

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
ESCOLA DE ENGENHARIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

**ESTUDO DE TÚNEIS SUPERFICIAIS: INFLUÊNCIA NA
CONVERGÊNCIA E NO PERFIL DE ASSENTAMENTO**

Wallace Cavalcante Ferrão

Porto Alegre
27 de Abril de 2018

WALLACE CAVALCANTE FERRÃO

**ESTUDO DE TÚNEIS SUPERFICIAIS: INFLUÊNCIA NA
CONVERGÊNCIA E NO PERFIL DE ASSENTAMENTO**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da
Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para
obtenção do título de Mestre em Engenharia com ênfase em Estruturas.

Orientadora: Prof.^a. Dr.^a. Denise Bernaud Maghous

Porto Alegre
27 de Abril de 2018

WALLACE CAVALCANTE FERRÃO

**ESTUDO DE TÚNEIS SUPERFICIAIS: INFLUÊNCIA NA
CONVERGÊNCIA E NO PERFIL DE ASSENTAMENTO**

Esta dissertação de mestrado foi julgada adequada para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil, Área de Concentração (Estruturas), e aprovada em sua forma final pelo professor orientador e pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 27 de Abril de 2018.

Prof^a. Denise Bernaud Maghous

Dr^a. pela École Nationale des Ponts et
Chaussées
Orientador

Prof. Nilo Cesar Consoli

Ph.D. pela Concordia University
Coordernador do PPGEC/UFRGS

BANCA EXAMINADORA

Prof. Américo Campos Filho (UFRGS)

Dr. pela Escola Politécnica da Universidade de
São Paulo

Prof. Mauro de Vasconcellos Real (FURG)

Dr. Pela Universidade Federal do Rio Grande
do Sul

Prof. Samir Maghous (UFRGS)

Dr. pela École Nationale des Ponts et
Chaussées

AGRADECIMENTOS

O caminho para entregar este trabalho foi extenuante e revigorante. Os meses foram, ao mesmo tempo, cansativos, rápidos e cheios de dúvidas. No entanto, o apoio de muita gente foi fundamental para a conclusão deste estudo. De certa forma, um texto de agradecimento nunca será capaz de traduzir a imensidão de boas vibrações e desejos de toda uma comunidade que sonha com o sucesso desse que aqui vos escreve, tentarei descrever o máximo de pessoas que contribuíram com o sucesso desta empreitada.

Um imenso obrigado às instituições: Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES), Universidade Federal do Rio Grande do Sul e Instituto Federal de Santa Catarina. Estas instituições possibilitaram o acesso a um nível de conhecimento até então folclórico para o autor; o nível de excelência é notável, os alunos são brilhantes e os professores impecáveis.

Eu agradeço ao Engenheiro, Mestre, Doutorando e carismático Felipe Quevedo; sem ele este trabalho não teria saído do projeto. Um vivente humilde, desapegado e com uma mente pulsante que consegue transpassar seu conhecimento a qualquer pessoa de forma pedagógica e cirúrgica. Conquistei um amigo que vive confinado no CEMACOM a partir de muitos elementos, diversas soluções e infinitas convergências.

Aos amigos: Monique Wesz, Marina Iara, Marina Fontenelle, Bianca Funk, Sandro Pieta e Guilherme Fiorin que me mostraram um solo gaúcho divertido e recheado de churrasco. Eles foram os grandes companheiros desde o início e desejo que sejam imensamente bem sucedidos. Espero que tenham aprendido o que é um mestrado na UFRGS, mas que também não esqueçam dos nossos papos no R.U., Cidade Baixa, festas, karaokês, violões e sorrisos, galera vocês ficam no meu miocárdio para sempre. Vocês são sensacionais!

Obrigado Professora Denise Bernaud por me aceitar como orientando e por me apresentar a Engenharia de Túneis na terceira etapa do curso de mestrado. Suas aulas sempre me inspiraram a seguir nessa área, e foi com muito prazer que compartilhei contigo este último ano de dissertação. Obrigado por me mostrar o caminho mais adequado e por compartilhar de forma tão nobre e de forma igual o seu vasto conhecimento.

Aproveito a oportunidade para agradecer as minhas raízes: família e Universidade Federal de Roraima que sempre me estimularam a seguir estudando. Eles me apoiaram física e financeiramente, foram responsáveis por ter conquistado uma vaga em uma Pós Graduação tão sonhada e qualificada como a do PPGEC/UFRGS.

Eu agradeço aos professores Samir Maghous, Mauro Real e Américo Campos por participarem da banca de apresentação, aceitando o convite e contribuírem para o enriquecimento deste trabalho.

Por fim, eu agradeço a meu companheiro de vida, Mauricio Ramos, por ter me aturado com paciência, por me estimular a sempre continuar, e por me incentivar a sempre permanecer focado. A sua companhia foi e para sempre será meu estímulo para acordar, crescer e ficar pistola. Foi maravilhoso me mudar para um novo estado e conhecer uma pessoa tão inteligente, humana e descendente das ariranhas. Obrigado Mauricio por entrar na minha vida!

Assim, eu concluo este breve texto a base de nostalgia e lágrimas. Vocês são parte de tudo isso que escrevo adiante, sem vocês nada sairia do lugar.

Obrigado família PPGEC/UFRGS!

“La utopía está en el horizonte. Camino dos pasos, ella se aleja dos pasos y el horizonte se corre diez pasos más allá. ¿Entonces para que sirve la utopía? Para eso, sirve para caminar.”

Eduardo Galeano

RESUMO

FERRÃO, W. C. **Estudo de túneis superficiais: influência na convergência e no perfil de assentamento**. 2018. 154 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

O projeto estrutural de túneis envolve o conhecimento da variável convergência (fechamento radial) para definição da pressão atuante sobre o revestimento e do nível de descompressão do solo circundante (maciço). A adoção de modelos contínuos em elementos finitos consegue discretizar de forma mais adequada o modelo mecânico estrutural considerando a interação com o solo. Dessa forma, esta dissertação recai sobre a variação da razão de cobertura (profundidade) de um túnel, a fim de determinar a profundidade limite que o modelo numérico segue o padrão de tensões geostáticas crescentes com a profundidade versus um padrão geostático uniforme profundo. A validação do modelo numérico ocorre junto a soluções analíticas desenvolvidas por Park (2004) e Kirsch (1898) para túneis em maciços elásticos superficiais e profundos respectivamente. Nos exemplos analisados, quando a profundidade do eixo do túnel é dez vezes maior que seu diâmetro as convergências se aproximam daquelas dadas pelo GEOMECH 91 (Bernaud, 1991) e o túnel pode ser considerado profundo. A curva de assentamentos (recalques) foi considerada consequência importante a ser notada em túneis superficiais que mostraram um recalque máximo até duas vezes maior quando se reduz a profundidade. Para esse estudo foram desenvolvidos *scripts* com profundidade variável adicionando a superfície de plasticidade de Drucker-Prager (utilizada em solos friccionais). O modelo numérico desenvolvido para túneis superficiais é validado junto a túneis reais instrumentados que tenham sido avaliados a partir de algum outro modelo contínuo, são eles: Heathrow Express, Green Park, Metrô de Barcelona, Brasília e São Paulo com resultados variando entre 1,20% e 6,78%. Eventualmente, uma breve análise do desenvolvimento de tensões no revestimento para túneis circulares, elípticos e ferradura é realizada a fim de encontrar zonas de tração. Enquanto túneis em seção ferradura desenvolveram tração para qualquer profundidade devido ao formato retilíneo, túneis circulares precisaram se encontrar com baixa profundidade a fim de desenvolver zonas descomprimidas decorrentes da ovalização de túneis rasos.

Palavras-chave: túneis superficiais, curva de assentamento, elementos finitos, convergência.

ABSTRACT

FERRÃO, W. C. **Study of shallow tunnels: influence on the convergence and surface settlement through**. 2018. 154 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

The structural design of tunnels involves the knowledge of the variable convergence (radial closure) for the definition of the acting pressure upon the lining and for the decompression level of the involving soil (rockmass). The adoption of continuous models using finite element analysis (FEA) is able to assess the structural mechanical model accurately, concerning the soil interaction. This way, this work studies the covering ratio (depth) of tunnels, in a way to determine the threshold point which divides the geostatic growing stresses versus the deep uniform stresses pattern. The validation of the numerical model under an elastic rockmass is done by comparison with analytical solutions developed by Park (2004) and Kirsch (1898) for shallow and deep tunnels respectively. Regarding the analyzed examples, when the depth of the tunnel axis is ten times greater than its diameter; the convergences approach to the ones given by GEOMECH 91 (Bernaud, 1991) and the tunnel may be considered deep. The settlement through (ground movement) is considered an important consequence to be noticed upon shallow tunnels; these tunnels have led to a maximum settlement twice deeper when the covering ratio is shallow ($H/D = 1$). For this study, several scripts have been developed concerning the variable depth and adding the Drucker-Prager plasticity criterion for frictional soils. The numerical model developed for shallow tunnels is validated with other continuous models relied on real instrumentation of subway network tunnels, such as: Heathrow Express, Green Park, Barcelona, Brasília and São Paulo with the solutions ranging between 1,20% and 6,78%. Eventually, a brief analysis of the stress development in the lining for circular, ellipsoid and horseshoe tunnels is done in search of tension zones. In one hand, horseshoe tunnels develop tension for any depth due to its straight walls; in the other hand, circular tunnels need to have a small covering ratio in order to develop decompression zones caused by the shallow tunnels ovalization.

Key-words: shallow tunneling, settlement through, finite element analysis, convergence.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 Etapas envolvidas nos projetos de túneis (adaptado de I.T.A. WORKING GROUP ON GENERAL APPROACHES TO THE DESIGN OF TUNNELS, 1988).	25
Figura 2.2 Partes de um túnel (DEPARTAMENTO DE ESTRADAS E RODAGEM, 2005, p. 11)	27
Figura 2.3 Métodos de abertura parcializada. (HERNANDÉZ, 2016, p. 7)	28
Figura 2.4 Tipos de métodos de escavação (QUEVEDO, 2017, p. 33).	29
Figura 2.5 Escavação mecanizada e mineira (BERNAUD, 2016).	30
Figura 2.6 Sequência executiva do método de escavação por perfuração e detonação (adaptado de HEINIO, 1999).	31
Figura 2.7 Ilustração da enfilagem e da pregagem (D.E.R., 2005, p. 6).	33
Figura 2.8 Concreto projetado, concreto pré-moldado e revestimento metálico. (NATIONAL HIGHWAY INSTITUTE, 2005).	34
Figura 2.9 Soluções analíticas considerando (a) o modelo contínuo com coordenadas cartesianas; (b) modelo contínuo em coordenadas polares e (c) modelo com molas.	35
Figura 2.10 Método de ações de carregamento por Terzaghi (adaptado de PANET, 1995).	40
Figura 2.11 Modelos estruturais para verificação e dimensionamento de túneis (IFTIMIE, 1996 apud QUEVEDO, 2017, p. 47).	28
Figura 2.12 Problema em estado plano de deformações (adaptado de PARK, 2004, p. 311).	44
Figura 2.13 Comportamento da solução em estado plano de deformações radiais em elasticidade.	46
Figura 2.14 Condições de contorno para deslocamentos em túneis superficiais. (PARK, 2004, p. 313).	47
Figura 2.15 Método da Convergência-Confinamento (BERNAUD et al, 1994 apud QUEVEDO, 2017).	49
Figura 2.16 Esquema relativo ao avanço da escavação. (DUTRA, 2011).	50
Figura 2.17 Influência da rigidez do suporte no perfil de convergência do túnel e no parâmetro U_0 (BERNAUD et al, 1992)	51
Figura 2.18 Solução tridimensional por elementos finitos para maciços elásticos (BERNAUD & ROUSSET, 1996, p. 682)	52

Figura 2.19 Solução de um túnel pelo Novo Método Implícito (BERNAUD & ROUSSET, 1996, p. 682).....	52
Figura 2.20 Modelos em deformação plana (a) e axissimetria (b) (COUTO, 2011, p. 63).....	55
Figura 2.21 Exemplo de modelo tridimensional. (QUEVEDO, 2017, p. 61)	56
Figura 3.1 Direção das tensões principais no túnel não escavado (a) e escavado (b) (FRANÇA, 2006, p.10).....	57
Figura 3.2 Arco tridimensional próximo à frente de escavação. (EISENSTEIN et al., 1984 apud COUTO, 2011, p. 40)	58
Figura 3.3 Evolução das tensões e deslocamento radial ao passo que se escava um túnel. (adaptado de COUTO, 2011, p. 41-42)	58
Figura 3.4 Distinção entre túnel profundo e túnel superficial. (BENAMAR, 1996, p. 8)	60
Figura 3.5 Modos de deformação de túneis superficiais. (PINTO & WHITTLE, 2014).....	61
Figura 3.6 Função empírica para assentamento transversal (adaptado de PINTO & WHITTLE, 2014).....	63
Figura 3.7 Fontes de perda de volume. (adaptado de LOSACCO, 2011, p. 7)	65
Figura 3.8 Principais modelos para previsão da curva de assentamento.....	66
Figura 4.1 Evolução da fluência e relaxação no tempo.....	67
Figura 4.2 Curva característica de um ensaio de fluência (COSTA, 1984 apud QUEVEDO, 2017, p. 63).....	68
Figura 4.3 Modelos viscoelástico e viscoplástico.	69
Figura 4.4 Modelo viscoelástico unidimensional (PANET, 1995, p. 144)	70
Figura 4.5 Convergência para maciços com comportamento a curto e a longo prazo.	71
Figura 4.6 Superfície de plasticidade no espaço das tensões principais (ZIENKIEWICZ & CORMEAU, 1974, p. 824).....	74
Figura 5.1 Malha axissimétrica do GEOMECC91.....	77
Figura 5.2 Geometria do elemento Solid185 homogêneo (ANSYS, 2009, p. 1326)	79
Figura 5.3 Superfície de plasticidade de Drucker-Prager e Von-Mises. (ANSYS, 2013, p. 88) ..	81
Figura 6.1 Malha, dimensões e condições de contorno do perfil transversal do modelo.....	85
Figura 6.2 Malha, dimensões e condições de contorno do perfil longitudinal do modelo.....	87
Figura 6.3 Malha próxima ao túnel e modelo tridimensional utilizado.....	87
Figura 6.4 Tensão linearmente dependente da profundidade em solução não escavada.....	88

Figura 6.5 Soma total de deslocamentos no modelo a ser validado.	89
Figura 6.6 Soma do vetor de deslocamentos junto a cavidade do túnel para as quatro situações analisadas.	92
Figura 6.7 Evolução da convergência longitudinal em função da profundidade do túnel ($H/D = 1, 2$ e 3).	96
Figura 6.8 Evolução da convergência longitudinal em função da profundidade do túnel ($H/D = 4$ e 5).	96
Figura 6.9 Convergência de equilíbrio em função da profundidade analisada.	98
Figura 6.10 Evolução da curva de assentamento em função da profundidade do túnel ($H/D = 1$).	99
Figura 6.11 Evolução da curva de assentamento em função da profundidade do túnel ($H/D = 2, 3$ e 4).	100
Figura 6.12 Evolução da curva de assentamento em função da profundidade do túnel ($H/D = 5$).	100
Figura 6.13 Assentamentos máximos para o modelo em elasticidade.	101
Figura 6.14 Assentamento máximo em função da profundidade analisada.	101
Figura 6.15 Largura do perfil de assentamento em função da profundidade analisada.	102
Figura 6.16 Solução pelo Ansys: convergência longitudinal de um túnel não revestido em elasticidade, plasticidade e viscoplasticidade.	104
Figura 6.17 Solução pelo Ansys: curva de assentamento de um túnel não revestido em elasticidade, plasticidade e viscoplasticidade.	105
Figura 6.18 Solução pelo Ansys: curvas de assentamento do túnel analisado neste item.	106
Figura 7.1 Deslocamentos radiais longitudinal da seção ferradura.	108
Figura 7.2 Assentamento transversal sob a seção ferradura.	109
Figura 7.3 Solução obtida pelo Ansys para os deslocamentos radiais em uma seção do tipo ferradura.	109
Figura 7.4 Tensões principais desenvolvidas na seção ferradura analisada.	110
Figura 7.5 Deslocamentos radiais longitudinal da seção elíptica.	111
Figura 7.6 Assentamento transversal sob a seção elíptica.	111
Figura 7.7 Solução obtida pelo Ansys para os deslocamentos radiais em uma seção elíptica. ...	112
Figura 7.8 Tensões principais desenvolvidas na seção elíptica analisada.	112

Figura 8.1 Alteração de deformada da seção com a profundidade do túnel.....	114
Figura 8.2 Solução obtida pelo Ansys: perfil de deslocamento radial com a evolução da profundidade.....	114
Figura 8.3 Distribuição de tensões máximas e mínimas no revestimento em um maciço elástico superficial.	116
Figura 8.4 Distribuição de tensões máximas e mínimas no revestimento em um maciço elástico profundo.	117
Figura 8.5 Distribuição de tensões máximas e mínimas no revestimento em um maciço plástico superficial.	118
Figura 8.6 Distribuição de tensões máximas e mínimas no revestimento em um maciço plástico profundo.	118
Figura 8.7 Distribuição de tensões máximas e mínimas no revestimento em um maciço plástico profundo.	120
Figura 8.8 Análise de tensões no revestimento para diferentes seções de túneis.....	121
Figura 8.9 Deslocamento radial, tensão principal σ_1 e tensão principal σ_3 das três seções de túneis analisadas.	40
Figura 9.1 Localização do túnel Heathrow Express. (adaptado FLEXCRETE e LONDON REG. TRANSP., 2014)	124
Figura 9.2 Curva de assentamento do túnel Heathrow Express.	125
Figura 9.3 Localização do túnel Green Park. (adaptado CC BY AS 3.0 e LONDON REG. TRANSP., 2014)	126
Figura 9.4 Curva de assentamento do túnel Green Park.....	127
Figura 9.5 Curva de assentamento do túnel em Barcelona.....	128
Figura 9.6 Localização do túnel do metrô de Brasília. (adaptado ISTOE e METRO DF., 2013).....	128
Figura 9.7 Curva de assentamento do túnel do metrô de Brasília.	129
Figura 9.8 Seção analisada do túnel Paraíso. (adaptado MAFRA, 2011 e MAUBERTEC, 1996)	130
Figura 9.9 Curva de assentamento do túnel Paraíso.....	131

LISTA DE QUADROS

Quadro 2.1 Maiores túneis rodoviários brasileiros.....	24
Quadro 2.2 Breve revisão da evolução dos modelos de dimensionamento dos revestimentos. (ZHAO et al, 2017).....	35
Quadro 2.3 Primeiro quadro para classificação RMR de rochas (adaptado de PANET, 1995)....	37
Quadro 2.4 Efeito da orientação e da inclinação das descontinuidades na nota RMR (adaptado de PANET, 1995).....	38
Quadro 3.1 Soluções empíricas para o ponto de inflexão da curva de assentamento (adaptado de Fattah et al, 2013, p. 170).	63
Quadro 4.1 Superfícies de plasticidade (BERNAUD, 1991, p. 89-90).....	75
Quadro 8.1 Deslocamento radial (m) para três pontos característicos (A = 90°, B = 180° e C = 270°).....	115

LISTA DE TABELAS

Tabela 6.1 Parâmetros para solo não escavado.	88
Tabela 6.2 Parâmetros para validação em elasticidade	90
Tabela 6.3 Deslocamento radial (m) nas situações A, B, C e D.....	91
Tabela 6.4 Diferença de soluções: analítica e numérica.....	91
Tabela 6.5 Volume cedido por metro linear.	92
Tabela 6.6 Parâmetros do maciço e revestimento dos túneis analisados.....	94
Tabela 6.7 Convergência de Equilíbrio (%) em função da profundidade	97
Tabela 6.8 Parâmetros para modelo numérico em viscoplasticidade.....	103
Tabela 7.1 Parâmetros dos túneis em seção ferradura e elipse.....	108
Tabela 8.1 Tensões principais [MPa] para o túnel em elasticidade com $H/D = 1$	116
Tabela 8.2 Tensões principais [MPa] para o túnel em elasticidade com $H/D = 5$	117
Tabela 8.3 Tensões principais [MPa] para o túnel em plasticidade com $H/D = 1$	118
Tabela 8.4 Tensões principais [MPa] para o túnel em plasticidade com $H/D = 5$	118
Tabela 8.5 Parâmetros para modelo numérico em plasticidade	119
Tabela 8.6 Tensões principais [MPa] para o túnel em plasticidade com $H/D = 1$	120
Tabela 8.7 Parâmetros de entrada para análise das tensões no revestimento.	121
Tabela 9.1 Resumo dos túneis analisados.	131

LISTA DE SÍMBOLOS

c	Coesão;
φ	Ângulo de atrito interno;
ψ	Ângulo de dilatância;
$\underline{\underline{\sigma}}$	Tensão;
$\underline{\underline{\sigma_{eq}}}$	Tensão equivalente;
σ_y	Tensão de escoamento (yielding);
$\underline{\underline{\sigma^D}}$	Tensão desviatória;
H	Coefficiente de viscosidade;
$\underline{\underline{\varepsilon}}$	Deformação;
$\underline{\underline{\varepsilon_D}}$	Deformação a longo prazo por fluência;
T	Tempo;
E	Módulo de Young longitudinal (Young);
$\underline{\underline{\dot{\varepsilon}_1}}$	Taxa de deformação elástica – instantânea;
$\underline{\underline{\dot{\varepsilon}_{vp}}}$	Taxa de deformação viscoplástica (derivada da deformação no tempo);
$\hat{\varepsilon}_{pl}$	Deformação plástica equivalente;
λ	Função escalar para magnitude de deformação viscoplástica;
P_{vp}	Potencial (gradiente) viscoplástico;
T	Temperatura;
A	Parâmetro adimensional para endurecimento isotrópico;
F	Critério de plasticidade;
Φ	Ângulo de Lode;
P_R	Pressão radial;
P_V, P_1	Pressão vertical;
P_2	Pressão horizontal;

u_R	Deslocamento radial;
u_θ	Deslocamento ortorrádial;
U	Convergência;
ν	Coefficiente de Poisson;
h	Profundidade do túnel;
γ	Peso específico do material;
k	Coefficiente de empuxo ao repouso ($k = k_0$);
K_s	Rigidez do revestimento;
R_p	Raio plástico;
R_e	Raio externo;
d_0	Distância não revestida até a face do túnel;
p	Passo de escavação;
e	Espessura do revestimento.

