D., Soubra, A. H. (2011b). Rotational failure mechanisms for the face stability analysis of tunnels driven by a pressurized shield. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 35(12), 1363–1388. <https://doi.org/https://doi.org/10.1002/nag.962>

Mollon, G., Dias, D., Soubra, A. H. (2013a). Probabilistic analyses of tunneling-induced ground movements. *Acta Geotechnica*, 8(2), 181–199.

Mollon, G., Dias, D., Soubra, A. H. (2013b). Range of the safe retaining pressures of a pressurized tunnel face by a probabilistic approach. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 139(11). [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0000911](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000911)

Mollon, G., Dias, D., Soubra, A., M. ASCE. (2010). Face Stability Analysis of Circular Tunnels Driven by a Pressurized Shield. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 136(1), 215–219. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0000194](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000194)

Mollon, G., Phoon, K. K., Dias, D., Soubra, A. H. (2011). A new 2D failure mechanism for face stability analysis of a pressurized tunnel in spatially variable sands. *Geotechnical Special Publication*, (199), 2052–2061. [https://doi.org/10.1061/41095\(365\)208](https://doi.org/10.1061/41095(365)208)

Mühlhaus, H.-B. (1985). Lower bound solutions for circular tunnels in two and three dimensions. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 18(1), 37–52

Panji, M., Koohsari, H., Adampira, M., Alielahi, H., Asgari Marnani, J. (2016). Stability analysis of shallow tunnels subjected to eccentric loads by a boundary element method. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 8(4), 480– 488. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2016.01.006>

Pietro, L. (2008). *Design and construction of tunnels: Analysis of Controlled Deformations in Rock and Soils (ADECO-RS)*. Milano: Springer Science & Business Media. <https://doi.org/10.1007/978-3-540-73875-6>

Rocha, M. O. (2014). *Estudo da estabilidade da frente de escavação de túneis rasos em solo*. Universidade Federal de Minas Gerais.

Schwandl, R. (2020). *UrbanRail.Net*. Retrieved October 1, 2020, from <http://www.urbanrail.net/>

SEIDENFUSS, T. (2006). *Collapses in tunnelling*. Master Thesis. École Polytechnique Federale de Lausanne-EPFL, Lausanne, Suíça, 175 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.

Ukritchon, B., Yingchaloenkitkhajorn, K., Keawsawasvong, S. (2017). Threedimensional undrained tunnel face stability in clay with a linearly increasing shear strength with depth. *Computers and Geotechnics*, 88, 146–151. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2017.03.013>

VERGARA, D. A. H. *Análise paramétrica da técnica de pré-suporte com enfilagens em portais de túneis*. 93p. Dissertação (Mestrado) Engenharia Civil - Universidade de Brasília. Brasília (DF), 2013.

WANNICK, P. "Tunnel Code of Practice" as Basis for Insuring Tunnel Projects. *Tunnel* 8/2007. Pgs. 23-28.

Yu Y., Ling X., Tang L., Han X., Geng L., Wei S. (2021). Preliminary identification of the failure mode of shallow tunnels in soil subjected to frost heave: Model test and numerical simulation. *Transportation Geotechnics*, 29, 100555, ISSN 2214-3912. <https://doi.org/10.1016/j.trgeo.2021.100555>.

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.

Zare Naghadehi, M., Thewes, M., Alimardani Lavasan, A. (2019). Face stability analysis of mechanized shield tunneling: An objective systems approach to the

problem. *Engineering Geology*, 262, 105307.
<https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2019.105307>

Zhang, Chengping, Han, K., Zhang, D. (2015). Face stability analysis of shallow circular tunnels in cohesive–frictional soils. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 50, 345–357. <https://doi.org/10.1016/J.TUST.2015.08.007>

Zhang, Chunsheng, Liu, N., Chu, W. (2016). Key technologies and risk management of deep tunnel construction at Jinping II hydropower station. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 8(4), 499–512. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2015.10.010>

Zhang, Z., Li J., Wang S., Huang X. (2022). A comparative numerical analysis of design variation plans for a shallow tunnel in very soft ground after a sudden accident. *Engineering Failure Analysis*, 141, 1006674, ISSN 1350-6307. <https://doi.org/10.1016/j.engfailanal.2022.106674>.