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	21
1.1	OBJETIVOS	22
1.2	PRESSUPOSTOS E LIMITAÇÕES	23
2	UM PROJETO DE TÚNEIS	24
2.1	MÉTODOS DE ESCAVAÇÃO E CONSTRUÇÃO.....	27
2.2	REVESTIMENTO.....	32
2.2.1	Distribuição de tensão e deformação.....	34
2.3	CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA	37
2.4	MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO	38
2.4.1	Solução analítica em elasticidade.....	42
2.4.2	Método Convergência-Confinamento	48
2.4.3	Novo Método Implícito (NIM).....	51
2.4.4	Soluções numéricas	53
3	COMPORTEAMENTO DO MACIÇO/REVESTIMENTO	57
3.1	A PROFUNDIDADE DO TÚNEL.....	59
3.2	ASSENTAMENTOS EM TÚNEIS.....	61
3.3	REOLOGIA DOS MATERIAIS	66
4	COMPORTEAMENTO A LONGO PRAZO	67
4.1	MODELO DE PERZYNA.....	72
4.2	CRITÉRIOS DE PLASTICIDADE.....	73
5	MODELAGEM NUMÉRICA	77
5.1	O CÓDIGO NUMÉRICO: GEOMECC91.....	77
5.2	ELEMENTO Solid185 DO ANSYS.....	78
5.3	CRITÉRIO DE DRUCKER-PRAGER	79

5.4	MODELO DE PERZYNA NO ANSYS.....	82
6	ANÁLISES NUMÉRICAS DE TÚNEIS	85
6.1	MODELO EM ELASTICIDADE	90
6.1.1	Validação do Modelo.....	90
6.2	A PROFUNDIDADE DO TÚNEL.....	93
6.3	CURVAS DE ASSENTAMENTO.....	98
6.4	COMPORTAMENTO DIFERIDO	102
6.4.1	Túnel não revestido	102
7	OUTRAS SEÇÕES DE ESCAVAÇÃO.....	107
7.1	SEÇÃO FERRADURA (D-INVERTIDO)	108
7.2	SEÇÃO ELÍPTICA.....	110
8	TENSÕES E DEFORMAÇÕES NO REVESTIMENTO.....	114
8.1	SEÇÃO CIRCULAR: ELASTICIDADE	115
8.2	SEÇÃO CIRCULAR: PLASTICIDADE VON MISES	117
8.2.1	Seção Circular: revestimento com menor espessura	119
8.3	SEÇÃO FERRADURA E ELÍPTICA: ELASTICIDADE	120
9	CURVAS DE ASSENTAMENTO INSTRUMENTADAS	124
9.1	SEÇÃO CIRCULAR: TÚNEL HEATHROW EXPRESS	124
9.2	SEÇÃO CIRCULAR: TÚNEL GREEN PARK	126
9.3	SEÇÃO CIRCULAR: METRÔ DE BARCELONA	127
9.4	SEÇÃO CIRCULAR: METRÔ DE BRASÍLIA	128
9.5	SEÇÃO ELÍPTICA: METRÔ DE SÃO PAULO.....	130
9.6	COMPARAÇÃO DE RESULTADOS	131
10	CONCLUSÃO.....	133
10.1	SUGESTÕES	135

REFERÊNCIAS	137
APÊNDICE A – Script para análise tridimensional de túnel.....	141

1 INTRODUÇÃO

A evolução das relações humanas e sua interação com o meio em que vive criou a necessidade de conhecer um domínio que vai além da superfície terrestre. Assim, pela necessidade, curiosidade ou até mesmo pela temeridade, nós temos tentado escapar dessa superfície, seja em direção ao ar, ou em direção ao subsolo. A urbanização cada vez mais densa ou a necessidade de mitigar efeitos da construção de grandes obras de arte em rodovias, presença de dutos, ou outras situações análogas tornam a ciência dos túneis e poços muito importante. As escavações de túneis ocorrem em distintos tipos de solos e rochas, cada um com características inerentes ao material escavado; em adição a isso, a profundidade, presença de água, estruturas superficiais entre outros influenciam diretamente no projeto de obras subterrâneas.

A Associação Internacional de Túneis (AITES/ITA) atesta diversas razões para se considerar o subsolo como um novo domínio a ser explorado; por razões ambientais vivemos em uma “Era Ambiental” em que necessitamos de um melhor aproveitamento da superfície, vencer topografias mais difíceis e menores intervenções arquitetônicas no meio natural, e por razões econômicas, apesar de relativo investimento inicial elevado, o domínio subterrâneo possui custo-benefício concorrente com obras elevadas, e ganhos sociais/ambientais sensivelmente elevados.

Há relatos de escavações a partir de 40.000 a.C. quando Neandertais escavaram manualmente uma antiga mina em Bomvu, Suazilândia. A evolução foi ocorrendo e diversas técnicas começaram a ser utilizadas, como o uso do fogo para elevar o gradiente de temperatura e fazer com que as rochas se fragmentassem, até o uso de lâminas de corte por volta de 2200 a.C. ligando um palácio em Belos, Babilônia. Outros povos antigos construíram túneis, dentre eles os egípcios, chineses, mas o auge veio com os romanos e suas minas, dutos, esgoto e túneis rodoviários/militares dentre eles o túnel para abastecimento de 1 km do Engenheiro Eupalinos de Megara de 530 a.C. na ilha de Samos. Na Idade Medieval, pouco se evoluiu nessa arte e apenas no Renascimento e Idade Moderna que tais obras voltaram a aparecer.

Segundo Rocha (2012), a indústria tuneleira brasileira começou a se desenvolver na segunda metade do século XIX, mesmo antes do advento da dinamite para a escavação de túneis em rocha. Nessa fase, apenas três séculos após o início da colonização portuguesa e apenas algumas

décadas após a independência, todo o trabalho era planejado e conduzido por engenheiros estrangeiros; os primeiros túneis ferroviários foram abertos em 1860, dentre eles a série de quinze túneis da Estrada de Ferro Dom Pedro II são destaques.

O desenvolvimento da engenharia de túneis modernos no Brasil começou nas décadas de 1950 e 1960, com o planejamento e construção dos sistemas de metrô em São Paulo e Rio de Janeiro. Os túneis foram construídos pelo novo método Austríaco (NATM), valas a céu aberto (*cut and cover*) e com tuneladoras TBM (*Tunnel Boring Machine*).

Segundo Quevedo (2017), o dimensionamento/verificação estrutural de túneis envolve diversos parâmetros geotécnicos e o controle de diversas variáveis como, por exemplo, a convergência da cavidade, a pressão atuante no revestimento e no maciço, bem como, quando se trata de túneis rasos, assentamentos superficiais; salvo algumas simplificações, que permitem abordagens bidimensionais em estado plano de deformações ou axissimetria, o campo de tensões e deformações é particularmente tridimensional, especialmente junto a face de escavação onde ocorre o fenômeno do arqueamento de tensões.

Nesse trabalho, utilizamos o código numérico em Elementos Finitos Ansys. Essa dissertação trata de alterar a profundidade do túnel, avaliando a variação de convergência, tensões, assentamentos superficiais em túneis rasos e influência da forma da seção transversal de túneis. Após a validação dos resultados com o *software* GEOMECH91, a solução numérica é confrontada com instrumentação real de túneis.

1.1 OBJETIVOS

O objetivo principal desse trabalho é obter perfis de curvas de assentamento de túneis rasos com maciços circundantes considerando efeitos a curto e longo prazo, validando o modelo em Elementos Finitos com soluções numéricas de alguns túneis reais, verificando a influência da profundidade, diâmetro, velocidade de avanço, resistência do maciço entre outras características influentes nos assentamentos superficiais. Como objetivos secundários, podem-se citar:

- a) Apresentar um referencial teórico atual sobre os projetos de túneis no Brasil e no mundo, destacando os efeitos elástico, plástico e diferido dos materiais envolvidos;

- b) Avaliar a profundidade limite entre um túnel considerado superficial e um túnel considerado profundo;
- c) Analisar a evolução dos recalques superficiais a longo prazo em túneis com revestimento elástico;
- d) Validar o modelo do *software Ansys* com soluções analíticas obtidas em referências e valores observados;
- e) Descrever os principais parâmetros necessários na análise dos deslocamentos em túneis com diferentes seções (circular, ferradura e elipse).

1.2 PRESSUPOSTOS E LIMITAÇÕES

Esse trabalho contém alguns pressupostos e limitações que se seguem:

- a) O maciço é considerado com comportamento isotrópico para fins de validação. No entanto em situação de campo, o solo possui características heterogêneas variantes com a profundidade (anisotropia): $\sigma_v = \gamma H$ e $\sigma_h = k\gamma H$;
- b) Os parâmetros adotados para o solo consideram um material modelo (argila a 230 m de profundidade) com coeficiente Poisson igual a 0,5, assim como os outros parâmetros, esse valor se altera com o tipo e profundidade do solo;
- c) O revestimento tem espessura constante e é homogêneo e com comportamento isotrópico;
- d) A velocidade e o passo de escavação são considerados constantes ao longo do avanço do túnel;
- e) Serão analisados túneis superficiais em elasticidade e comparados com soluções analíticas presentes na literatura;
- f) Os modelos para o maciço serão: elástico, plástico e viscoplástico;
- g) A velocidade constante não considera intervalos de tempo que possam não estar sendo escavados (fins de semana, feriados entre outros);
- h) Efeito das poro-pressões não está considerado.

2 UM PROJETO DE TÚNEIS

A necessidade de construir túneis para transpor obstáculos ambientais no século XXI, período focado na globalização, obriga a aplicação de novos métodos construtivos para ligar dois pontos de difícil acesso. No Brasil, os túneis rodoviários nasceram da utilização de estruturas construídas para circulação de bondes, entre elas destaca-se o túnel Nove de Julho, que apesar de possuir apenas 1045 metros passou por sucessivas reformas, em função do volume de tráfego, tipo de veículo e carga transportada (SCABBIA, 2007). No mundo, os túneis europeus: Laerdal (Noruega – 24,51 km) e Gothard (Suíça – 16,9 km) figuram como os mais longos túneis rodoviários já construídos. O Quadro 2.1 a seguir mostra os maiores túneis rodoviários no Brasil.

Túnel	Comprimento (metros)	Inauguração	Estado
Túnel BR 040 (Rio – Petrópolis) – Em construção	4640 m	-	Rio de Janeiro
Túnel Marcello Alencar	3382 m	2016	Rio de Janeiro
Rodovia Imigrantes Pista Descendentes – TD1	3146 m	2002	São Paulo
Rodovia Imigrantes Pista Descendentes – TD3	3005 m	2002	São Paulo
Túnel Rebouças (trecho Rio Comprido – Cosme Velho)	2040 m	1967	Rio de Janeiro
Eng. R. de Paula Soares	2187 m	1997	Rio de Janeiro

Quadro 2.1 Maiores túneis rodoviários brasileiros.

Hoje em dia, não existem dúvidas dos benefícios e da grande demanda de obras subterrâneas, especialmente nas grandes cidades. Existem mais de 100 cidades do mundo, com população superior a quinhentos mil habitantes, onde os sistemas de transporte de massa são predominantemente subterrâneos. A tendência mundial é de expansão dos sistemas integrados dos metrô e ferrovias urbanas, com estações e centros comerciais.

No Brasil, espera-se que o metrô de São Paulo construa até 120 km de túneis até 2020, além disso, outras obras: como a finalização da transposição do Rio São Francisco, obras hidrelétricas, gasodutos e trechos rodoviários do Rodoanel preveem a construção de aproximadamente 300 km de túneis (BERNAUD, 2016).

No estudo, análise e detalhamento de estruturas subterrâneas é necessário que haja a participação conjunta, no mínimo, das seguintes disciplinas: geologia, engenharia geotécnica, tecnologia de construções, engenharia estrutural e princípios contratuais e legislativos. O projeto de túneis deve

ser elaborado progressivamente, e acompanhando as etapas de desenvolvimento do projeto geométrico da via em três etapas: estudos preliminares, projeto básico e projeto executivo.

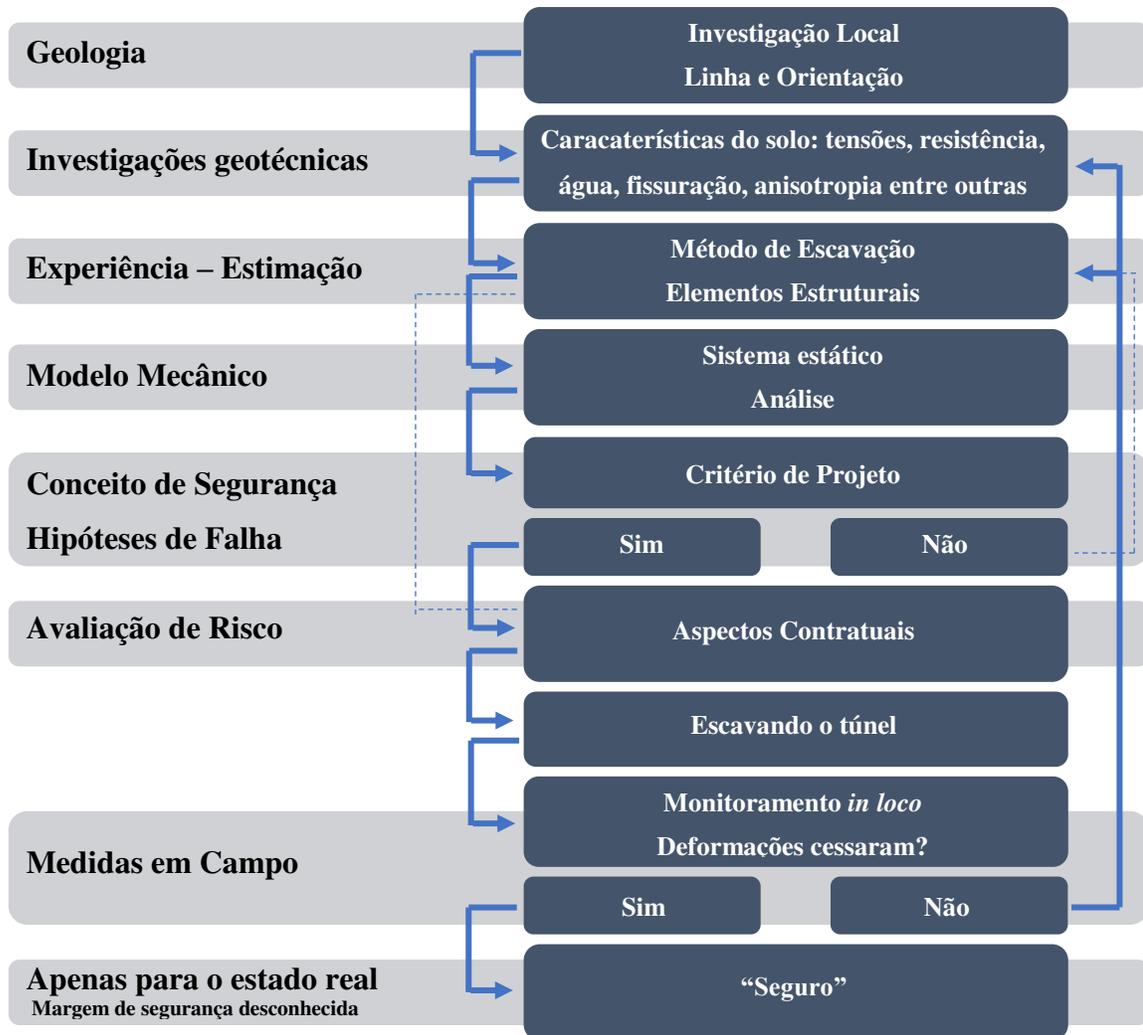


Figura 2.1 Etapas envolvidas nos projetos de túneis (adaptado de I.T.A. WORKING GROUP ON GENERAL APPROACHES TO THE DESIGN OF TUNNELS, 1988).

Nos estudos preliminares, a exequibilidade, viabilidade e estimativa preliminar de custos é realizada. Esses estudos têm como objetivo identificar os trechos de travessia com obras de túnel e caracterizar topográfica e geologicamente tais trechos. Os conhecimentos geológicos aplicados na investigação local servem para determinar o alinhamento, orientação e profundidade da abertura do túnel. Com tais investigações se obtêm as tensões *in situ*, a resistência, a presença de

falhas, nível de água e heterogeneidade do solo ou rocha (I.T.A. WORKING GROUP ON GENERAL APPROACHES TO THE DESIGN OF TUNNELS, 1988).

Segundo o Departamento de Estradas e Rodagem (D.E.R.) do Estado de São Paulo (2005, p. 13-18) na fase de projeto básico, deve-se iniciar os trabalhos a partir da diretriz definida nos estudos preliminares do projeto geométrico. Nesta fase, o projetista do túnel deve analisar as novas informações de topografia, geologia e geotecnia obtidas, para sugerir os melhores posicionamentos de emboques e as direções para traçado do túnel mais favoráveis em relação ao maciço, minimizando os riscos e custos de execução.

O Estado de São Paulo exige a classificação geomecânica do maciço para o dimensionamento dos suportes e revestimentos do túnel, ao mínimo indicando o índice RMR de Bieniawski e índice Q proposto por Barton e Gristmand, estudos sobre a previsão do comportamento durante a escavação são exigidos, além de critérios para definição dos parâmetros geotécnicos de cálculo.

Com as seções transversais definidas, devem ser estudados os métodos de construção do túnel. Este estudo deve determinar: a geometria da frente de escavação (parcialização, comprimento do avanço); necessidade de tratamentos do maciço; necessidade de serviços técnicos auxiliares (rebaixamento de nível de água, drenagem, ar comprimido); parcialização da seção (*invert* provisório, *side drift*, túnel piloto) e dimensionamento de suportes. Túneis em maciços de rochas brandas ou de solo são usualmente construídos por métodos construtivos parcializados ou de escavação faseada, sendo revestidos com concreto projetado (DEPARTAMENTO DE ESTRADAS E RODAGEM, 2005, p. 21-23).

Posteriormente, o projeto de instrumentação e monitoramento deve ser planejado para que se confirme a validade e robustez do projeto ao longo da execução da obra, garantindo que nenhum mecanismo de colapso esteja em formação. O monitoramento deve avaliar os deslocamentos do maciço, por recalques e translações, em superfície e em profundidade; os níveis da água além da variação das tensões *in situ*. Em razão desse monitoramento, muitos projetos começam com modelos mais simples e vão se adaptando conforme as medições dos instrumentos.

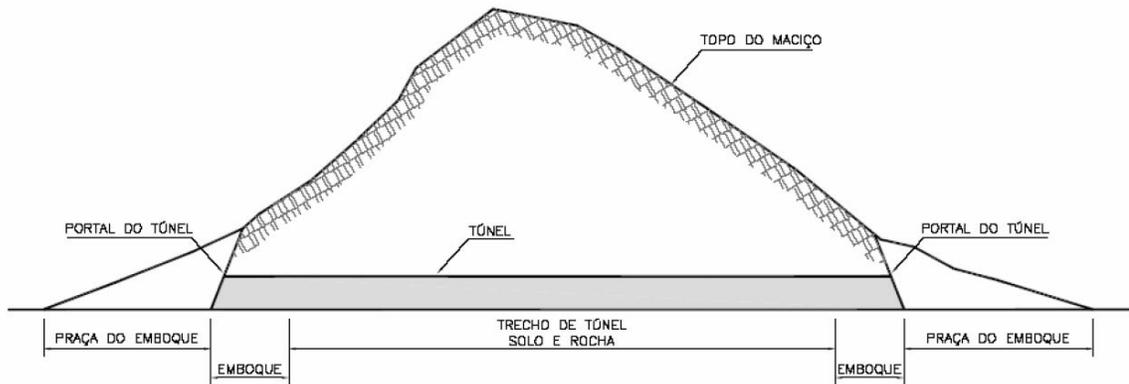


Figura 2.2 Partes de um túnel (DEPARTAMENTO DE ESTRADAS E RODAGEM, 2005, p. 11)

A Figura 2.2 mostra as partes geométricas de um túnel. Deve-se salientar que o detalhamento e dificuldade de equilíbrio dos emboques requer uma melhor conceituação da estabilidade e interação com o maciço circundante. Além dessas considerações, é recomendado que o projetista mantenha o mesmo grau de simplicidade e refinamento durante todo o processo de análise (I.T.A. WORKING GROUP ON GENERAL APPROACHES TO THE DESIGN OF TUNNELS, 1988).