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.

Zizka, Z., Thewes, M. (2016). Recommendations for face support pressure calculations for shield tunnelling in soft ground. German Tunnelling Committee (ITA-AITES), Cologne, Germany.

7 ANEXOS

A. CASOS HISTÓRICOS DE TÚNEIS QUE APRESENTARAM COLAPSO DE FACE

Ano	Projeto	Categoria	Método de	Causas
1964	Parque verde London, UK	Colapso de face	TBM	Mudanças no material escavado indo da escavação em argila para uma camada de areia e cascalho
1965	Metrô da Linha Victoria London, UK	Colapso de face	TBM	Pressão de face ineficiente
1970	Túnel rodoviário Rørvikskaret Noruega	Colapso de face, Colapso afloramento	Perfuração e Detonação	Investigação preliminar ineficiente, não estabilização de uma grande camada de argila expansiva
1980	Metrô de Munique Alemanha	Colapso com afloramento	NATM	Geologia variável, sobrecarregamento do reforço
1981	Túnel rodoviário de Holmestrand Noruega	Colapso de face e teto	Perfuração e Detonação	Zona de falha enraquecida, falta de suporte na face
1983	Dilizhan, USSR	Colapso de face	Shieldless TBM	Locais ricos em carvão, camadas de argilas xistosa, enfraquecido, em grande medida por superfícies de deslizamento oblíquas e fissuras com presença de água
1984	USSR	Colapso de face		Não fornecido
1989	Túnel coletor Moda Turquia	Colapso com afloramento	TBM	Mudanças no material escavado aparecendo uma camada de solo fino na rocha
1991	Segunda fase do metrô de Seoul Korea	Colapso com afloramento, Entrada de fluxo de água, Colapso de face	Perfuração e Detonação	Rocha erodida, influxo de água subterrânea
1992	Segunda fase do metrô de Seoul Korea	Colapso com afloramento, Entrada de fluxo de água, Colapso de face	Mecanizada	Granito intemperizado na face, solo de alta permeabilidade
1989-1995	Delémont, Switzerland	Colapso de face, Entrada de fluxo de água	TBM	Não fornecido
1990-1992	Bern, Switzerland	Colapso de face	Mixshield TBM	Não fornecido
1992	USSR	Colapso de face, Entrada de fluxo de água	Hard Rock, Shield TBM	Enormes e repentinas entradas de água misturada com areia
-	USSR	Colapso de face	Perfuração e Detonação	O uso de tuneladora e o alto grau de juntas na massa de solo, insuficiente qualidade do reforço e a ancoragem.
-	USSR	Colapso de face	Perfuração e Detonação	Extensa área xistosa, grava e capas de argila
1993	Seoul, Korea	Colapso de face, Colapso afloramento	NATM	Alto grau de pressão de água e a entrada de terra
1993	São Paulo, Brasil	Colapso de face, colapso do dreno	NATM	Baixa sobrecarga, excessiva convergência e instabilidade natural do solo na face
1994	Expresso de Heathrow UK	Colapso afloramento	NATM	Erros no desenho e baixo controle da qualidade
1994-1997	Klostern, Switzerland	Colapso de face, chaminé no teto	TBM aberta	Não fornecido
1995	Metrô dos Angeles USA	Colapso afloramento	TBM	Geologia inesperada
1993-1995	Túnel de Motorway Austria	Colapso de face, Entrada de fluxo de água	Perfuração e Detonação	Suporte tardio, escavação numa camada de xisto permeável
1998	Metrô de Docklands UK	Colapso de face (Blow out)	TBM	Alta pressão de ar na face