2.1 MÉTODOS DE ESCAVAÇÃO E CONSTRUÇÃO

Com o passar do tempo, as técnicas e os métodos de escavação e construção de túneis têm evoluído com o acúmulo de experiência. Foram desenvolvidos vários métodos de escavação que culminaram no século XIX (Era das Ferrovias) com os chamados Métodos Clássicos para abertura de túneis, dentre os quais se destacam os métodos: Alemão, Belga, Inglês e Austríaco Clássico (Figura 2.3). (HERNANDÉZ, 2016, p. 6-7). Atualmente, as técnicas de escavação podem se agrupar em duas principais técnicas disponíveis: a técnica de túneis mecanizados (TM), dentre elas a técnica com o uso de tuneladoras; e o método de escavação mineira (EM), dentre elas a técnica com o uso de explosivos.

Os números destacados na Figura 2.3 mostram a sequência de escavação da seção para que se mantenha o controle da estabilidade da cavidade. Assim, os métodos Inglês, Belga, Alemão e Austríaco se diferenciam pela forma como se parcializa a seção escavada, definindo de forma crescente qual parte deve ser escavada primeiramente.

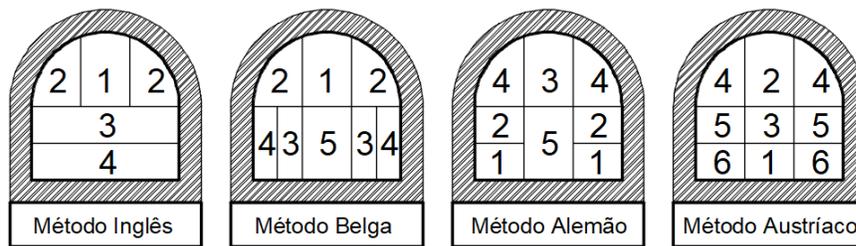


Figura 2.3 Métodos de abertura parcializada. (HERNANDÉZ, 2016, p. 7)

Dentre os métodos construtivos, temos o *Tunnel Liner* caracterizado pela escavação modular do solo e montagem simultânea do revestimento metálico do túnel, sendo apropriado para túneis de pequeno diâmetro (drenagem e travessia).

O método de construção convencional chamado NATM - *New Austrian Tunneling Method* (Novo Método Austríaco de Abertura de Túneis) sugere a utilização de um suporte otimizado, que deve possuir uma determinada flexibilidade, bem como ser instalado no momento oportuno (HERNANDÉZ, 2016, p. 7-9).

O Novo Método Austríaco foi desenvolvido entre 1957 e 1965 por Ladislaus Von Rabcewicz, Leopold Muller e Franz Pacher. O método é uma abordagem metodológica que integra os princípios do comportamento de maciços rochosos sob carga e que monitora o desempenho da construção subterrânea durante a construção. O NATM não é um conjunto de técnicas específicas, mas sim uma aproximação de dimensionamento a partir de observações experimentais.

O Departamento de Estradas e Rodagem do Estado de São Paulo (2005, p. 6-8) traz que o termo NATM é definido pela sociedade de engenheiros austríaca como: método de execução de túneis em que o maciço do entorno do túnel é integrado ao suporte, formando um grande anel fechado e, portanto, fazendo parte da estrutura portante. Na comunidade técnica, o termo NATM é comumente utilizado para identificar os túneis executados por etapas com revestimento em concreto projetado. Tal bibliografia ainda relata sobre o método norueguês (NMT) executado em maciços rochosos, considerando a interação formada pelo maciço e pelos tirantes para estabilização definitiva de blocos.

Os tipos de escavações se dividem em dois grandes grupos: 1) não mecanizados e 2) mecanizados. Sendo que a principal diferença é que esta última utiliza grandes máquinas como i)

tuneladoras ou o recurso de ii) cravação de tubos com macacos hidráulicos (QUEVEDO, 2017, p. 33). A Figura 2.4 resume os principais tipos de escavações.

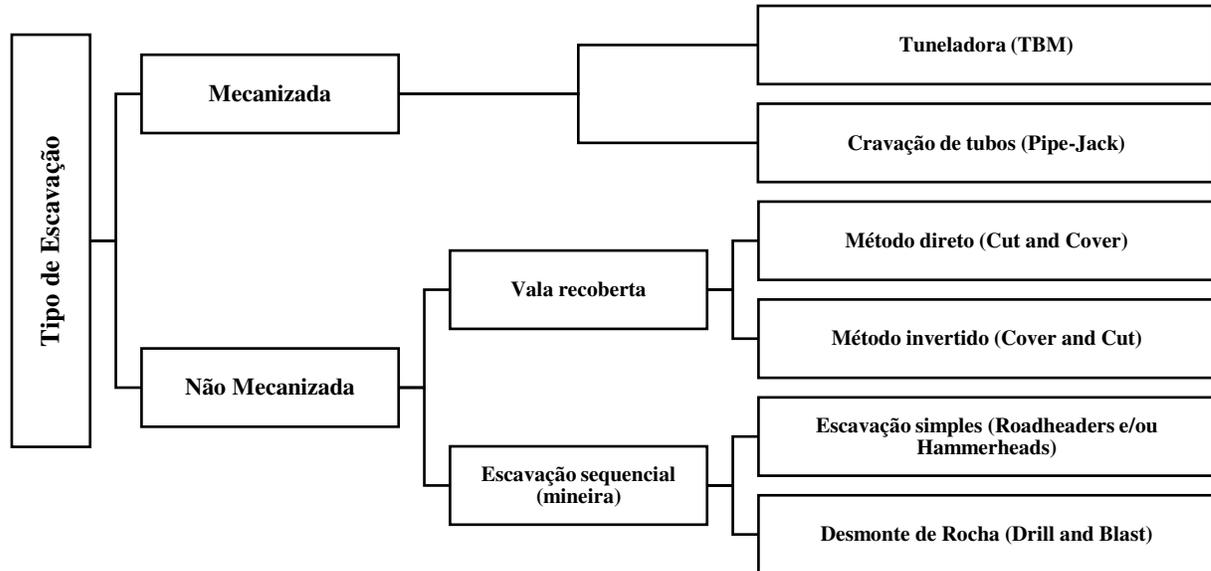


Figura 2.4 Tipos de métodos de escavação (QUEVEDO, 2017, p. 33).

A escavação mecanizada, TM, com tuneladora TBM é predominante em: poços profundos, túneis em rochas duras, em solos moles (máquinas com couraça).

A escavação mineira, por sua vez, em solos moles significa utilizar uma escavadeira ou fresa com a escavação avançando incrementalmente. O suporte do solo em cada incremento de escavação é feito imediatamente, passo a passo, com concreto projetado, cambotas treliçadas, tirantes e enfilagens tubulares com calda de cimento.

A escavação mineira em rocha dura utiliza técnicas de escavação a fogo, com perfuratrizes tipo jumbo automáticas para perfuração de furos de detonação (Figura 2.5), com elementos de suporte similares aos utilizados em condições de solos moles (BERNAUD, 2016).

As tuneladoras são máquinas escavadoras com alta produtividade. Possuem excelente regularidade durante a escavação da seção. Geralmente possuem maquinário acoplado para executar o revestimento, por exemplo, com peças pré-moldadas de concreto ou concreto projetado. Quando o maciço a ser escavado é pouco resistente é utilizada uma carapaça (*shield*) no trecho não revestido (imediatamente anterior à frente de escavação) para evitar o colapso da

cavidade. Contudo, por apresentarem seção constante, são inflexíveis quanto a mudança de geometria da seção do túnel. Além disso, como são projetadas por encomenda, necessitam de um elevado investimento (QUEVEDO, 2017, p. 34).

Enquanto a técnica mecanizada usualmente bloqueia a face de escavação, a técnica mineira permite livre acesso a qualquer parte da área de escavação, permitindo acomodar condições geológico-geotécnicas variáveis, bem como mudanças na seção transversal do túnel. Embora a velocidade de escavação de um equipamento mecanizado seja normalmente muito superior do que a velocidade da escavação mineira, esta pode ser aplicada a escavações de qualquer tipo de condições geológico-geomecânicas.

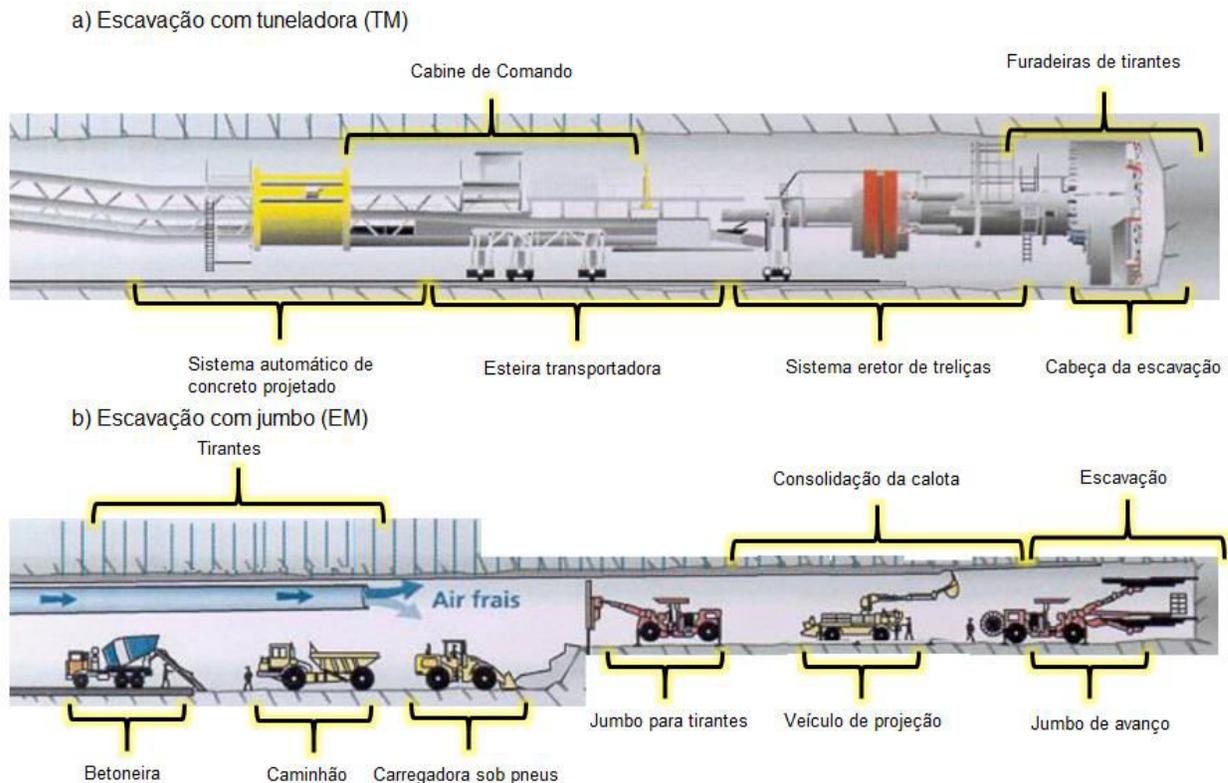


Figura 2.5 Escavação mecanizada e mineira (BERNAUD, 2016).

O método mecanizado de cravação de tubos (*pipe jack*) é comum quando se tem pouca distância a vencer, apesar de não existir limite teórico para tal, considerações econômicas e práticas impõem restrições. São, portanto, preferencialmente utilizados em obras de fornecimento de

água, eletricidade e gás. Esse método consiste em conectar dois poços cravando tubos com auxílio de macacos hidráulicos e uma parede de reação.

Em contrapartida, os métodos não mecanizados são caracterizados pela ausência de grandes equipamentos e podem ser agrupados em a) vala recoberta e b) escavação sequencial. O método da vala recoberta é utilizado preferencialmente para túneis superficiais e pode ser executado de duas formas: *Cut and Cover* (primeiro se escava com contenções temporárias, retira o material do solo, constrói o túnel e cobre a superfície) ou *Cover and Cut* (instalam-se contenções permanentes, e a partir delas abrem-se as galerias) (QUEVEDO, 2017, p. 34).

A escavação sequencial (*sprayed concrete lining – SCL* ou *sequential excavation method – SEM*) é a que permite maior flexibilidade quanto a geometria da seção e são ideais para escavar galerias de formatos complexos, como por exemplo, estações. Essa escavação pode ser feita por: simples escavação e/ou por perfuração e detonação (Figura 2.6). Ambas são chamadas de escavação mineira, uma vez que são métodos tradicionalmente empregados em minas. A simples escavação utiliza ferramentas manuais e equipamentos mecânicos para quebrar o maciço tais como *Roadheader* e *Hammerhead*. Tais equipamentos mecânicos são mais versáteis em comparação com as TBMs e possuem boa produtividade.

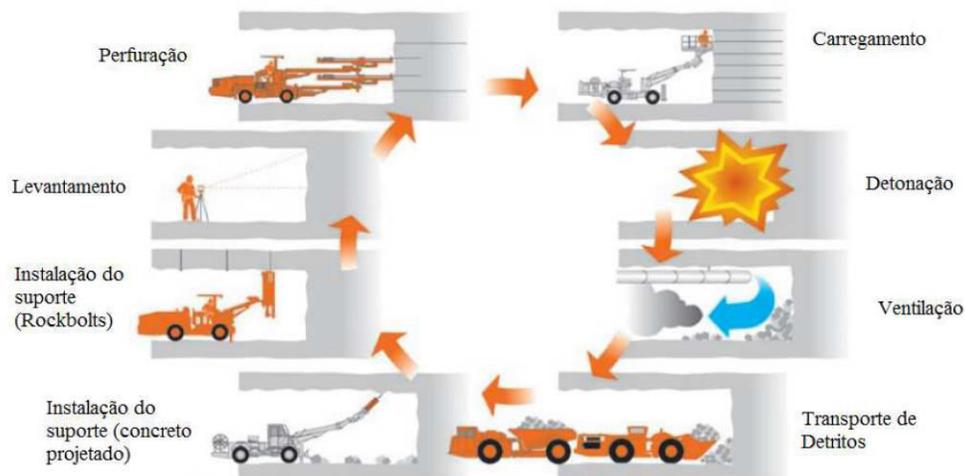


Figura 2.6 Sequência executiva do método de escavação por perfuração e detonação (adaptado de HEINIO, 1999).

A escolha do método de escavação deve levar em conta diversos fatores, tais como: geometria da seção, comprimento do túnel, volume a ser escavado, condições geológicas, nível de água no

terreno, restrições quanto a vibrações, estabilidade da cavidade, assentamentos do terreno, hipóteses de projeto, segurança dos operários, viabilidade ambiental e econômica. Em vista dessa complexidade envolvida é possível utilizar mais de um método de escavação ao longo do eixo do túnel e, além disso, a seção pode ser escavada plena ou parcializada.

2.2 REVESTIMENTO

O revestimento ou suporte de um túnel é dividido em primário e secundário. O suporte primário é aplicado durante ou imediatamente depois da escavação, assegurando as condições de segurança durante o subsequente trabalho de retirada de material e iniciando o processo de mobilização das tensões no maciço, controlando os deslocamentos. Por outro lado, o revestimento secundário é utilizado quando não basta apenas o primário com a principal função de satisfazer a estabilidade da cavidade a médio e longo prazo.

Panet (1995) destacou que o conjunto dos revestimentos desempenha três papéis importantes: estabiliza a escavação a curto prazo ao passo que a escavação avança; percebe a variação de tensões ao longo do tempo que estejam relacionadas ao comportamento diferido do maciço e limita as deformações das escavações de modo que se mantenham aceitáveis e pouco influenciem obras próximas.

D.E.R. (2005, p. 6) traz que a estrutura formada pelo conjunto de elementos de primeira fase (revestimento primário, suporte inicial) é constituído por concreto projetado, cambotas, enfilagem tubular, pregagem, tirantes, chumbadores (*rockbolts*), tirantes radiais (*cablebolts*) utilizados para manter a cavidade do túnel aberta após as escavações (Figura 2.7), através do equilíbrio dos carregamentos provisórios mínimos, até que o revestimento secundário esteja instalado e com a capacidade de resistência mínima de projeto.

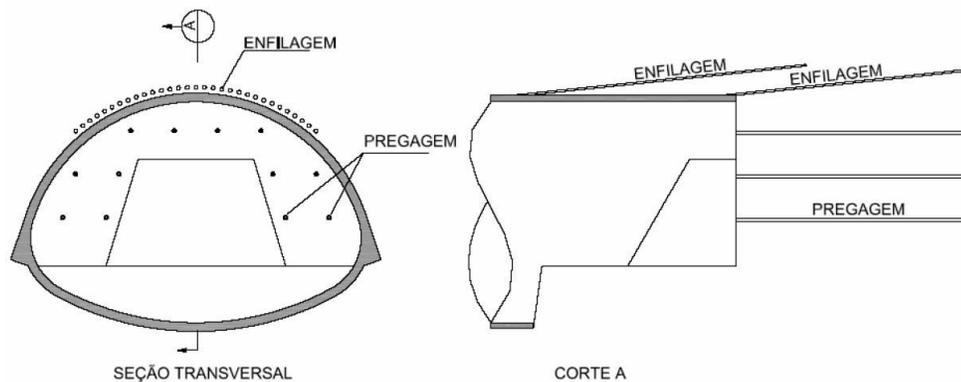


Figura 2.7 Ilustração da enfilagem e da pregagem (D.E.R., 2005, p. 6).

O revestimento secundário pode ser composto por uma camada adicional de concreto projetado ou concreto pré-moldado para estabilizar o túnel a médio e longo prazo. Este revestimento deve ser dimensionando de tal forma a levar em conta a rigidez do maciço circundante, o comportamento a curto e longo prazo das tensões e deformações.

Bobermin (2014) descreve que quando o concreto é projetado sobre a superfície de rocha ou solo, ele preenche pequenas aberturas, fendas e fissuras e fornece apoio imediato após a escavação, reduz o potencial de movimentos relativos entre blocos de rocha ou entre partículas de solo e, conseqüentemente, limita a perda de sustentação da área exposta pela escavação.

A Administração Americana de Estradas (NATIONAL HIGHWAY INSTITUTE, 2009) mostra que os revestimentos são sistemas estruturais instalados depois da escavação a fim de fornecer suporte, manter a abertura do túnel, limitar a entrada de água e fornecer uma base final para a superfície exposta do túnel. Os revestimentos podem ser utilizados para uma estabilização inicial (primário), suporte permanente (secundário) ou para ambas as situações. Os principais materiais utilizados são: concreto simples, armado, pré-moldado, projetado e placas metálicas.

O concreto armado e simples podem ser aplicados em solos moles ou rochosos. Esse tipo de revestimento tem a vantagem de atender qualquer formato, método de escavação e condições de solo. A entidade Americana (NATIONAL HIGHWAY INSTITUTE, 2009, p. 335) traz como espessura mínima para esse tipo de concreto em torno de 25 cm. Esse tipo de revestimento requer um revestimento primário enquanto o revestimento secundário é posto no local e curado; este é o revestimento utilizado, geralmente, em túneis rochosos escavados por detonação e explosão ou

túneis em solos moles escavados pelo método sequencial (SEM). O uso do concreto projetado no lugar do concreto tradicional é estruturalmente aceitável e de mais fácil trabalhabilidade no túnel, ele atende aos requisitos em menores espessuras (entre 20 e 30 cm) e protege melhor a membrana de impermeabilidade.

O concreto pré-moldado é usado exclusivamente em solos moles e rochosos que tenham sido escavados por via mecanizada com tuneladora TBM. Os segmentos circulares são geralmente finos, medindo entre 20 e 30 cm, com comprimento entre 1 e 1,5 m; esse tipo de revestimento pode ser colocado em um primeiro momento sob o concreto tradicional ou projetado. As tuneladoras TBM erguem os segmentos e os utilizam como forma de suporte para empurrá-las e avançar a escavação. As juntas devem ser especialmente dimensionadas de modo a evitar a passagem de água (NATIONAL HIGHWAY ADMINISTRATION, 2009, p. 337).

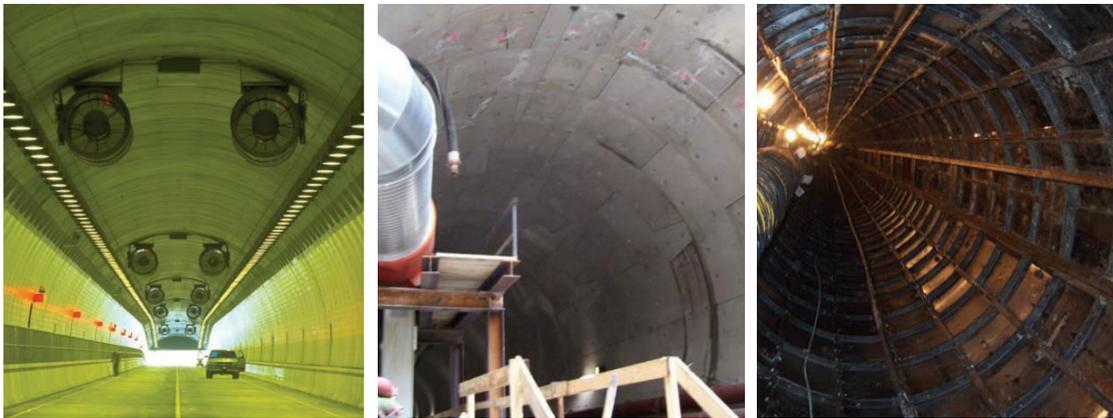


Figura 2.8 Concreto projetado, concreto pré-moldado e revestimento metálico. (NATIONAL HIGHWAY INSTITUTE, 2005).

Para o dimensionamento do revestimento dos túneis, além de se considerar a estabilidade e resistência do maciço circundante, é necessário verificar a atuação de outras ações sobre o mesmo que possam influenciar diretamente na espessura e escolha do material do revestimento.

2.2.1 Distribuição de tensão e deformação

A distribuição de forças e deslocamentos em um revestimento de túnel é uma etapa importante no dimensionamento. Túneis profundos tendem a comprimir radialmente o revestimento, necessitando verificar apenas se tal material resiste ao esmagamento ou escoamento ao qual possa

atingir. Em túneis mais próximos da superfície, a compressão não é puramente radial, podendo ocorrer diferença entre as deformações superior e lateral, gerando uma ovalização do revestimento. Zhao *et al* (2017, p. 165) traz um breve histórico sobre as contribuições e soluções analíticas destas tensões e deformações que surgem no revestimento.

Referência	Descrição
Schmid (1926)	Primeiro a analisar o meio contínuo elástico considerando a interação solo estrutura;
Voellmy (1937)	Modelo contínuo sem componentes tangenciais do carregamento do maciço;
Bull (1944)	Modelo com molas para túneis superficiais, cálculo cansativo;
Engelbreth (1961)	Modelo contínuo com solução fechada;
Schulze & Duddeck (1964)	Modelo com molas com solução completa e fechada;
Windels (1967)	Modelo contínuo com solução completa;
Ahrens <i>et al</i> (1982)	Solução teórica exaustiva e completa;
Bakker (2003)	Modelo unidimensional;
Kim and Eisenstein (2006)	Fatores de correção para comportamento não-linear do maciço.

Quadro 2.2 Breve revisão da evolução dos modelos de dimensionamento dos revestimentos. (ZHAO *et al*, 2017)

Uma visão geral das diferentes contribuições aos modelos estruturais desenvolvidos para a verificação de tensões e momentos no revestimento tem sido desenvolvida no decorrer do tempo. Os modelos analíticos possuem algumas condições: (1) seção transversal do túnel em que as deformações planas são válidas; (2) a seção é circular; (3) as tensões do maciço sobre o revestimento são consideradas contínuas; (4) existe uma aderência perfeita entre o revestimento e maciço; (5) os materiais envolvidos são essencialmente elásticos (Zhao *et al*, 2017).

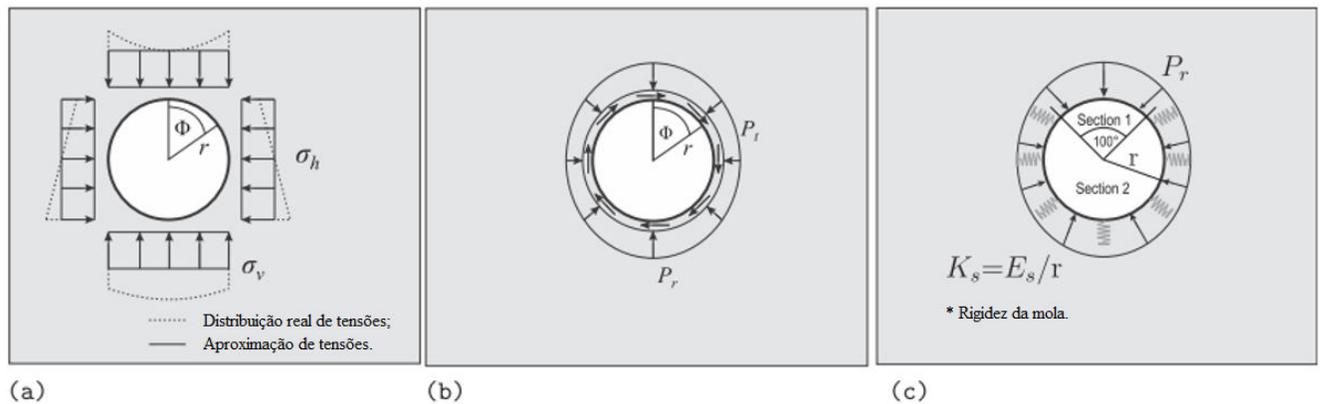


Figura 2.9 Soluções analíticas considerando (a) o modelo contínuo com coordenadas cartesianas; (b) modelo contínuo em coordenadas polares e (c) modelo com molas.

Comumente, modelos analíticos contínuos consistem de um anel circular elástico em um plano bidimensional contínuo. Bakker (2003, p. 40) assume que a deformação vertical do túnel determina um aumento da tensão na coroa do túnel que será equilibrado com um alívio de tensão na seção invertida do mesmo. Contudo se sabe que o alívio de tensão na porção invertida geralmente é maior que o aumento de tensão na coroa. Em elasticidade, a força axial (N), tangencial (Q), momento fletor (M) e o deslocamento radial (u_r) baseado na resistência dos materiais são:

$$N = -\frac{(\sigma_v + \sigma_h)}{2}r + \frac{(\sigma_v - \sigma_h)}{2}r \cos(2\theta) \quad (2.1)$$

$$Q = \frac{(\sigma_v - \sigma_h)}{2}r \operatorname{sen}(2\theta) \quad (2.2)$$

$$M = -\frac{(\sigma_v - \sigma_h)}{4}r^2 \cos(2\theta) \quad (2.3)$$

$$u_r = -\frac{(\sigma_v + \sigma_h)}{2} \frac{r^2}{E_r A_r} - \frac{(\sigma_v + \sigma_h)}{12} \frac{r^4}{E_r I_r} \cos(2\theta) \quad (2.4)$$

Nas equações acima, σ_v e σ_h são respectivamente a tensão vertical e horizontal (derivada do coeficiente de empuxo ao repouso multiplicado pela tensão vertical) no ponto central do túnel. $E_r A_r$ e $E_r I_r$ são definidos como rigidez normal e rigidez a flexão do revestimento respectivamente. O raio e o ângulo de orientação de observação também são necessários para o correto entendimento das equações.

A equação desenvolvida por Bakker (2003) em elasticidade mostra que a única situação em que a força tangencial e normal é positiva (tração) e poderia ocasionar problemas de fissuração no revestimento (se esse for de concreto) é quando a tensão horizontal é de tração. A tensão vertical sendo de compressão e a tensão horizontal ser de tração é um fato que não ocorre com solos, logo a solução analítica de Bakker prevê que nunca irá ocorrer forças de tração no revestimento. Por outro lado, podem existir níveis diferentes de compressão já que as tensões horizontais e verticais nem sempre possuem mesma intensidade.

2.3 CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA

A caracterização geotécnica tem papel de destaque entre as fases de um projeto, pois é determinante desde a concepção até o monitoramento, já com a obra construída, para a verificação e possíveis ajustes nos elementos do túnel. Com base nela é possível definir o perfil do subsolo, determinar as propriedades e características do maciço rochoso, definir as condições hidrogeológicas, identificar riscos entre outros (BOBERMIN, 2014, p. 18).

Métodos tradicionais de análise compreendem uma análise de diversas características do material rochoso/solo a ser escavado; para esta análise preliminar, foram desenvolvidas algumas classificações geotécnicas como forma de nortear o pré-dimensionamento do túnel, são elas: o método RMR (*Rock Mass Rating*) proposto por Bieniawski e o coeficiente Q de Barton. Estes métodos de classificação atribuem uma nota global ao maciço e assim traçam o revestimento mais adequado para aquela pontuação. Para a classificação RMR devem-se pontuar as características da rocha de acordo com os quadros a seguir.

	Parâmetro	Domínio de valores						
1	Res. à comp. simples (MPa)	>250	100 – 250	50 – 100	25 - 50	10-25	3-10	<3
	Nota (RMR)	15	12	7	4	2	1	0
2	RQD* (%)	90 – 100	75 – 90	50 – 75	25 – 50	<25		
	Nota (RMR)	20	17	13	8	3		
3	Espaço fraturas	>2 m	0,6 – 2 m	20 – 60 cm	6 – 20 cm	<6 cm		
	Nota (RMR)	20	15	10	8	5		
4	Características das descontinuidades	- Muito rugosas; - Aberturas <0,1mm - S/ continuidade - Rugosidades não alteradas	- Muito rugosas; - Aberturas <0,1mm - S/ continuidade - Rugosidades pouco alteradas	- Pouco rugosas; - Aberturas <0,1mm - Persistentes - Rugosidades muito alteradas	- Lisas - Aberturas 1 – 5 mm - Persistentes; - Preenchimento <5mm	- Aberturas >5mm - Persistentes - Preenchimento >5mm.		
		Nota (RMR)	30	25	20	10	0	
5	Água (l/min/10m)	Nenhuma	<10 l/min	<25 l/min	25-125 l/min	>125 l/min		
	Água: condições	Seco	Úmido	Saturado	Sob Pressão Mod.	Sob forte Pressão		
	Nota (RMR)	15	10	7	4	0		

*RQD: *rock quality designation*

Quadro 2.3 Primeiro quadro para classificação RMR de rochas (adaptado de PANET, 1995).

Orientação perpendicular ao eixo do túnel				Orientação paralela ao eixo do túnel		Inclinação de 0 à 20° independente da orientação
Avanço a favor da inclinação		Avanço contra a inclinação		Inclinação de 45-90°	Inclinação de 20-45°	
Inclinação 45-90°	Inclinação de 20-45°	Inclinação de 45-90°	Inclinação de 20-45°	Inclinação de 45-90°	Inclinação de 20-45°	
Muito favorável	Favorável	Médio	Desfavorável	Muito favorável	Médio	Desfavorável
0	-2	-5	-10	0	-5	-12

Quadro 2.4 Efeito da orientação e da inclinação das descontinuidades na nota RMR (adaptado de PANET, 1995).

E assim são levantadas as características das rochas que circundam o local a ser escavado, a depender da classe (excelente, boa, média, ruim ou muito ruim) que se enquadre tal rocha, deverão ser aplicados certos suportes. O parâmetro Q de Barton possui uma relação com o RMR dada por Bieniawski (1989).

$$RMR = 9 \ln Q + 44 \quad (2.5)$$

A determinação de algumas propriedades do maciço é de notória importância na fase de investigação geotécnica, obviamente, esses valores constituem médias e podem sofrer variações ao longo do traçado do túnel. Além disso, as propriedades a serem caracterizadas dependerão do modelo de previsão do comportamento do maciço escolhido. Alguns dados do maciço rochoso são essenciais, sendo eles: Módulo de Young (E), Coeficiente de Poisson (ν), Ângulo de Atrito (φ), Coesão (c) e Ângulo de Dilatância (ψ).

Outro parâmetro importante a ser levado em conta nos métodos analíticos e empíricos de dimensionamento além dos citados acima, é o peso específico (γ) do material do maciço. Esta é a característica que determinará as tensões atuantes no maciço diretamente dependentes da profundidade. Outros parâmetros como a presença de nível de água, de várias camadas e da profundidade do próprio eixo do túnel podem variar a caracterização dessas tensões circundantes.

2.4 MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO

De acordo com diversos autores, existem quatro principais métodos para o dimensionamento e verificação de túneis e seus revestimentos, são eles: métodos empíricos, semi-empíricos, das reações hiperestáticas e métodos considerando a interação maciço-revestimento. Os métodos que consideram a interação são divididos, ainda, em métodos analíticos e numéricos. Os métodos

partem de observações já verificadas em modelos uni ou bidimensional até modelos mais robustos tridimensionais que conseguem fidelizar melhor a situação real.

Panet (1995) divide os métodos de dimensionamento dos revestimentos dos túneis em quatro grupos. O primeiro grupo, puramente empírico, necessita da descrição geológica e geotécnica do maciço para assim definir os parâmetros do mesmo e classificá-lo em algum método, tais como o NATM, *Rock Mass Rating* (RMR) citados anteriormente ou o método Q de Barton, a fim de ponderar a qualidade do terreno e, por fim, propor sistemas de execução e suportes.

Bernaude (2016) relata que os métodos do primeiro grupo (empíricos) consistem em reproduzir tipos de revestimentos que se mostraram eficientes em condições mais ou menos parecidas com as do projeto em estudo. Assim, algumas obras obtêm o status de “obras de referência”. Estes métodos calculam uma nota para o maciço da qual decorre a recomendação de um tipo específico de revestimento. Os métodos empíricos podem ser úteis apenas nos estágios iniciais de um projeto, pois não permitem quantificar coeficientes de segurança do suporte, não levam em conta o campo de tensões iniciais, não consideram o efeito da forma do túnel, não contemplam o efeito das fases de escavação e colocação do revestimento e nem quantificam o efeito da interação maciço-suporte.

O segundo grupo, considerado semi-empírico, parte dos pressupostos obtidos pelo método empírico e a partir do revestimento e suporte proposto, algumas análises estruturais são definidas, seguindo os modelos definidos por Terzaghi (Figura 2.10), Protodiaocono e Caquot. Estes métodos determinam a extensão da zona de ruptura. Cálculos de estrutura determinam a reação que o revestimento deve exercer para manter a zona de ruptura estável. Estes métodos são justificados quando o mecanismo de ruptura é independente do método de revestimento.

Na Figura 2.10, H é a profundidade do túnel; B é a dimensão da base do túnel, H_t é a dimensão da altura do túnel e H_p representa a dimensão de material instável sobre o túnel a ser sustentado pela estrutura de suporte. A determinação dos esforços verticais no suporte segundo Terzaghi é dada como:

$$P_v = \gamma H_p \quad (2.6)$$

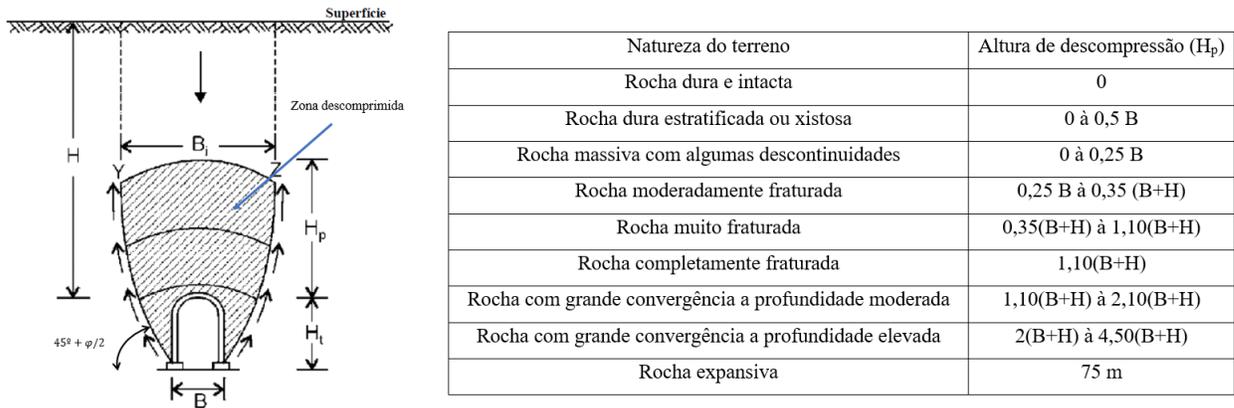


Figura 2.10 Método de ações de carregamento por Terzaghi (adaptado de PANET, 1995).

O terceiro grupo compreende os métodos que levam em conta a rigidez e a deformação do suporte. Estes métodos são originados do cálculo de estrutura convencional baseado na teoria da resistência dos materiais e constituem um complemento natural aos métodos semi-empíricos. Entre eles, o de maior relevância, é o método das reações hiperestáticas em que o revestimento é modelado por barras e a reação do maciço por molas de Winkler, com o objetivo de modelar a interação maciço-revestimento.

O quarto grupo compreende os métodos que levam em consideração a interação maciço-revestimento. Essa interação é realizada através de uma modelagem numérica 2D axissimétrica ou tridimensional, usando o método dos elementos finitos, diferenças finitas ou elementos de contorno. Este método cobre as limitações dos métodos semi-empíricos. No caso da modelagem tridimensional, o seu uso e interpretação é ainda considerado demorado e complexo, envolvendo dificuldades para rodar estudos paramétricos que são necessários em geomecânica.

Ifimie (1996) esclarece que o julgamento, experiência e intuição do engenheiro são mais necessários nesse tipo de obra do que em outros casos, devido à ausência de códigos em engenharia de túneis. A construção sob o terreno substitui o estado natural pré-existente de tensões por um novo sistema de tensões que interagem entre cavidade, revestimento e maciço. A Figura 2.11 indica diversos métodos para análise estrutural de túneis, estes métodos são divididos em três macro grupos: baseados em resistência dos materiais, baseados na teoria da elasticidade e métodos empíricos.

PROJETO ESTRUTURAL - MODELOS PARA TÚNEIS

Pressão do solo é aplicado no revestimento e determinado com diferentes métodos (Terzaghi, Protodjaconov, Caquot)

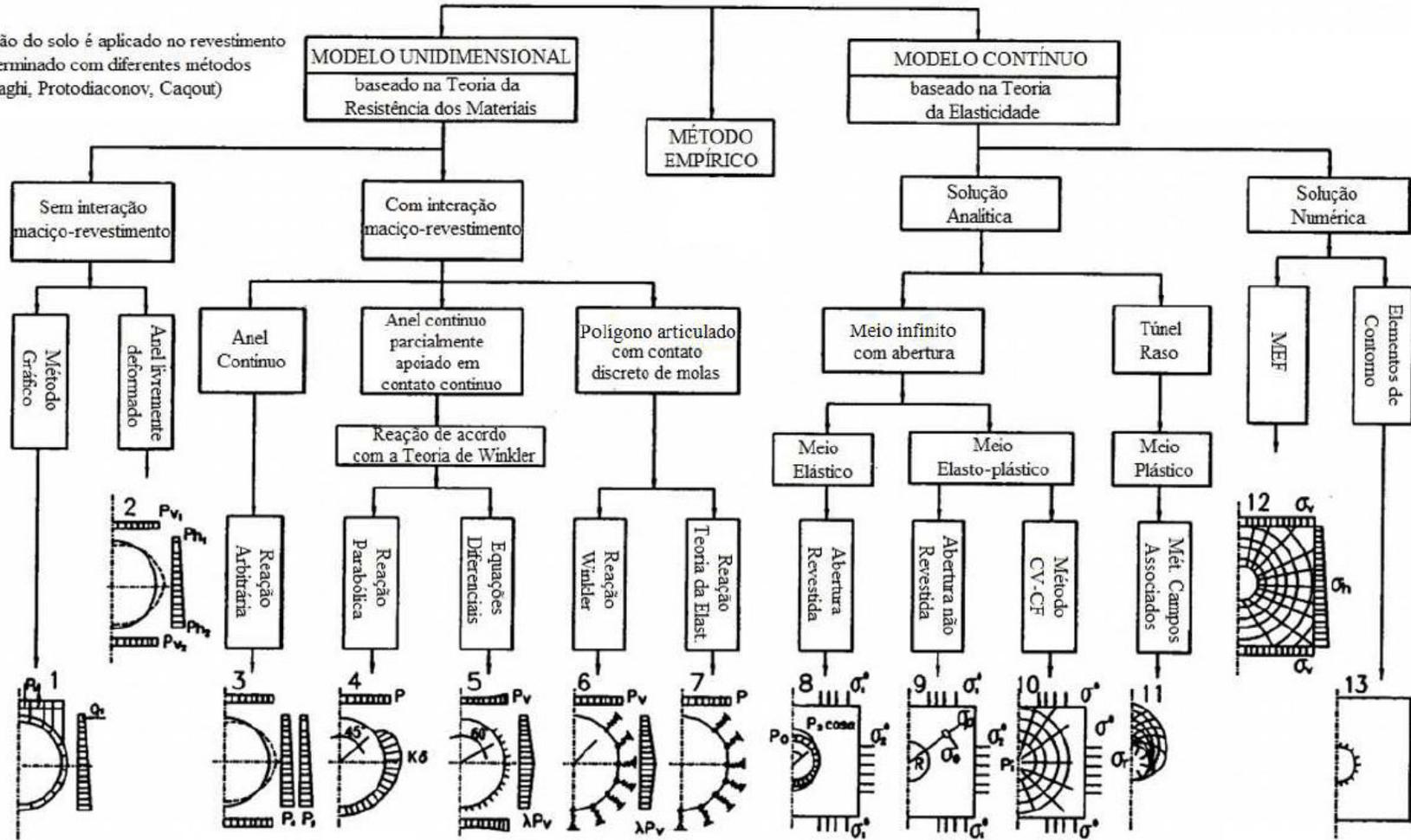


Figura 2.11 Modelos estruturais para verificação e dimensionamento de túneis (IFTIMIE, 1996 apud QUEVEDO, 2017, p. 47)

Os modelos unidimensionais citados por Ifitimie (1996) são baseados na resistência dos Materiais e em geral são modelos para obter os diagramas de esforços de uma barra/viga curvada. As estruturas subterrâneas são estaticamente indeterminadas: a) indeterminação interna (um elemento de barra circular fechado) e b) indeterminação externa (interação maciço/ revesti mento – não presente em estruturas sobre o solo). Existem dois diferentes grupos para tratar essa indeterminação: a) métodos que ignoram a indeterminação externa e consideram apenas as cargas externas, assumindo que o revesti mento é ou infinitamente rígido ou livre para se deformar; b) métodos com a indeterminação externa (Hewett e Johansson, Lei de Winkler).