1999	Song and Fjordane, Noruega	Colapso de face, Rock burst.	Perfuração e Detonação	Grandes tensões
1999	Tala, Buthan	Colapso de face	Perfuração e Detonação	Problemas geológicos, estratos fracos, interceptação com aquífero a 122 m do portal
2002	Viena, Áustria	Colapso de face		Não fornecido
2003	Channel Tunnel Rail Link UK	Colapso afloramento	TBM	Vibrações da tuneladora
2003	Metrô Météor França	Colapso afloramento	TBM	Solo com características mecânicas inferiores às assumidas no projeto, orientação da falha desfavorável, suporte inadequado
2005	Viena, Áustria	Colapso de face, chaminé no teto.		Não fornecido
2005	Metrô de Lausanne Suíça	Colapso afloramento	Mecanizada	Escavação através do glacial provocando influxo de água
2006	Túnel de Kowloon Hong Kong, China	Colapso de face, Colapso afloramento	TBM	Perda da pressão de suporte da TBM
2007	Túnel de Kowloon Hong Kong, China	Colapso de face, Colapso afloramento	TBM	Perda repentina da pressão na face
2008	Túnel Blanka Praga, República Checa	Colapso de face, Colapso com afloramento	NATM, Túnel invertido	Instabilidade do maciço rochoso na face
2009	Túnel Brightwater Seattle, USA	Colapso afloramento, Colapso de face	TBM	Inexperiência do operador da TBM, sobreescavação
2009	Túnel Beacon Hill Seattle, USA	Colapso afloramento, Colapso de face	TBM	Sobreescavação ao passar da escavação numa camada de argila estável
2010	Túnel de Gilgel Gibe II Ethiopia	Colapso de face, Colapso subterrâneo	TBM	Alta pressão da tuneladora afetou o revestimento, queda de rochas na face causou danos nos discos de corte da tuneladora
2011	Metrô de Shenzhen China	Colapso de face, Colapso com afloramento	TBM	Mudança do material escavado de rocha ligeiramente degradada a completamente degradada, falta de estabilização do solo, fuga do ar comprimido
2014	Linha 4 Metrô do Rio de Janeiro Brasil	Colapso com afloramento	TBM	Falta de fixação na face de uma rocha fraturada provocando instabilidades nos blocos de rocha adjacentes

B. DADOS RETIRADOS DO ABAQUS PARA CONSTRUÇÃO DOS GRÁFICOS DE DESLOCAMENTOS E TENSÕES

PARA $C/D = 0,5$.

		Superf	Topo
L/D	L (mj)	Rho (m)	Rho (m)
0	0	0,000138	1,32E-05
0,15427	0,848485	0,000134	1,22E-05
0,30854	1,69697	9,84E-05	1,19E-05
0,46281	2,545455	1,92E-05	1,25E-05
0,61708	3,393939	-0,00017	1,27E-05
0,77135	4,242424	-0,00042	1,38E-05
0,92562	5,090909	-0,00079	1,78E-05
1,07989	5,939394	-0,00064	2,76E-05
1,23416	6,787879	0,00012	3,94E-05
1,38843	7,636364	0,003299	4,99E-05
1,5427	8,484849	-0,13181	6,39E-05
1,69697	9,333334	-0,15002	0,000311
1,85124	10,18182	-0,14805	0,000367
2,00551	11,0303	-0,1328	-0,07863
2,15978	11,87879	-0,09963	-0,06631
2,31405	12,72727	-0,04856	-0,02977
2,46832	13,57576	-0,01485	-0,00853
2,62259	14,42424	0,004625	0,004201
2,77686	15,27273	0,014942	0,011221
2,93113	16,12121	0,02026	0,015181
3,0854	16,9697	0,022557	0,017191
3,23967	17,81818	0,023478	0,018112
3,39394	18,66667	0,023571	0,018212
3,54821	19,51515	0,023155	0,018037