Os modelos contínuos tratam o problema por soluções de meios contínuos elásticos, plásticos e viscosos. Em busca dessa solução analítica exata (fechada) é necessário, durante a formulação e solução do problema, adotar algumas hipóteses simplificativas, tais como: seção circular, meio homogêneo infinito ou semi-infinito, estado plano de deformações ou axissimetria, carregamento geostático-hidroestático, entre outras, dependendo do caso, que limitam a utilização dessas soluções. Em geral, apesar das restrições envolvidas em soluções analíticas, esses modelos têm grande importância na interpretação do comportamento do maciço, em verificações de soluções numéricas e na proposta de métodos simplificados, tal como o método Convergência-Confinamento (PANET, 1995).

Por fim, as soluções numéricas propõem uma solução aproximada do problema, dentre elas temos o método dos Elementos Finitos, métodos dos Elementos de Contorno e método das Diferenças Finitas. A seguir são demonstradas algumas soluções presentes na bibliografia pesquisada; este trabalho utilizou o método dos Elementos Finitos e algumas soluções analíticas como forma de realizar aproximações de soluções tridimensionais e validar as soluções obtidas.

2.4.1 Solução analítica em elasticidade

Lamé (1852) propôs uma solução para aberturas cilíndricas em meio elástico submetido a um estado inicial de tensões hidrostático. Logo após, Kirsch (1898) propôs uma solução para o mesmo tipo de abertura em meio elástico, porém considerando um estado de tensões iniciais não hidrostático. A solução de Kirsch permite determinar as tensões e deslocamentos de uma abertura circular de raio externo R_e , submetido a estado de Tensões principais P_1 e P_2 , em estado plano de deformações através das seguintes equações:

$$u_R = -\frac{1}{4} \frac{(P_1+P_2)}{G} \left(\frac{R_e^2}{r}\right) - \frac{1}{4} \frac{(P_1-P_2)}{G} \left(\frac{R_e^2}{r}\right) \left(4 - 4\nu - \frac{R_e^2}{r^2}\right) \cos(2\theta) \quad (2.7)$$

$$u_\theta = \frac{1}{4} \frac{(P_1-P_2)}{G} \left(\frac{R_e^2}{r}\right) \left(2(1 - 2\nu) + \frac{R_e^2}{r^2}\right) \sin(2\theta) \quad (2.8)$$

$$\sigma_{rr} = -\frac{1}{2} (P_1 + P_2) \left(1 - \frac{R_e^2}{r^2}\right) + \frac{1}{2} (P_1 - P_2) \left(1 - 4 \frac{R_e^2}{r^2} + 3 \frac{R_e^4}{r^4}\right) \cos(2\theta) \quad (2.9)$$

$$\sigma_{\theta\theta} = -\frac{1}{2} (P_1 + P_2) \left(1 + \frac{R_e^2}{r^2}\right) + \frac{1}{2} (P_1 - P_2) \left(1 + 3 \frac{R_e^4}{r^4}\right) \cos(2\theta) \quad (2.10)$$

$$\tau_{r\theta} = \frac{1}{2} (P_1 - P_2) \left(1 + 2 \frac{R_e^2}{r^2} - 3 \frac{R_e^4}{r^4}\right) \sin(2\theta) \quad (2.11)$$

Onde:

- P_1 : Pressão vertical sobre o maciço, dada por γh ;
 P_2 : Pressão horizontal atuante no maciço, dada por $k\gamma h$;
 G : Módulo de Cisalhamento Transversal, dado por $\frac{E}{2(1+\nu)}$;
 u_R, u_θ : Deslocamento radial e deslocamento ortorrádial;
 $\sigma_{rr}, \sigma_{\theta\theta}, \tau_{r\theta}$: Tensões radial, circunferencial e tangencial.

Os parâmetros r e θ são as coordenadas do ponto de interesse visto que tal método foi elaborado em coordenadas cilíndricas, ademais é necessário citar que tal método tem como limitações: seção do túnel circular, face do túnel plana e ortogonal ao eixo, maciço homogêneo, túnel profundo o suficiente e com seção afastada da frente de escavação. A profundidade altera a abordagem sobre as tensões que deixam de ser abordadas como valores constantes (profundo) para valores linearmente dependentes da profundidade (superficiais).

A Figura 2.12 (a) mostra o esquema do estado plano de deformações para a resolução do problema de Kirsch (1898). Park (2004) descreveu em seu artigo a solução (b) para um túnel superficial em elasticidade, mostrando os valores de deslocamento radial, ortorrádial e tensões para este caso, como será mostrado a seguir.

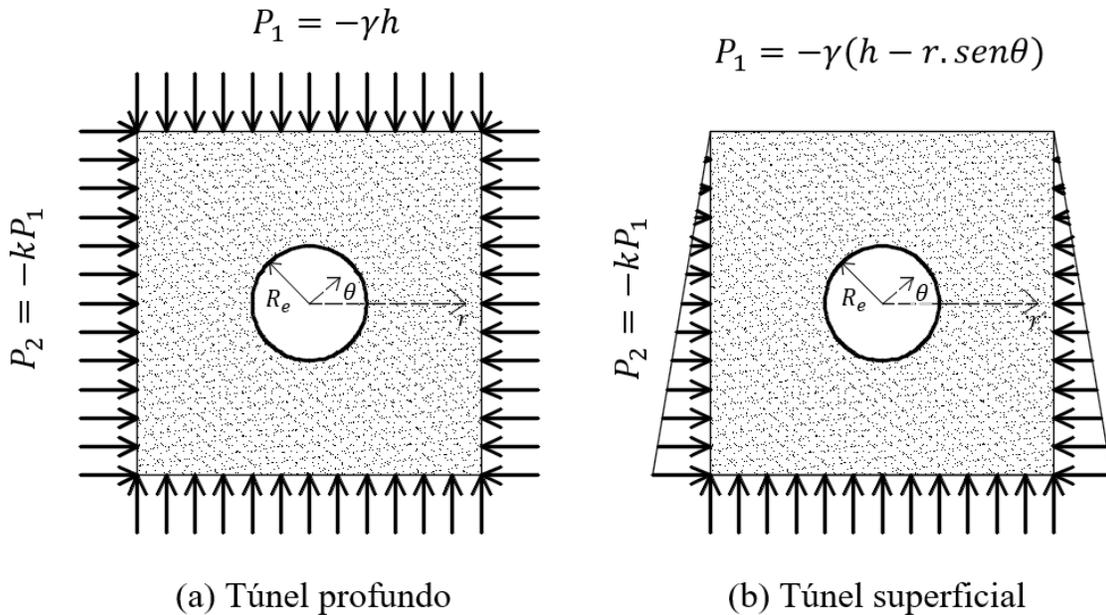


Figura 2.12 Problema em estado plano de deformações (adaptado de PARK, 2004, p. 311).

Park (2004) partiu das mesmas hipóteses que Kirsch (1898), no entanto alterou a dependência da tensão conforme mostrado na Figura 2.12 (b), lembrando que ambas as soluções são válidas para túneis não revestidos. As equações desenvolvidas por Park são:

$$2Gu_R = -\frac{a_0}{r} + \left\{ \frac{c'_1}{r^2} + c_1(1-\nu) \ln r + d'_1(1-2\nu) \ln r \right\} \text{sen}\theta + 2 \left\{ \frac{a'_2}{r^3} - \frac{2b'_2(1-\nu)}{r} \right\} \cos(2\theta) + \left\{ 3 \frac{c'_3}{r^4} + \frac{d'_3(5-4\nu)}{r^2} \right\} \text{sen}(3\theta) \quad (2.12)$$

$$2Gu_\theta = -\left\{ \frac{c'_1}{r^2} - c_1\nu - c_1(1-\nu) \ln r + d'_1(1-2\nu)(1-\ln r) \right\} \cos\theta + 2 \left\{ \frac{a'_2}{r^3} - \frac{b'_2(1-2\nu)}{r} \right\} \text{sen}(2\theta) - \left\{ 3 \frac{c'_3}{r^4} - \frac{d'_3(1-4\nu)}{r^2} \right\} \cos(3\theta) \quad (2.13)$$

$$\sigma_{rr} = -\frac{(1+k)}{2} \gamma h + \frac{a_0}{r^2} + \left\{ \frac{(3+k)}{4} \gamma r - \frac{2c'_1}{r^3} + \frac{c_1}{r} + \frac{d'_1}{r} \right\} \text{sen}\theta + \left\{ \frac{(1-k)}{2} \gamma h - \frac{6a'_2}{r^4} - \frac{4b'_2}{r^2} \right\} \cos(2\theta) - \left\{ \frac{(1-k)}{4} \gamma r + \frac{12c'_3}{r^5} + \frac{10d'_3}{r^3} \right\} \text{sen}(3\theta) \quad (2.14)$$

$$\sigma_{\theta\theta} = -\frac{(1+k)}{2} \gamma h - \frac{a_0}{r^2} + \left\{ \frac{(1+3k)}{4} \gamma r + \frac{2c'_1}{r^3} + \frac{d'_1}{r} \right\} \text{sen}\theta - \left\{ \frac{(1-k)}{2} \gamma h - \frac{6a'_2}{r^4} \right\} \cos(2\theta) + \left\{ \frac{(1-k)}{4} \gamma r + \frac{12c'_3}{r^5} + \frac{2d'_3}{r^3} \right\} \text{sen}(3\theta) \quad (2.15)$$

$$\tau_{r\theta} = \left\{ \frac{(1-k)}{4} \gamma r + \frac{2c'_1}{r^3} - \frac{d'_1}{r} \right\} \cos\theta - \left\{ \frac{(1-k)}{2} \gamma h + \frac{6a'_2}{r^4} + \frac{2b'_2}{r^2} \right\} \text{sen}(2\theta) - \left\{ \frac{(1-k)}{4} \gamma r - \frac{12c'_3}{r^5} - \frac{6d'_3}{r^3} \right\} \cos(3\theta) \quad (2.16)$$

Onde:

$$a_0 = \frac{(1+k)}{2} \gamma h R_e^2 \quad (2.17) \quad a'_2 = -\frac{(1-k)}{4} \gamma h R_e^4 \quad (2.18) \quad b'_2 = \frac{(1-k)}{2} \gamma h R_e^2 \quad (2.19)$$

$$c_1 = -\gamma R_e^2 \quad (2.20) \quad c'_1 = \frac{1}{8} \left(k - \frac{\nu}{1-\nu} \right) \gamma R_e^4 \quad (2.21) \quad c'_3 = \frac{(1-k)}{12} \gamma R_e^6 \quad (2.22)$$

$$d'_1 = \frac{(1-\nu)}{4} \gamma R_e^2 \quad (2.23) \quad d'_3 = -\frac{(1-k)}{8} \gamma R_e^4 \quad (2.24)$$

Onde:

- γ : Peso específico do maciço, $P_1 = \gamma h$;
 h : Profundidade do eixo do túnel;
 k : Coeficiente de tensão de empuxo em repouso.

A solução acima encontrada por Park (2004) é a mesma obtida por Bobet (2001) para um túnel não revestido. A Figura 2.13 mostra o comportamento das equações (2.7) a (2.11) para as tensões: radial e circunferencial de um túnel profundo e o comportamento das equações (2.12) a (2.16) para as mesmas tensões de um túnel superficial. A Figura mostra ainda como o comportamento se dá a partir de três ângulos analisados. Quando o ângulo analisado é zero grau, as soluções profunda de Kirsch e a superficial de Park tendem a ser idênticas, contudo quando o ângulo está em 90° e 270° , as soluções diferem. Pois quando se analisa a 90° , as tensões geostáticas vão diminuindo com a profundidade e quando se analisa a 270° , as tensões geostáticas vão aumentando.

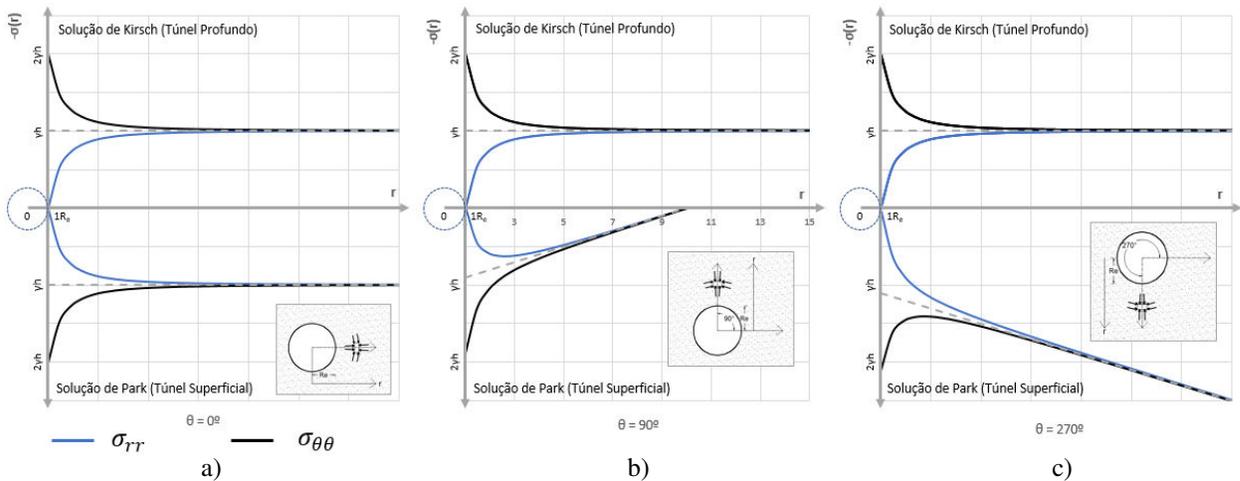


Figura 2.13 Comportamento da solução em estado plano de deformações radiais em elasticidade.

Os comportamentos mostrados na Figura 2.13 são válidos quando o coeficiente de tensões de empuxo em repouso $k = 1$ e para um material incompressível $\nu = 0,5$. Os três grupos da figura demonstram o comportamento das tensões variando o raio para três ângulos característicos. Sobre o grupo (a) percebe-se que quando θ vale zero, o comportamento das tensões é o mesmo a qualquer profundidade do túnel. Esta conclusão é verdadeira visto que a zero grau a profundidade será sempre a mesma e quanto mais se distanciar do eixo do túnel, mais as tensões se aproximam de γh que é a própria tensão vertical.

Sobre o grupo (b) percebe-se que quando θ vale noventa graus, o comportamento para as tensões em túnel profundo permanece igual ao anterior, visto que independentemente do ângulo, as tensões sempre tenderão ao valor dito constante de γh , por outro lado no túnel superficial, ao passo que se sobe em direção à superfície, as tensões devem ir se anulando, já que na superfície tanto a pressão vertical quanto a horizontal será zero, sendo que a linha de tendência entre as tensões deve marcar exatamente esse decréscimo linear das tensões.

Sobre o grupo (c) o comportamento para o túnel profundo permanece o mesmo, pois se considera que a tensão vertical é constante em qualquer direção, sem aumento ou diminuição linear com a profundidade, já as tensões em um túnel superficial tendem a aumentar linearmente com a profundidade assim como se mostra pela tendência desenhada nos gráficos.

Enfim, o coeficiente de empuxo é um elemento que sempre influirá no resultado final dos gráficos mostrados na Figura 2.13, pois caso a tensão horizontal seja diferente da tensão vertical (areias) e não sempre igual a vertical, o comportamento muda sensivelmente.

Pela solução de Park, demonstrada em (2.12) e (2.13), para um coeficiente $k = 1$ e um coeficiente de Poisson igual a 0,5, temos:

$$u_R = -\frac{1,5}{E} \left(\frac{a_0}{r} + \frac{\gamma R e^2}{2} \ln r \operatorname{sen}\theta \right) \quad (2.25)$$

$$u_\theta = -\frac{1,5}{E} \frac{\gamma R e^2}{2} (1 + \ln r) \operatorname{cos}\theta \quad (2.26)$$

Onde:

E : Módulo de Young (Young) do maciço;

a_0 : Condição de contorno, definida em (2.17).

É importante lembrar que a solução proposta por Park (2004), aqui adotada, disponibiliza quatro soluções principais para o formato do túnel escavado (Figura 2.14). Para cada solução, existe a diferença do valor adotado de a_0 . A solução que adota a_0 conforme a Equação (2.17) corresponde à Condição I, em que o deslocamento seria todo uniforme independente da direção e ângulo escolhido quando a dimensão r desejada é igual ao raio externo.

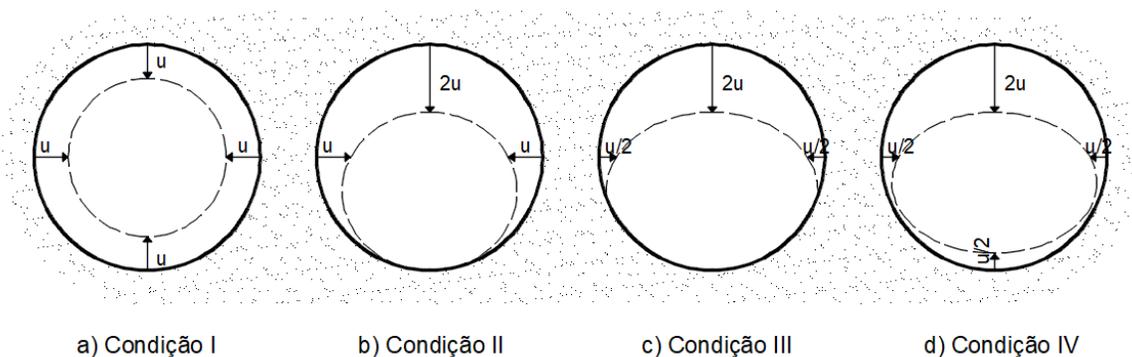


Figura 2.14 Condições de contorno para deslocamentos em túneis superficiais. (PARK, 2004, p. 313).

A solução considerando a condição de contorno IV é a que mais se aproxima da solução real, contudo as soluções II, III e IV exigem o conhecimento de um valor gap (g) que depende das características do método de escavação, indisponível em muitos exemplos.

$$\text{Condição II: } a_0 = G \times g \times (1 + \text{sen}\theta) \times R_e \quad (2.27)$$

$$\text{Condição III: } a_0 = G \times g \times (1 + \text{sen}\theta - 0,5\text{cos}^2\theta) \times R_e \quad (2.28)$$

$$\text{Condição IV: } a_0 = G \times g/4 \times (5 + 3\text{sen}\theta - 3\text{cos}^2\theta) \times R_e \quad (2.29)$$

Onde:

g : Parâmetro *gap*.

O parâmetro *gap* foi sugerido por Lee et al. (1992 *apud* Park, 2004, p. 313), este é um parâmetro que depende das condições e características do método de escavação. O parâmetro depende das folgas efetivas de construção que geram vãos que influenciam diretamente na convergência do túnel, como pode ser visto na Figura 3.7. Como pretendemos ter apenas uma formulação analítica, a solução utilizada será a mostrada em (2.17).

2.4.2 Método Convergência-Confinamento

O método das curvas características proposto pela AFTES (*Association Française des Tunnels et de L'espace Souterrain*), também conhecido por Convergência-Confinamento, é um método de análise simplificada da interação entre o terreno e o suporte. Esse método consiste em desacoplar o problema da interação entre o maciço e o suporte utilizando os conceitos de curva de convergência do maciço e de curva de confinamento do suporte. As curvas características são relações entre pressão e deslocamento radial do maciço e do suporte.

O método trata o problema de interação entre maciço e revestimento como um problema de deformações planas ou axissimétrico em um plano normal ao eixo, onde os efeitos do maciço circundante sobre o revestimento do túnel são simulados através de uma pressão fictícia P_i^f .

A escavação gera alívio de pressões e, por conseguinte, aumento dos deslocamentos radiais. Esses deslocamentos podem definir o que se chama de convergência de um túnel, a qual depende essencialmente dos seguintes parâmetros: distância entre a seção de medição e a face de escavação; do tempo entre escavações sucessivas e da distância não revestida até a face do túnel d_0 .

A convergência de um túnel é um parâmetro definido como sendo a relação entre os deslocamentos radiais absolutos, em determinada seção, e o raio de túnel.

$$U = \frac{-u_r(R_e, t)}{R_e} \quad (2.30)$$

Essa curva de convergência do maciço é obtida plotando a convergência da cavidade (fechamento da abertura normalizada pelo raio) em função da pressão interna. Em um diagrama pressão versus convergência, a curva característica é uma curva decrescente (pode ser linear ou não, a depender do comportamento do maciço) e está ilustrada na Figura 2.15.