		Superf	Topo
L/D	L (mj)	Rho (m)	Rho (m)
0	0	0,000138	1,32E-05
0,15427	0,848485	0,000134	1,22E-05
0,30854	1,69697	9,84E-05	1,19E-05
0,46281	2,545455	1,92E-05	1,25E-05
0,61708	3,393939	-0,00017	1,27E-05
0,77135	4,242424	-0,00042	1,38E-05
0,92562	5,090909	-0,00079	1,78E-05
1,07989	5,939394	-0,00064	2,76E-05
1,23416	6,787879	0,00012	3,94E-05
1,38843	7,636364	0,003299	4,99E-05
1,5427	8,484849	-0,13181	6,39E-05
1,69697	9,333334	-0,15002	0,000311
1,85124	10,18182	-0,14805	0,003666
2,00551	11,0303	-0,1328	-0,07863
2,15978	11,87879	-0,09963	-0,06631
2,31405	12,72727	-0,04856	-0,02977
2,46832	13,57576	-0,01485	-0,00853
2,62259	14,42424	0,004625	0,004201
2,77686	15,27273	0,014942	0,011221
2,93113	16,12121	0,02026	0,015181
3,0854	16,9697	0,022557	0,017191
3,23967	17,81818	0,023478	0,018112
3,39394	18,66667	0,023571	0,018212
3,54821	19,51515	0,023155	0,018037
3,70248	20,36364	0,022505	0,01766
3,85675	21,21212	0,021756	0,017181
4,01102	22,06061	0,020419	0,016709
4,165289	22,90909	0,019811	0,016193
4,319559	23,75758	0,019235	0,015693
4,473829	24,60606	0,018732	0,015228
4,628099	25,45454	0,018318	0,014846
4,782369	26,30303	0,017982	0,014533
4,936639	27,15151	0,017817	0,014376
5,090909	28	0,017706	0,014265

INSITU				FRENTE Pre	
H/D	h (m)	Sv (kPa)	SH (kPa)	Sv (kPa)	SH (kPa)
0	0	-2,04568	-5,4757	-6,76272	43,42567
0,06889	0,378895	-5,63272	-6,68192	-14,7578	34,47184
0,13778	0,75779	-12,031	-8,87867	-34,0129	20,5657
0,20667	1,136685	-17,5027	-10,8309	-64,2711	6,301342
0,27556	1,51558	-22,5508	-12,6706	-91,1966	-3,15159
0,34445	1,894475	-28,2304	-14,709	-125,369	-17,4443
0,41334	2,27337	-34,0806	-16,7969	-174,086	-52,0589
0,48223	2,652265	-39,6469	-18,2065	130,6895	113,4878
0,55112	3,03116	-46,1505	-20,1578	102,8043	19,15664
0,62001	3,410055	-51,7311	-22,1779	93,12453	4,558083
0,6889	3,78895	-57,0717	-24,1392	73,46993	-11,734
0,75779	4,167845	-63,6522	-26,5506	38,65579	-21,8303
0,82668	4,54674	-70,0255	-28,896	12,84614	-29,1252
0,89557	4,925634	-76,0766	-31,1326	-6,31921	-34,2799
0,96446	5,304529	-81,0705	-32,9947	-19,3472	-37,1011
1,03335	5,683424	-86,0613	-34,8913	-31,3544	-39,4702
1,10224	6,062319	-91,3781	-36,9511	-43,5981	-41,8496
1,17113	6,441214	-97,5954	-39,4199	-57,7265	-44,7998
1,24002	6,820108	-104,166	-42,1353	-76,7994	-49,8145
1,30891	7,199003	-110,301	-44,7178	-95,8296	-54,5829
1,3778	7,577898	-115,701	-47,0362	-113,217	-58,2893
1,44669	7,956793	-121,969	-49,7037	-116,399	-63,8188
1,51558	8,335688	-128,072	-52,1234	-70,7237	-44,124
1,58447	8,714582	-133,508	-54,1641	-75,0107	-39,6756
1,653359	9,093477	-138,76	-56,8534	-81,1923	-41,8852
1,722249	9,472372	-143,688	-59,4197	-86,1925	-43,625
1,791139	9,851267	-149,796	-62,4809	-92,8341	-45,7724
1,860029	10,23016	-156,496	-65,7925	-100,373	-48,0434
1,928919	10,60906	-162,849	-68,9774	-108,31	-49,5864
1,997809	10,98795	-167,455	-71,2683	-114,168	-50,5244
2,066699	11,36685	-170,601	-72,8127	-118,284	-50,9552

PARA C/D = 1.