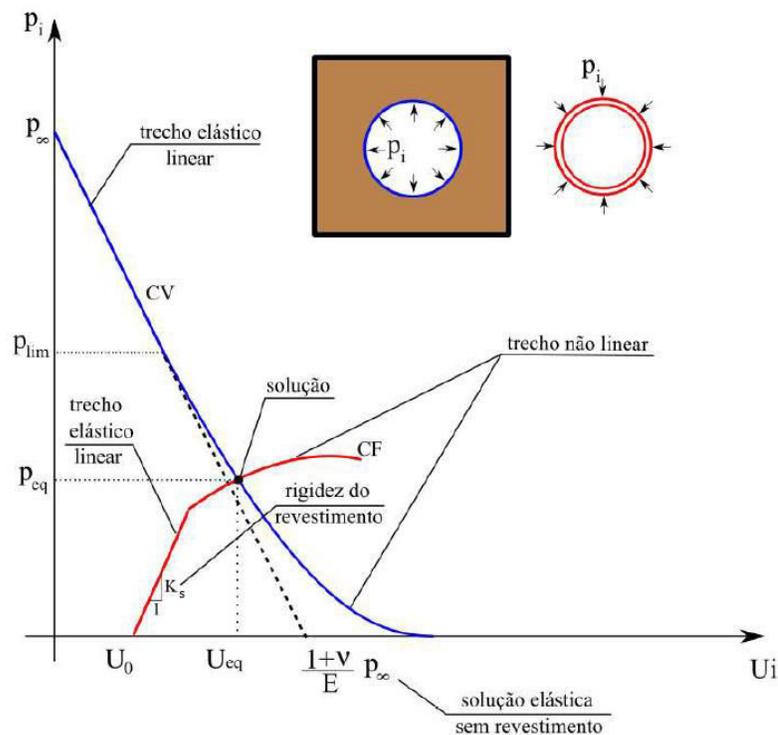


Figura 2.15 Método da Convergência-Confinamento (BERNAUD et al, 1994 apud QUEVEDO, 2017)

Onde:

- $p_\infty = P_1$: Pressão geostática ao infinito, pressão constante em túneis profundos;
 U_0 : Convergência do túnel na seção afastada de d_0 da face do túnel;
 U_{eq} : Convergência que equilibra o maciço e revestimento;
 K_s : Rigidez do revestimento.

Essa curva de convergência independe do suporte e carrega consigo o comportamento do maciço frente a uma descompressão. Tem o comportamento linear para uma zona elástica e não linear para uma zona plástica.

O comportamento da curva de confinamento (CF) depende exclusivamente do comportamento do suporte, mas a convergência inicial U_0 a partir da qual essa curva inicia vai depender da interação entre o maciço e o suporte, uma vez que o túnel já possui essa deformação no instante de colocação do revestimento. Portanto, a convergência U_0 no instante de instalação do revestimento fará o acoplamento da interação entre o maciço e o revestimento.

A Figura 2.16 ilustra a variação da convergência ao passo que se avança a escavação, assim como ilustra a pressão P que deverá ser suportada pelo revestimento.

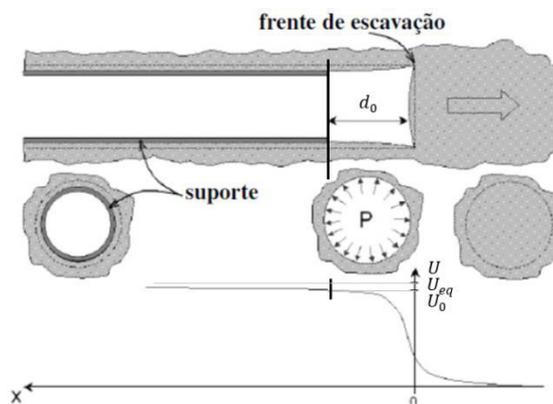


Figura 2.16 Esquema relativo ao avanço da escavação. (DUTRA, 2011).

Estudos realizados por Eisenstein e Braco (1991) mostraram que o método de convergência-confinamento pode apresentar resultados discrepantes à realidade quando aplicado a túneis rasos, mas resultados satisfatórios quando aplicado a túneis profundos, já que esses estão de acordo com as condições de axissimetria. Ainda assim, Bernaud et al. (1994) mostraram que o método não determina corretamente o parâmetro U_0 , subestimando, dessa forma, o valor da pressão de equilíbrio o que não vai ao encontro da segurança.

Nesse aspecto, Bernaud & Rousset (1992) mostraram que o método Convergência-Confinamento (CV-CF), proposto até então, estava em desfavor da segurança, pois desconsiderava a rigidez do revestimento no valor de U_0 (interação maciço/revestimento) e apenas considerava a deformação

do maciço, gerando valores destoantes em torno de 20% para maciços elásticos e em torno de 50% para maciços plásticos. A Figura 2.17 ilustra a diferença encontrada pelos autores em U_0 no perfil de convergência ao longo do eixo longitudinal do túnel.

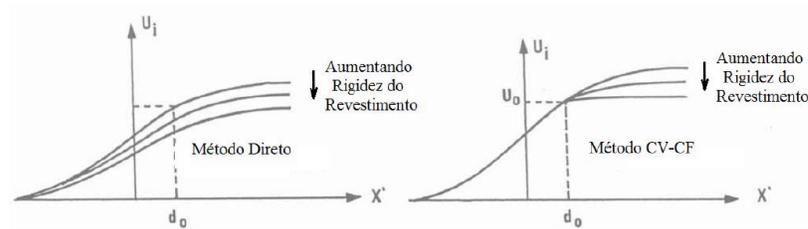


Figura 2.17 Influência da rigidez do suporte no perfil de convergência do túnel e no parâmetro U_0 (BERNAUD et al, 1992)

Como forma de melhor adequar a questão encontrada acima, Bernaud & Rousset (1992) propuseram um aprimoramento desse método através de estudos em um modelo numérico bidimensional. O método resultante, baseado nos mesmos princípios do método da Convergência-Confinamento, foi chamado de *New Implicit Method* (NIM).

2.4.3 Novo Método Implícito (NIM)

O Novo Método Implícito traça a curva de convergência do maciço revestido a partir de uma transformação geométrica da curva de convergência do túnel não revestido. Este método introduz um coeficiente $\alpha(K_s')$ que depende da rigidez do revestimento a ser instalado ($K_s' = K_s/E$), assim, quanto maior a rigidez do revestimento instalado, menor será a convergência U_0 .

A Figura 2.18 mostra os resultados obtidos por Bernaud et. al. (1996) pelo código numérico GEOMECC91 que analisa tridimensionalmente um túnel com axissimetria simulando as etapas de escavação. Pela figura, percebe-se que a resistência do revestimento realmente influencia na convergência U_0 e a partir de tais resultados numéricos, foi desenvolvido o NIM.

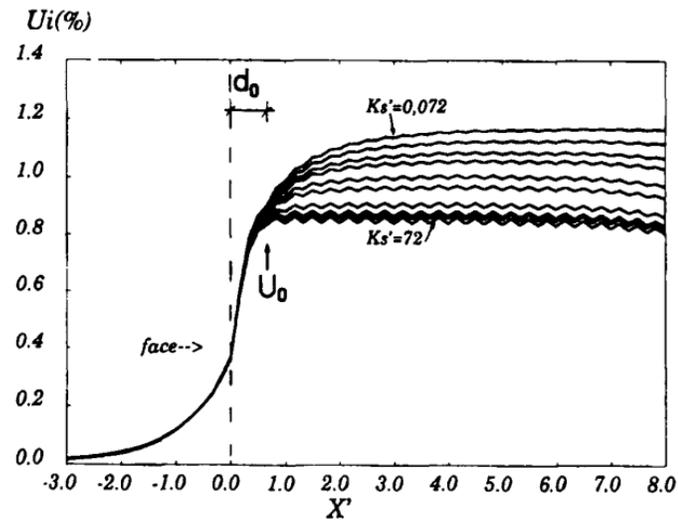


Figura 2.18 Solução tridimensional por elementos finitos para maciços elásticos (BERNAUD & ROUSSET, 1996, p. 682)

A Figura 2.19 ilustra o funcionamento do Novo Método Implícito. A inclusão da dependência da rigidez do revestimento é feita no termo $a_s(d_0)$, pois este termo depende do $\alpha(K_s')$ e da extensão da zona de plasticidade (raio plástico - R_p). Para maciços em elasticidade ou plasticidade com superfície de plasticidade Tresca, a equação está definida a seguir:

$$\alpha(K_s') = 1,82\sqrt{K_s'} \quad (2.31)$$

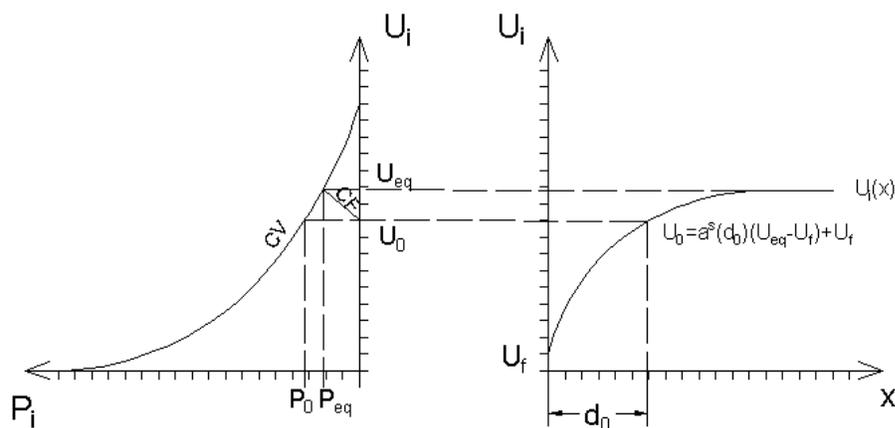


Figura 2.19 Solução de um túnel pelo Novo Método Implícito (BERNAUD & ROUSSET, 1996, p. 682)

A curva de confinamento (CF) pode ser obtida utilizando tanto soluções analíticas como numéricas. Panet (1995) traz duas expressões de rigidez (K_s) para um pré-dimensionamento considerando o comportamento puramente elástico, seja de um tubo espesso ($R_e/e < 10$), seja de uma casca cilíndrica ($R_e/e > 10$). É importante lembrar que a pressão de equilíbrio atuante sobre o revestimento deve sempre ser inferior a pressão máxima resistente minorada por um fator de segurança.

2.4.4 Soluções numéricas

Os métodos numéricos, em engenharia civil, permitem a análise de estruturas complexas. São métodos aproximados que possibilitam a resolução do conjunto de equações diferenciais no qual um meio em equilíbrio deve satisfazer. Os mais conhecidos são: o método das diferenças finitas, o método dos elementos de contorno e o método dos elementos finitos, sendo este último o mais usual. No caso de túneis, vários parâmetros podem ser levados em consideração, como, por exemplo: a profundidade, a geometria do túnel, a geometria da estrutura do suporte com suas equações constitutivas, a geometria das várias unidades geomecânicas identificadas no entorno do túnel com suas equações constitutivas e as fases de escavação e instalação do suporte (COUTO, 2011, p. 59-60).

A análise por elementos finitos envolve em dividir a estruturas (ou o domínio do problema) em um conjunto de elementos contíguos, estabelecendo o que se chama de malha de elementos finitos. Essa malha pode ser regular ou irregular e esse processo é chamado de discretização. Cada elemento da malha tem um formato simples: linha, triângulo, retângulo, tetraedro ou hexaedro, dependendo da dimensão (1D, 2D ou 3D) do domínio a ser discretizado. Cada elemento está conectado a outros elementos, compartilhando “nós” e as principais incógnitas do problema são os deslocamentos nodais.

Introduzindo o conceito de Princípio de Trabalhos Virtuais (PTV) em que para que haja equilíbrio o trabalho virtual das forças que atuam sobre um corpo conservativo deve ser igual a variação de energia elástica acumulada nesse corpo, é possível escrever a seguinte equação para um elemento.

$$\{P_v\} + \{P_s\} - \{P_{\sigma_0}\} = [K_e]\{u_e\} \quad (2.32)$$

Onde:

- $\{P_v\}$: Vetor de cargas de volume no corpo do elemento;
- $\{P_s\}$: Vetor de cargas superficiais sobre os contornos do elemento;
- $\{P_{\sigma_0}\}$: Vetor de cargas internas devido as tensões iniciais;
- $[K_e]$: Matriz de rigidez do elemento finito;
- $\{u_e\}$: Deslocamentos nodais do elemento finito.

Para determinar os deslocamentos nodais é feito, então, a montagem do sistema de equações de todos os elementos, aplicadas as condições de contorno (deslocamentos e forças prescritas) e resolvido o sistema para os deslocamentos nodais. Dependendo da quantidade de nós e graus de liberdade o sistema pode ficar muito grande. As análises numéricas de túneis em elementos finitos podem ser tanto bidimensionais (deformações planas e axissimétricas) quanto tridimensionais.

As análises em deformações planas consistem em análises de seções transversais de maior interesse no processo construtivo, considerando-as em estado plano de deformações. Também é possível considerar de forma mais simplificada, o processo de escavação e colocação do revestimento, através do incremento de uma pressão fictícia no interior da seção até que a convergência seja igual a uma medida *in situ* ou de acordo com algum método simplificado, como por exemplo, o NIM. Outro uso do modelo em deformações planas é a simulação de túneis superficiais, uma vez que é possível adotar tensões internas diferentes da condição geostática-hidrostatica. Também é possível ter um perfil de solo ou rocha não homogêneo e seções transversais do túnel de diferentes formatos.

As análises bidimensionais axissimétricas podem ser utilizadas quando o caso se adapta a algumas hipóteses acerca das condições do maciço (a) e do revestimento (b):

- a) Túnel com geometria circular, face plana e ortogonal ao eixo, maciço homogêneo e comportamento isotrópico;
- b) Extremidade do revestimento plana e ortogonal ao eixo, espessura constante, material homogêneo e comportamento isotrópico.

Essas soluções com campo de tensões iniciais geostático (BERNAUD, 1991) simulam o processo de escavação e colocação do revestimento de forma bastante precisa com o recurso de ativação e desativação de elementos.

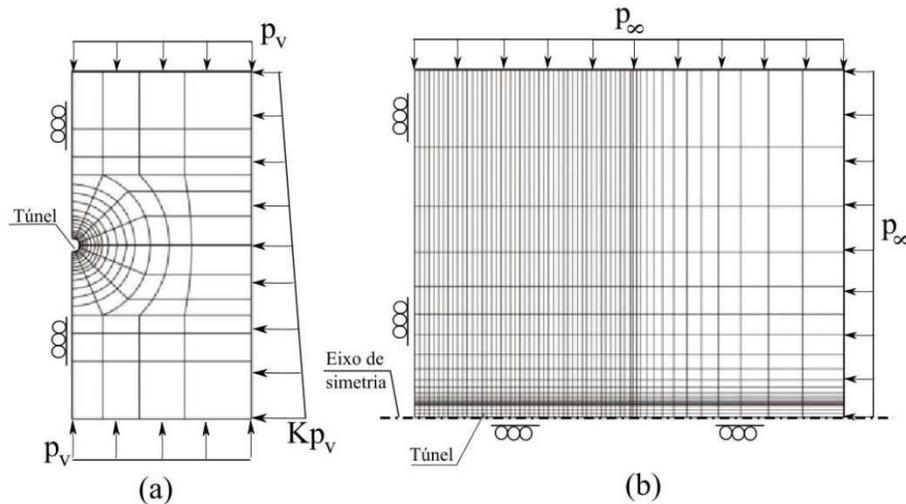


Figura 2.20 Modelos em deformação plana (a) e axissimetria (b) (COUTO, 2011, p. 63)

As análises numéricas bidimensionais, em contrapartida ao baixo tempo de processamento e à pouca exigência de *hardware*, apresentam limitações importantes. As análises em deformações planas exigem o conhecimento de U_0 , que será obtido em um cálculo de verificação, caso haja informações *in situ*, mas que, na fase de projeto terá de ser estimado por algum outro tipo de análise como o NIM citado anteriormente. Quevedo (2017) elencou os principais pontos que favorecem a inclusão de modelos tridimensionais em análises de túneis a despeito de outros modelos, são eles:

- a) Processo de escavação e colocação do revestimento através da ativação e desativação dos elementos finitos, com face parcializada;

Modelos em 2D axissimétricos conseguem simular a escavação do túnel, porém não possibilitam a condição parcializada de escavação.

- b) Condições de carregamento diferentes da condição geostática-hidroestática;

Em túneis profundos, pode-se considerar a condição constante geostática-hidroestática, já em túneis superficiais, a condição linear dependente da profundidade é a que mais se aproxima de valores observados.

- c) Perfil heterogêneo do maciço;
- d) Seções de diferentes formatos;
- e) Presença de estações, galerias ou outros túneis na proximidade;
- f) Efeitos de assentamento na superfície e interação com fundações.

Outro tópico importante que é completamente analisado apenas em modelos tridimensionais é a correta avaliação do fenômeno do arqueamento de tensões junto à frente de escavação que é um fenômeno, de veras, tridimensional. No entanto, as análises tridimensionais, além dos maiores tempos de processamento e necessidade de maiores recursos computacionais, utilizam malhas que são de difícil construção na maioria dos casos.

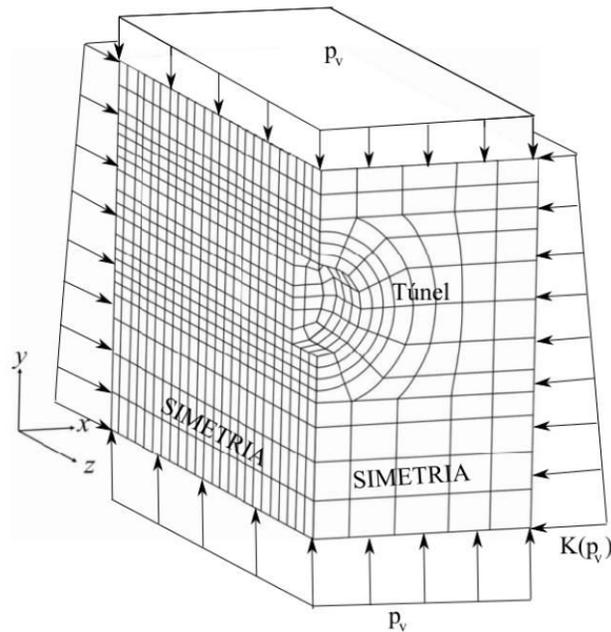


Figura 2.21 Exemplo de modelo tridimensional. (QUEVEDO, 2017, p. 61)

A Figura 2.21 mostra um exemplo de modelo tridimensional. É importante ressaltar que se pode aproveitar da dupla simetria em casos de túneis circulares profundos. Em túneis superficiais, a única simetria que pode ser aproveitada é a definida na Figura acima, já que o padrão de tensões muda com a profundidade; além disso, a altura do maciço sobre o túnel também é diferente da altura sob o mesmo.

3 COMPORTAMENTO DO MACIÇO/REVESTIMENTO

A abertura de um túnel em um maciço previamente em equilíbrio, submetido a um estado inicial de tensões, pode ser entendida como a remoção das tensões existentes no contorno da escavação realizada. Essa remoção acarreta em um rearranjo do estado de tensões do maciço, que busca uma nova situação de equilíbrio. O equilíbrio estabelecido pode ser alcançado sem a adoção de um sistema auxiliar de suporte, se tratando nesse caso de um maciço classificado como autoportante, ou, como ocorre na maioria dos casos, com o auxílio de um sistema de suporte. (FRANÇA, 2006, p. 8).

A região próxima à seção transversal por onde passa a face de escavação fica sujeita a um significativo aumento na intensidade das mudanças dos estados de tensões e deslocamentos, em uma zona chamada de influência da frente de escavação. Essa zona de influência é tridimensional e tensões tangenciais são mobilizadas, ocasionando, portanto, o desvio das tensões principais, em um fenômeno conhecido por arqueamento de tensões (SOUZA, 1998, apud FRANÇA, 2006, p. 9).

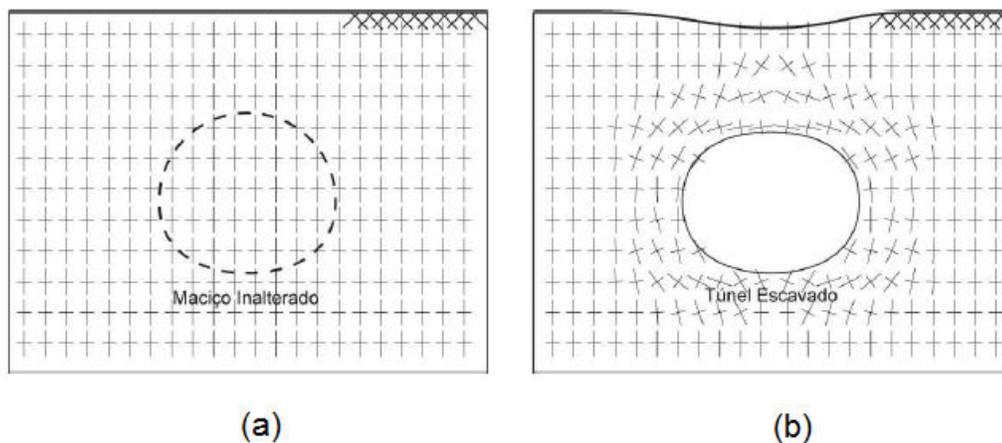


Figura 3.1 Direção das tensões principais no túnel não escavado (a) e escavado (b) (FRANÇA, 2006, p.10).

A Figura 3.1 e a Figura 3.2 mostram o fenômeno do arqueamento das tensões principais que ocorre tanto em planos transversais ao eixo do túnel como em planos verticais e longitudinais ao eixo do túnel, o que evidencia se tratar de um problema de natureza essencialmente tridimensional.

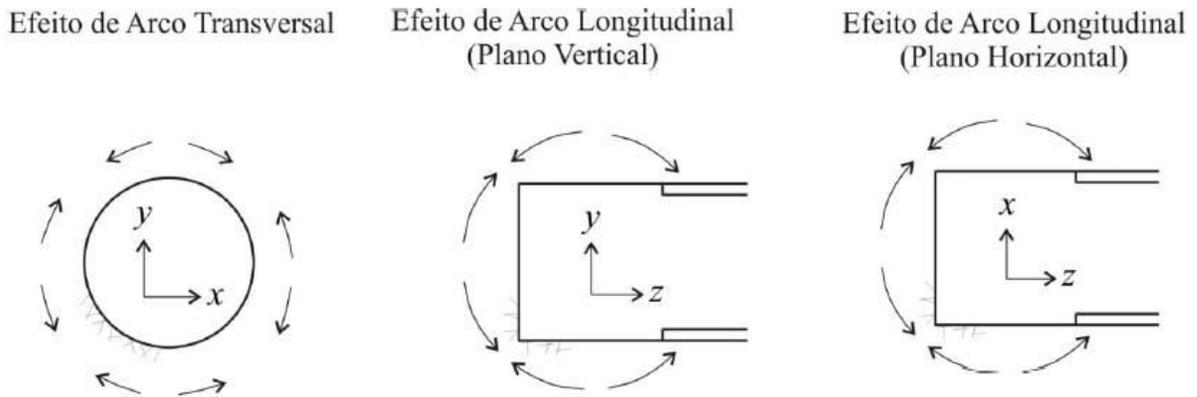


Figura 3.2 Arco tridimensional próximo à frente de escavação. (EISENSTEIN et al., 1984 apud COUTO, 2011, p. 40)

Passada a frente de escavação, a distância onde ocorrerá o estabelecimento do equilíbrio e a condição do estado plano de deformação é função das características do maciço e do suporte adotado. Hanafy e Emery (1980) apud Couto (2011, p. 42) modelaram, utilizando um maciço com comportamento elástico, os deslocamentos radiais. Verifica-se, pela Figura 3.3, que os deslocamentos iniciam no ponto de referência, quando a frente de escavação está atrás, a uma distância de quatro raios, e passam a ser mais significativos quando tal distância é reduzida para dois raios.

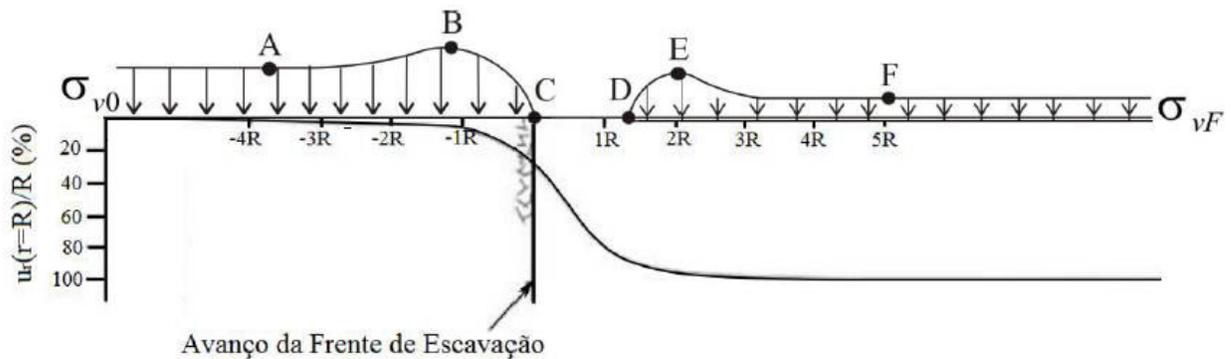


Figura 3.3 Evolução das tensões e deslocamento radial ao passo que se escava um túnel. (adaptado de COUTO, 2011, p. 41-42)

O efeito do arqueamento irá interagir com o suporte. A Figura 3.3 ilustra a distribuição de tensões juntamente com os deslocamentos radiais de um túnel revestido. Logo adiante da frente de escavação, no ponto B, há uma concentração de tensões devido ao arqueamento longitudinal das

tensões verticais que decresce até o ponto C. No trecho não suportado, CD, as tensões verticais são nulas e na ponta do suporte, E, ocorre novamente uma concentração de tensões que vai diminuir, tal como no ponto F, após a frente de construção passar e se distanciar. (EISENSTEIN et. al., 1984 *apud* QUEVEDO, 2017, p. 42).

Outra questão importante é a forma da seção do túnel. Nem todos os túneis são escavados de forma circular, como por exemplo, os que possuem seção tipo ferradura (ou D-invertido). Ao contrário da seção circular, outros formatos podem apresentar concentrações de tensões próximas às quinas do contorno da seção.

3.1 A PROFUNDIDADE DO TÚNEL

A distinção entre túneis profundos e túneis superficiais é definida a partir da relação entre profundidade do eixo do túnel (H) e o diâmetro escavado (D). Segundo Panet (1995), é correto admitir que um túnel possa ser considerado superficial quando a profundidade for inferior a duas vezes o diâmetro. Outros autores divergem desta relação, Villalba Fiore (2015, p. 24) relata que a diferença deve ser de pelo menos 10 vezes e Quevedo (2017, p. 43) relata que pode ser cinco vezes o diâmetro escavado.

Contudo, podemos considerar, na realidade, que um túnel é pouco profundo quando a escavação produz recalques superficiais que não podem ser negligenciados e isso não depende apenas de uma relação entre altura e diâmetro, mas também, do tipo do maciço e de seu comportamento. Isto é o que ocorre quando a zona de plastificação circundante ao túnel atinge a superfície, por exemplo.

Park (2004) esclarece que se a superfície não afetar significativamente as tensões e deslocamento ao redor da abertura, o túnel pode ser considerado “profundo”, a Figura 2.12 (a) mostra a geometria do problema para um túnel profundo circular com tensões iguais a:

$$P_v = P_1 = -\gamma h \quad (3.1)$$

$$P_h = P_2 = -k\gamma h \quad (3.2)$$

No entanto, caso a superfície afete as tensões e os deslocamentos na abertura, o túnel deve ser considerado como superficial. Neste caso, pela mesma Figura 2.12 (b) percebe-se que as tensões são, agora, tratadas como:

$$P_v = -\gamma(h - y) \quad (3.3)$$

$$P_h = -kP_v \quad (3.4)$$

Segundo Benamar (1996, p. 8), um túnel é dito profundo se o seu diâmetro (ou diâmetro equivalente no caso de seções não circulares) é pequeno se comparado com a profundidade do túnel, em uma relação de profundidade por diâmetro superior a 10 vezes assim como Villalba Fiore (2015). Em túneis superficiais, a variação entre a tensão vertical superior e inferior da seção do túnel é relevante, já em túneis profundos essa variação é irrelevante, conforme a Figura 3.4 a seguir:

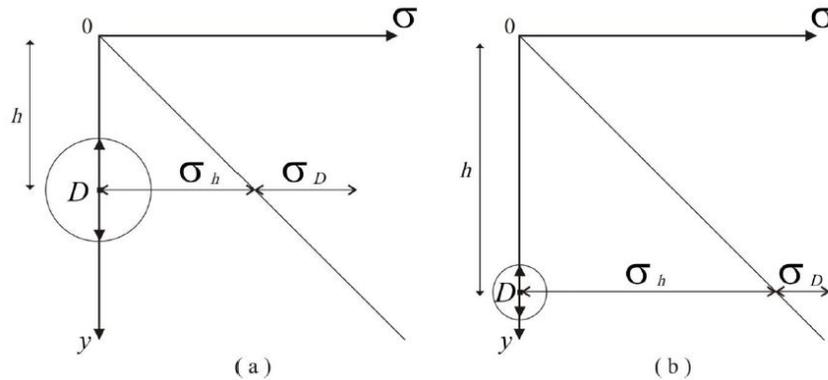


Figura 3.4 Distinção entre túnel profundo e túnel superficial. (BENAMAR, 1996, p. 8)

Onde:

$\sigma_D = \gamma D$: Tensão desenvolvida na altura do diâmetro do túnel;

$\sigma_H = \gamma H$: Tensão na profundidade.

Percebe-se que em túneis superficiais (a), a dimensão característica do túnel é equivalente a profundidade onde se encontra o mesmo, logo tal variação não pode ser negligenciada, diferente do que ocorre em um túnel profundo (b) em que o módulo da tensão com a profundidade cresce e a tensão dependente do diâmetro permanece com o mesmo valor tendendo a uma profundidade

em que já não influencia o resultado e pode ser negligenciada, ou seja, o diâmetro D passar a ter intensidade bem menor que a profundidade H .

3.2 ASSENTAMENTOS EM TÚNEIS

A previsão dos recalques (assentamentos) que se desenvolvem e se desenvolverão em uma obra de escavação subterrânea não é algo trivial, e requer uma análise cuidadosa sobre o comportamento do solo, a interação com o revestimento do túnel e a influência da profundidade no padrão de bacia superficial. De acordo com Fattah *et al* (2013, p. 168) existem duas principais causas dos movimentos superficiais devido a escavação de túneis: (a) um alívio das tensões que causa um movimento ascensional do solo, isso ocorre, porque, quando o solo é removido, há uma redução no peso da camada de solo; e (b) subsidência devido à remoção de suporte durante a escavação, causando um movimento descendente.

Pinto & Whittle (2014) definem os principais modos de deformação e a notação tradicional utilizada para o assentamento em túneis superficiais. Três situações principais impõem deformações na seção do túnel, são elas: uma convergência uniforme, uma distorção e uma subsidência vertical. Essas três situações definem o formato final da seção do túnel, assim como se vê na Figura 3.5.

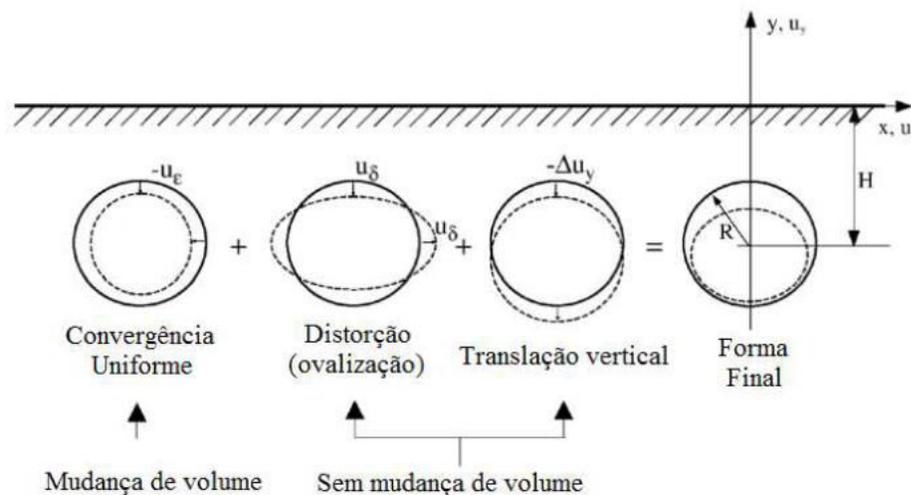


Figura 3.5 Modos de deformação de túneis superficiais. (PINTO & WHITTLE, 2014).

Fattah *et al* (2013, p. 168) divide os métodos de avaliação de assentamento em três tipos principais, são eles:

- a) Métodos empíricos;
- b) Métodos analíticos;
- c) Métodos numéricos e modelagem de aproximações físicas.

Os modelos empíricos são os mais utilizados para previsão dos assentamentos em túneis superficiais, pois são os de mais fácil aquisição, e os que mais se aproximam dos valores observados em campo se considerar regiões em que não há construções nem sobrecargas sobre o terreno. De acordo com Fattah et al (2013), os métodos empíricos dão uma boa aproximação dos valores obtidos quando se compara com modelos numéricos que consideram plasticidade do maciço.

Os métodos analíticos são aqueles propostos por Verrujit & Booker (1996), Bobet (2001), Park (2004) e vários outros autores. Os métodos derivam principalmente de leis de continuidade do maciço e propõem valores para convergências radiais que podem ser estendidos a fim de se encontrar equações para os valores de assentamento superficial.

Os modelos analíticos trazem consigo a consideração da ovalização dos túneis. Verrujit & Booker (1996) trazem equações para os recalques superficiais considerando que o fenômeno da ovalização só ocorreria caso o valor do coeficiente de empuxo ao repouso fosse diferente de um, o que levaria a uma diferença entre tensões verticais e horizontais. Assim, os resultados encontrados por Verrujit & Booker (1996) são equivalentes aos de Kirsch (1898). Já Park (2004) traz a ovalização como uma condição de contorno possível, assim como mostrada na

Figura 2.14. Modelos numéricos têm mostrado que mesmo em condições com coeficiente de empuxo ao repouso sendo igual a um, túneis próximos a superfície tendem a se ovalizar.

Enquanto que os métodos analíticos são uma extrapolação das equações mostradas de (2.7) a (2.16) para valores superficiais, os métodos empíricos se concentram em uma solução de curva Gaussiana proposta primeiramente por Peck (1969 *apud* Fattah et al, 2013).

$$u = u_{max} e^{\left(\frac{x^2}{2i^2}\right)} \quad (3.5)$$

Na equação (3.5) acima, u é o assentamento superficial, u_{max} é o assentamento vertical máximo, x é a distância transversal a partir do eixo central do túnel e i é o ponto de inflexão que se considera como comprimento da curva de assentamento, conforme a Figura 3.6.

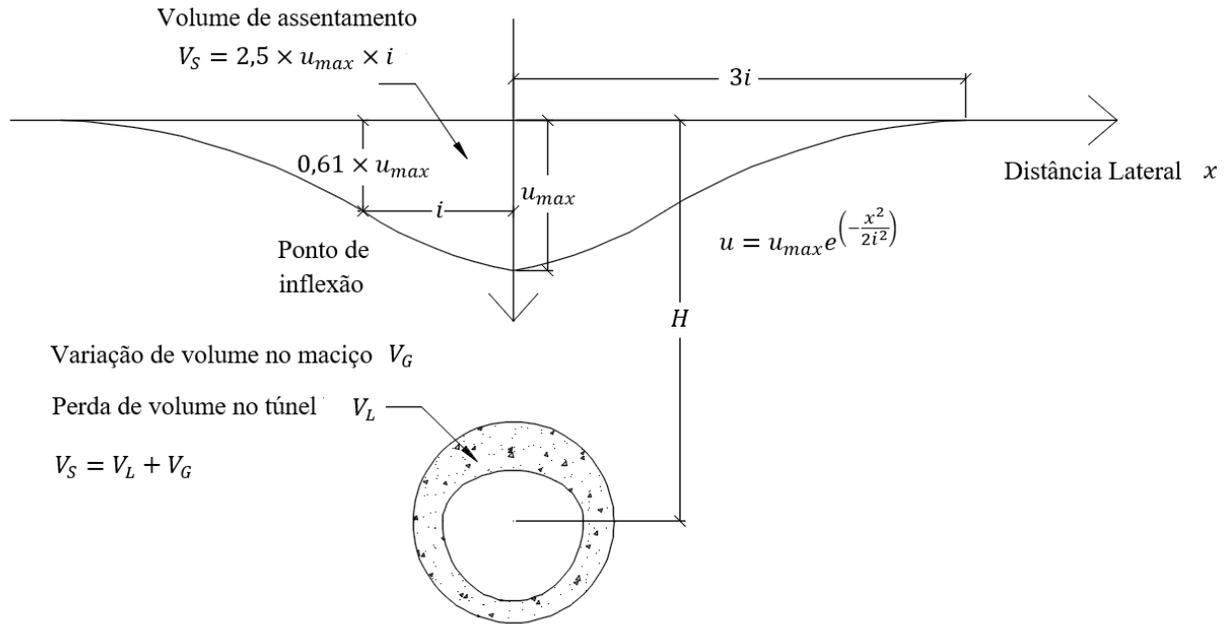


Figura 3.6 Função empírica para assentamento transversal (adaptado de PINTO & WHITTLE, 2014).

A definição do ponto de inflexão tem sido alvo de muitas verificações experimentais e diversos autores propõem diferentes valores que melhor aproximam a valores observados. Fattah *et al* (2013, p. 170) destacam os mais utilizados, demonstrados no Quadro 3.1 a seguir:

Autor	Ponto de inflexão i
Peck (1969)	$i/R_e = (H/2R_e)^n$: $n = 0,8 - 1,0$
Atkinson & Potts (1977)	$i = 0,25(H + R_e)$: <i>areia fofa</i> $i = 0,25(1,5H + 0,5R_e)$: <i>areia compacta e argila pré – adensada</i>
O'Reilly & New (1982)	$i = 0,43H + 1,1$ [m]: <i>solos coesivos</i> ($3 \leq h \leq 35m$) $i = 0,28H - 0,1$ [m]: <i>solos granulares</i> ($6 \leq h \leq 10m$)
Leach (1986)	$i = (0,57 + 0,55H) \pm 1,01$ [m]: <i>siltos sem consolidação</i>
Rankin (1988)	$i = 0,5H$: <i>argila</i> ; $i = 0,25H$ <i>para solos não coesivos</i>

Quadro 3.1 Soluções empíricas para o ponto de inflexão da curva de assentamento (adaptado de Fattah et al, 2013, p. 170).

Não existe um método bem definido de maneira empírica para se prever o valor de u_{max} . Este valor deriva de soluções analíticas como pode ser encontrada por Park (2004) e daí se traça a curva a partir da equação Gaussiana, ou, pode-se partir de soluções mistas. As soluções mistas são definidas como soluções que partiram de soluções analíticas, mas que incrementaram o parâmetro gap (vão) que deve ser obtido de forma experimental. Park (2004) usa o parâmetro gap nas condições: II, III e IV da Figura 2.14. Loganathan & Poulos (1998) também trazem uma solução utilizando o parâmetro gap. Para Park (2004), considerando a Condição I, temos:

$$u_{max} = \left\{ -\frac{a_0}{h} + \frac{c'_1}{h^2} + c_1(1 - \nu) \ln h + d'_1(1 - 2\nu) \ln h - 3\frac{c'_3}{h^4} - \frac{d'_3(5-4\nu)}{h^2} \right\} \frac{1}{2G} \quad (3.6)$$

Onde:

$a_0, c_1, c'_1, c'_3, d'_1$ e d'_3 : São valores definidos em (2.17) a (2.24).

De todas as formas, as soluções analíticas e empíricas apenas dão uma ideia de como será o comportamento da curva de assentamento. Modelos numéricos são os que mais se aproximam de valores reais, pois eles integram a tridimensionalidade do problema a modelos de comportamento elástico, plástico e viscosos. Os modelos numéricos, ainda, podem contribuir de forma significativa na análise de deformações quando existe sobrecarga na superfície, analisando a influência da mesma no comportamento local e global.

Teoricamente, uma escavação ideal não causaria movimento na superfície. Um processo de escavação perfeito escavaria exatamente o volume necessário do túnel, inviabilizando qualquer convergência sobre a casca do túnel que seria indeformável e manteria tudo como se não tivesse ocorrido perturbação. Losacco (2011) esclarece que existem algumas razões principais para o movimento do solo ao redor do túnel. Essas razões geram deslocamentos locais que se somados integram o parâmetro *gap*. Esses deslocamentos locais no interior do túnel decorrem de:

- a) Extrusão da face devido ao alívio de tensões na frente de escavação. Pode ser minimizado caso seja aplicada uma pressão sobre a face, usando *slurry-shield*, ou tuneladoras com escudo fechado;
- b) Passagem da tuneladora. Este deslocamento depende da diferença entre a posição do revestimento e a altura máxima da escavação;
- c) Perda de vazio no fundo, pode ser minimizado com *grouting*;

- d) Deformação no revestimento;
- e) Consolidação em solos finos, principalmente argilas (adensamento).

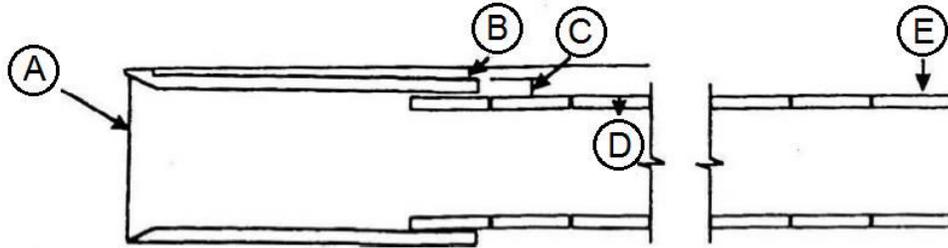


Figura 3.7 Fontes de perda de volume. (adaptado de LOSACCO, 2011, p. 7)

O presente trabalho pretende validar o modelo elástico de elementos finitos a partir da solução analítica para túneis superficiais de Park (2004, p. 312). Os modelos elasto-plásticos poderão ser comparados com os modelos empíricos.