		Superf	Topo
L/D	L (mj)	Rho (m)	Rho (m)
0	0	-2,3E-05	-2,3E-05
0,254545	1,4	1,99E-06	1,99E-06
0,509091	2,8	-6,6E-06	-6,6E-06
0,763636	4,2	-1,2E-05	-1,2E-05
1,018182	5,6	-1,6E-05	-1,6E-05
1,272727	7	-3,8E-05	-3,8E-05
1,527273	8,4	-5E-05	-5E-05
1,781818	9,799999	-0,13181	4,16E-05
2,036363	11,2	-0,15002	-0,09443
2,290909	12,6	-0,14805	-0,14111
2,545454	14	-0,1328	-0,07744
2,8	15,4	-0,09963	-0,03786
3,054545	16,8	-0,04856	-0,01933
3,30909	18,2	-0,01485	-0,00824
3,563636	19,6	0,004625	-0,00035
3,818181	21	0,019425	0,005145
4,072727	22,4	0,02026	0,008752
4,327273	23,8	0,022557	0,011282
4,581818	25,2	0,023478	0,012946
4,836363	26,6	0,023571	0,013877
5,090909	28	0,023155	0,014175

INSITU				FRENTE Pre	
H/D	h (m)	Sv (kPa)	SH (kPa)	Sv (kPa)	SH (kPa)
0	0	-4,25748	-8,96918	-3,21727	-1,38361
0,127566	0,701614	-10,5735	-11,0667	-9,48046	-3,74063
0,255132	1,403227	-20,6976	-14,552	-29,4282	-12,6394
0,382698	2,10484	-30,8834	-18,0473	-46,2184	-20,8171
0,510264	2,806453	-42,2361	-21,9323	-65,2254	-30,894
0,63783	3,508066	-53,5536	-25,9466	-93,6287	-46,2807
0,765396	4,20968	-63,2793	-29,4106	-99,4894	-51,1522
0,892962	4,911294	-72,1749	-32,5153	-84,5739	-56,211
1,020528	5,612906	-83,5816	-36,2889	-25,3816	-15,588
1,148094	6,314519	-93,2722	-39,9963	-8,03194	-6,23763
1,275661	7,016133	-104,381	-44,305	-51,7268	-37,4876
1,403227	7,717746	-115,314	-48,3849	-79,3854	-47,9146
1,530793	8,419359	-124,593	-51,9059	-98,671	-53,399
1,658359	9,120973	-135,169	-56,0437	-121,977	-59,4372
1,785925	9,822586	-146,685	-60,8333	-160,445	-75,2802
1,913491	10,5242	-156,285	-65,0454	-140,552	-73,5003
2,041057	11,22581	-167,245	-69,5512	-123,92	-57,389
2,168623	11,92743	-176	-73,6376	-107,711	-51,2148
2,296189	12,62904	-186,509	-78,6458	-119,041	-55,2166
2,423755	13,33065	-198,049	-84,2496	-132,569	-59,0384
2,551321	14,03227	-203,815	-87,1139	-138,798	-59,3812

FRENTE Pos	
Sv (kPa)	SH (kPa)
-4,06218	-6,6551
-11,0209	-9,10956
-30,6593	-18,7191
-45,7697	-27,816
-62,2883	-39,6274
-87,8017	-55,2004
-90,6901	-60,4335
-65,5489	-51,6238
-15,1561	-12,3144
-1,36479	-2,32734
-2,90419	-2,46493
-8,13853	-1,41589
-18,0242	-3,97351
-39,9162	-10,1401
-66,3336	-27,2684
-80,8594	-52,3873
-92,9784	-53,1203
-91,9977	-53,2971
-107,638	-56,0266
-123,988	-57,8408
-130,905	-56,6075

PARA C/D = 2.

L/D	L (mj)	Superf Rho (m)	Topo Rho (m)
0	0	0	1,12E-37
0,254545	1,4	-0,00488	-7,8E-05
0,509091	2,8	-0,00762	-8E-05
0,763636	4,2	-0,00404	-0,00024
1,018182	5,6	-0,00103	-0,00041
1,272727	7	-0,00268	-0,00077
1,527273	8,4	-0,00482	-0,00088
1,781818	9,799999	-0,00848	-0,00056
2,036363	11,2	-0,0116	-0,04357
2,290909	12,6	-0,01592	-0,05258
2,545454	14	-0,01811	-0,02971
2,8	15,4	-0,01876	-0,01606
3,054545	16,8	-0,01806	-0,00816
3,30909	18,2	-0,01647	-0,00389
3,563636	19,6	-0,01427	-0,00123
3,818181	21	-0,01179	0,000277
4,072727	22,4	-0,00935	0,000898
4,327273	23,8	-0,00695	0,001028
4,581818	25,2	-0,00463	0,00089
4,836363	26,6	-0,00227	0,000531
5,090909	28	0	-2,9E-37

INSITU				FRENTE Pre	
H/D	h (m)	Sv (kPa)	SH (kPa)	Sv (kPa)	SH (kPa)
0	0	-6,44939	-17,0352	-5,08633	-0,61438
0,173237	0,952803	-13,8179	-18,5601	-13,4365	-4,55683
0,346474	1,905605	-27,3508	-22,4125	-29,0207	-10,7482
0,519711	2,858408	-41,8707	-27,028	-45,6257	-17,554
0,692948	3,811212	-55,7516	-31,7783	-62,6243	-24,2893
0,866185	4,764015	-69,9775	-36,7122	-82,6291	-31,4458
1,039421	5,716818	-85,6946	-41,8464	-107,54	-40,596
1,212658	6,669621	-96,8231	-45,4306	-112,801	-47,0703
1,385895	7,622424	-109,894	-49,9924	-146,716	-60,7844
1,559132	8,575228	-126,383	-55,5843	-220,475	-96,7658
1,732369	9,52803	-140,25	-60,4093	-217,588	-122,746
1,905606	10,48083	-153,237	-64,7982	-129,978	-6,1806
2,078843	11,43364	-167,387	-69,5661	-22,3235	-21,1507
2,25208	12,38644	-181,989	-75,1266	-106,993	-78,1776
2,425317	13,33924	-195,791	-80,2396	-150,498	-87,79
2,598554	14,29204	-209,508	-85,6173	-190,257	-95,5365
2,77179	15,24485	-224,088	-91,8941	-248,396	-125,879
2,945027	16,19765	-238,373	-98,2825	-178,585	-87,7211
3,118264	17,15045	-250,656	-104,305	-150,321	-71,9434
3,291501	18,10326	-265,38	-112,111	-165,944	-76,1098
3,464738	19,05606	-275,745	-117,78	-180,673	-77,3091

FRENTE Pos	
Sv (kPa)	SH (kPa)
-5,05836	-1,69694
-13,3143	-5,57034
-28,7071	-11,5792
-45,0307	-18,2904
-61,5855	-25,0365
-80,9636	-32,2487
-105,606	-41,5869
-110,313	-48,761
-146,008	-64,7649
-217,778	-106,683
-208,612	-172,373
-25,7869	-5,8293
-11,683	-5,19804
-13,1732	-3,12445
-27,9644	-7,69568
-57,1329	-15,014
-102,701	-51,5894
-130,789	-76,6838
-131,699	-74,8871
-153,378	-75,8688
-170,583	-73,746