Um outro modelo analítico disponível e bem provado em diversos trabalhos para previsão de recalque máximo, volume por unidade de escavação e distribuição de volumes de recalque (frente, fundo e lado de escavação) está disponível no trabalho de Dormieux, Buhan & Leca (1992) em que a partir de princípios variacionais de elasticidade, são estimados os movimentos no solo devido a escavação do túnel. Assim, podem-se resumir os métodos da seguinte maneira:



Figura 3.8 Principais modelos para previsão da curva de assentamento.

3.3 REOLOGIA DOS MATERIAIS

O desconforto visual de uma estrutura elevada, de uma cavidade de mineração ou de um canal para o transporte de água para consumo, geração energética ou irrigação é reduzido por uma estrutura subterrânea.

Nos corpos plásticos puros, as tensões somente geram deformações permanentes e sem ruptura se $\sigma \geq \sigma_y$, onde σ_y é chamada tensão de escoamento (*yielding*), contudo materiais reais se comportam como uma combinação dos três materiais ideais e a partir daí foram definidos diversos modelos de comportamento.

Os materiais elasto-plásticos se deformam elasticamente até alcançar a tensão de escoamento, ou seja, o limiar da plasticidade. A partir daí as deformações serão constituídas de uma parte elástica e outra plástica. Nos materiais visco-elásticos, sob uma tensão constante, a deformação evolui com o tempo, tendendo a um limite; nos materiais visco-plásticos, quando, sob tensão constante, a deformação evolui ao longo do tempo e apresenta deformações residuais.

4 COMPORTAMENTO A LONGO PRAZO

O estudo do comportamento diferido do maciço ao redor do túnel é particularmente complexo e frequentemente associado a duas origens principais: às propriedades de fluência dos sólidos e à restabilização da pressão intersticial quando o maciço é considerado poroplástico. A análise completa do comportamento do maciço compreende a lei reológica do comportamento sólido do maciço.

A viscosidade do maciço caracterizada pela deformação lenta e contínua, sob tensão e temperatura constante, é denominada fluência (*Creep*). Quando ocorre a manutenção da deformação e a queda de tensão no tempo, denomina-se relaxação, conforme Figura 4.1. O deslizamento de grãos, transporte e difusão de massa, redistribuição da poro-pressão, avanço de trincas e fissuras em rochas, variação de temperatura e pressão dos componentes, entre outros mecanismos físicos são os responsáveis pela fluência nos solos.

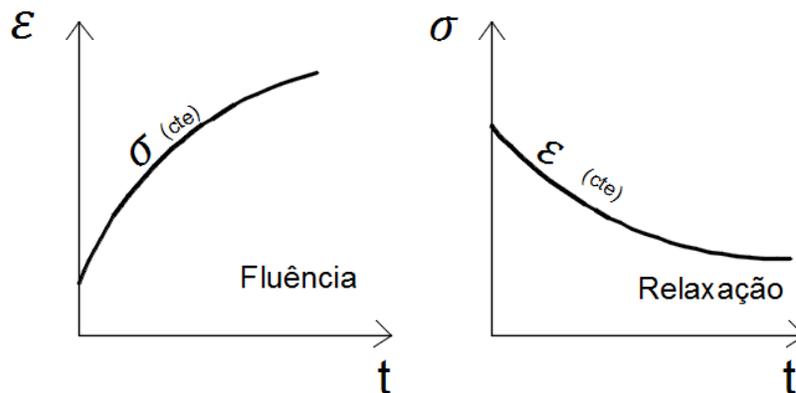


Figura 4.1 Evolução da fluência e relaxação no tempo.

A evolução das deformações com o tempo em um ensaio de fluência é caracterizada em laboratório por três estágios de comportamento, como pode ser visualizado pela curva de fluência na Figura 4.2. Esse comportamento pode ser caracterizado através de ensaio de fluência em condição triaxial com temperatura e pressão constantes durante um longo tempo.

De acordo com Costa (1984), se um nível constante de tensão e temperatura é aplicado no corpo sólido no início do ensaio, ocorre uma deformação elástica instantânea que evolui para o primeiro estágio chamado de transiente ou fluência primária. Neste estágio, logo que a tensão diferencial é

aplicada, a taxa de deformação / velocidade de fluência é muito alta. Esta taxa de deformação diminui monotonicamente até uma taxa constante de deformação atingindo a fluência secundária. Neste instante, inicia-se o regime permanente ou estacionário, ou ainda, fluência secundária, que se caracteriza por apresentar uma velocidade de fluência constante com o tempo. Por outro lado, no terceiro estágio, ocorre a aceleração da taxa de fluência, levando rapidamente à ruptura do corpo sólido.

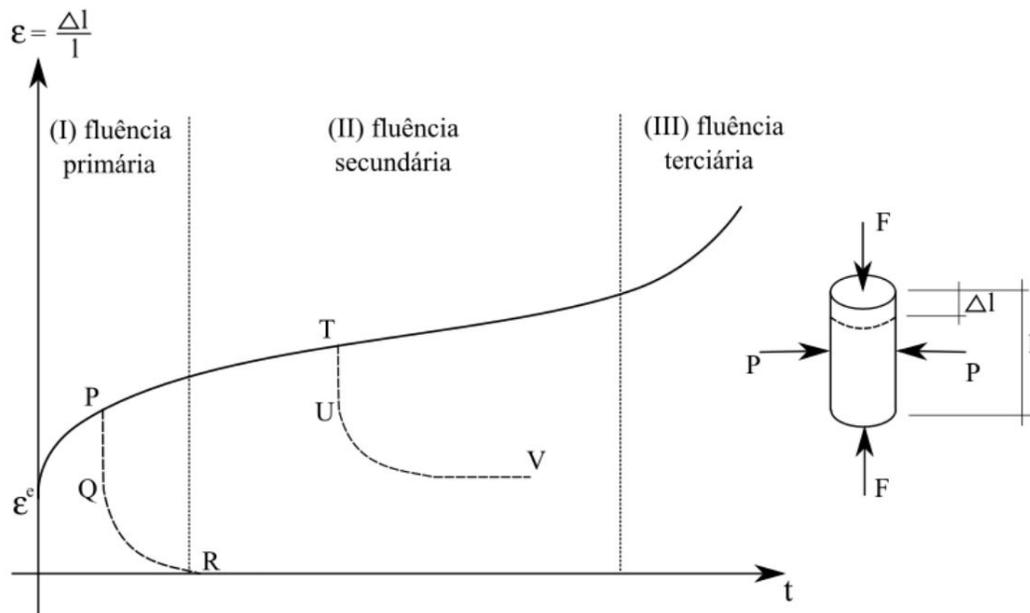


Figura 4.2 Curva característica de um ensaio de fluência (COSTA, 1984 apud QUEVEDO, 2017, p. 63)

Segundo Costa (1984, p. 107-108), além dos três estágios de comportamento citados, a recuperação das deformações é outro fenômeno característico de materiais em regime de fluência. Se durante a fluência primária for retirado a carga F , o corpo recuperará até a configuração original seguindo a trajetória PQR, sendo o trecho PQ uma recuperação rápida e instantânea e o trecho QR uma recuperação lenta, assintótica e completa, exceto no caso de terem ocorrido deformações plásticas no carregamento. Nesse caso o maciço é viscoelástico. Contudo, se a descarga for feita no segundo estágio, haverá o mesmo comportamento, mas a recuperação pode não ser mais completa, nesse caso, o material é viscoplástico.

A avaliação do comportamento a longo prazo pode ser associada a modelos que caracterizem o estudo. Panet (1995) descreve um dos modelos como viscoelástico em que um grupo de uma

mola de Hooke para as deformações elásticas instantâneas é colocado em série com um grupo de amortecimento de Kelvin-Voigt para as deformações elásticas diferidas conforme a Figura 4.3, considerando, assim, um padrão de convergência retilíneo que sob decréscimo de tensão não apresenta deformação residual.

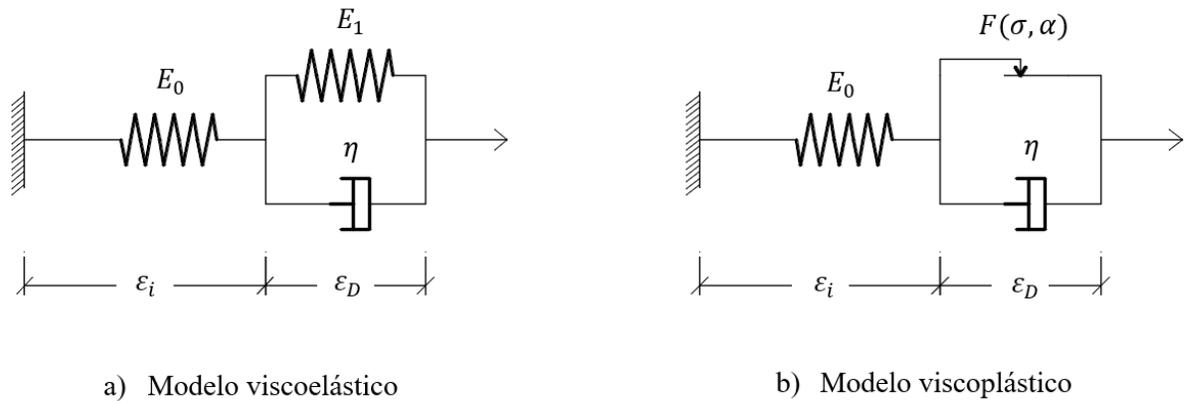


Figura 4.3 Modelos viscoelástico e viscoplástico.

Sobre o modelo viscoelástico (a), existe uma mola de Hooke seguindo tal lei de deformação associada em série com um grupo viscoso de Kelvin que consiste de um grupo de uma mola em paralelo com um amortecedor, responsável pelo efeito viscoso do grupo. As equações que regem tal modelo são as que seguem:

$$\varepsilon_i = \frac{\sigma}{E_0} \rightarrow \frac{d\varepsilon_i}{dt} = \frac{d\sigma}{dt}/E_0 \quad (4.1)$$

$$\sigma = E_1 \varepsilon_D + \eta \frac{d\varepsilon_D}{dt} \quad (4.2)$$

$$\frac{d\varepsilon_i}{dt} + \frac{d\varepsilon_D}{dt} = \frac{d\sigma}{dt}/E_0 + \frac{(\sigma - E_1 \varepsilon_D)}{\eta} \quad (4.3)$$

Onde:

- ε_i : Deformação elástica instantânea;
 E_0, E_1 : Módulo de Young instantâneo e a longo prazo respectivamente;
 σ : Tensão axial;
 η : Coeficiente de viscosidade

$$\frac{d\varepsilon_D}{dt} = \dot{\varepsilon}_D: \quad \text{Taxa de deformação, velocidade de fluência.}$$

As Equações (4.1), (4.2) e (4.3) são deduzidas a partir do modelo viscoelástico, sabendo que quando os elementos são associados em paralelo as cargas são absorvidas por cada um dos elementos numa perspectiva aditiva, enquanto que as respectivas deformações são iguais para todos os elementos; por outro lado, para uma associação dos elementos em série, a deformação do conjunto resulta de uma combinação aditiva de cada uma das deformações dos elementos, enquanto que o valor da tensão é igual em todos os elementos (JORGE, 2005).

A análise da Equação (4.2) associada a Figura 4.3 (a) mostra que após um tempo infinito, o conjunto de Kelvin (mola elástica e amortecedor viscoso em paralelos) se reduzirá apenas a mola elástica, uma vez que o amortecedor não absorverá tensão já que transcorreu todo o tempo e a taxa de deformação no infinito será nula, o que restará apenas duas molas ligadas em série, e o comportamento ao longo do tempo será conforme a Figura 4.4.

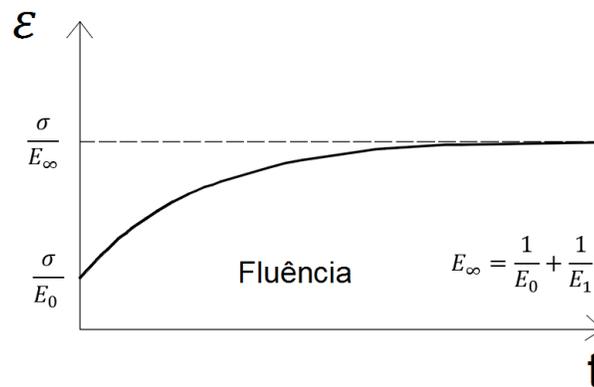


Figura 4.4 Modelo viscoelástico unidimensional (PANET, 1995, p. 144)

Os modelos viscoplásticos estudados, muitas vezes foram introduzidos por Bingham em 1922, a Figura 4.3 mostra um modelo de Bingham associado a uma mola de Hooke com provável deformação inicial; a associação em paralelo de um elemento viscoso com um elemento rígido plástico conduz a um modelo viscoplástico e a lei de escoamento é segundo a Equação (4.4):

$$\sigma = \sigma_y + \eta \frac{d\varepsilon_D}{dt} \quad (4.4)$$

$$\frac{d\varepsilon}{dt} = \frac{d\varepsilon_i}{dt} + \frac{d\varepsilon_D}{dt} \rightarrow \dot{\varepsilon} = \dot{\varepsilon}_i + \dot{\varepsilon}_{vp} \quad (4.5)$$

Onde:

σ_y : Tensão de escoamento.

Nessa notação o ponto indica derivada no tempo.

Bingham estudou o escoamento de soluções coloidais através de condutas cilíndricas tendo verificado que o escoamento da solução só ocorria quando as tensões de corte τ excediam um valor crítico τ_y a partir do qual a taxa de deformação ao corte $\dot{\gamma}$ variava linearmente com a tensão τ .

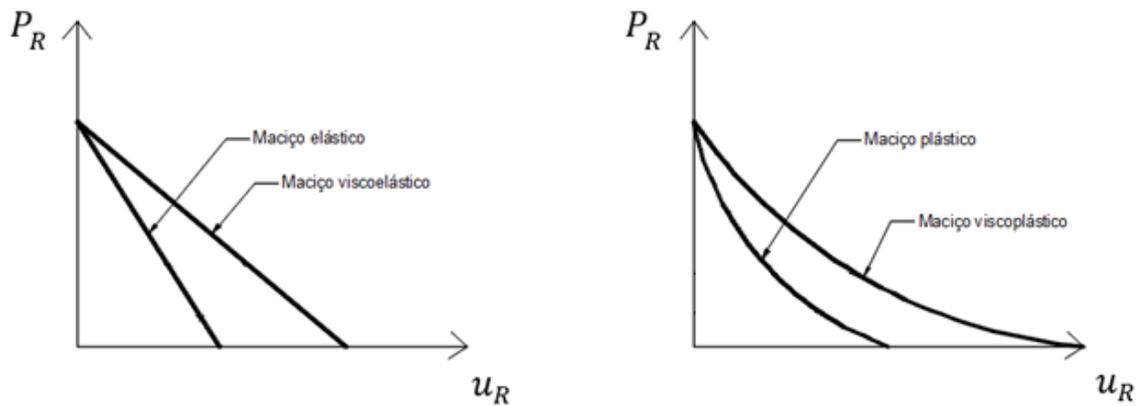


Figura 4.5 Convergência para maciços com comportamento a curto e a longo prazo.

No que tange o conceito de convergência definido em (2.30), o comportamento da mesma é conforme o mostrado na Figura 4.5. Em maciços que estejam em um nível de tensão em elasticidade (P_R), o comportamento da curva de convergência (aquela do maciço) é linear conforme a Figura 4.5 (a), por outro lado, em um nível de tensão mais elevado que tenha ultrapassado a tensão de escoamento do solo, o maciço apresentará um trecho linear elástico e outro não linear plástico conforme a Figura 4.5 (b). Quanto ao comportamento diferido, as curvas viscosas mostram uma das situações que podem ocorrer com as convergências. Outras situações como uma plasticidade dependente de uma taxa em que no infinito a curva viscoplástica encontre a plástica também pode ocorrer e é a situação utilizada neste trabalho.

4.1 MODELO DE PERZYNA

Como se vê na Equação (4.5) em situações tridimensionais, a taxa de deformação total de um material será escrita em notação tensorial (traço duplo) $\underline{\underline{\dot{\varepsilon}}}$ que pode ser decomposta em uma parcela elástica $\underline{\underline{\dot{\varepsilon}}}_l$ e uma parcela viscoplástica $\underline{\underline{\dot{\varepsilon}}}_{vp}$ quando se tem pequenas deformações. Daí, surgem vários modelos reológicos para predição e aproximação dessa parcela viscoplástica, dentre eles: Bingham, Prager e Perzyna. Quevedo (2017) relata que existem diversos tipos de leis empíricas (potencial e logarítmica, por exemplo) para determinação da taxa de deformação viscoplástica e que com os estudos de Bingham (1922) e Perzyna (1966) ocorreu uma aproximação da curva de fluência da Figura 4.2 a uma reta, caracterizando bem o trecho secundário da curva de fluência.

Considere uma função G dependente do estado de tensão $\underline{\underline{\sigma}}$, da temperatura T e de um conjunto de variáveis internas de endurecimento isotrópico α , tal que $G(\underline{\underline{\sigma}}, T, \alpha)$ seja continuamente diferenciável relativamente às componentes de tensão e, assim, defina a direção da taxa de deformação. Admitindo a existência dessa função, designada por potencial viscoplástico, a equação da taxa de deformação viscoplástica pode ser escrita da seguinte forma:

$$\underline{\underline{\dot{\varepsilon}}}_{vp} = \lambda \frac{\partial G(\underline{\underline{\sigma}}, T, \alpha)}{\partial \underline{\underline{\sigma}}} \quad (4.6)$$

Em que λ representa um parâmetro escalar não negativo que especifica a magnitude da taxa de deformação viscoplástica. O parâmetro escalar pode englobar as características de deformação e de plasticidade do material com a particularidade de tomar o valor zero quando $F \leq 0$ e para $F > 0$ toma um valor positivo. De modo análogo ao que se considera em plasticidade, também aqui pode-se assumir para o potencial viscoplástico a própria função representativa da superfície de plasticidade $F(\underline{\underline{\sigma}}, \alpha)$, designando esse procedimento por viscoplasticidade associada.

$$\underline{\underline{\dot{\varepsilon}}}_{vp} = \frac{1}{\eta} \langle F(\underline{\underline{\sigma}}, \alpha) \rangle \frac{\partial G(\underline{\underline{\sigma}}, T, \alpha)}{\partial \underline{\underline{\sigma}}} \rightarrow \frac{1}{\eta} \langle F(\underline{\underline{\sigma}}, \alpha) \rangle \frac{\partial G(\underline{\underline{\sigma}}, \alpha)}{\partial \underline{\underline{\sigma}}} \quad (4.7)$$

Onde:

η : Constante de viscosidade [MPa*dia];

- $\frac{1}{\eta}$: Inverso da constante de viscosidade, conhecido por fluidez;
 $\langle X \rangle$: Parênteses de McCauley, que é nulo quando $X < 0$.

O modelo de Perzyna aplicado no *software* GEOMEQ91 é dado como uma lei potencial da taxa de deformação viscoplástica mostrada anteriormente, e é escrita da forma (ZIENKIEWICZ & CORMEAU, 1974 apud BERNAUD, 1991, p. 88):

$$\underline{\underline{\dot{\varepsilon}_{vp}}} = \frac{1}{\eta} \left\langle \left(\frac{F(\underline{\underline{\sigma}}, \alpha)}{F_0} \right)^n \right\rangle \frac{\partial G(\underline{\underline{\sigma}}, \alpha)}{\partial \underline{\underline{\sigma}}} \quad (4.8)$$

Onde:

- F_0 : Constante para adimensionalização do critério de plasticidade F;
 n : Parâmetro adimensional de viscosidade.

Quevedo (2017) relata que no texto original Zienkiewicz & Cormeau (1974) F_0 possui unidade de pressão e η de dias, contudo no GEOMEQ91 F_0 foi tomada como 1 e η como uma constante de viscosidade com unidade de pressão vezes tempo. O GEOMEQ91 usou o parâmetro $n = 1$.

4.2 CRITÉRIOS DE PLASTICIDADE

Zienkiewicz & Cormeau (1974, p. 821) relatam que é costume em mecânica dos sólidos separar dois fenômenos importantes: fluência e plasticidade. Contudo, fisicamente, tem se provado que os fenômenos não podem ser tratados separadamente e que o conceito de plasticidade ideal independente do tempo pode ser idealização matemática.

A resistência ao cisalhamento dos solos normalmente é considerada como a principal propriedade a ser determinada, entretanto, a deformabilidade dos solos muitas vezes é fator determinante para projeto, sendo que o estado limite de serviço da obra pode ser alcançado antes do estado limite último. Como exemplos, podem ser citadas as escavações subterrâneas, que podem causar danos inaceitáveis às estruturas na superfície. A deformabilidade dos solos está associada à alteração do seu estado de tensões. Em muitas obras, é prática corrente impor um valor limite para o recalque, abaixo do qual poderia se considerar um comportamento pseudo-elástico para o solo. Nos casos em que o nível de deformação é mais elevado, deformações elastoplásticas podem ocorrer. Em

ambas as condições, é preciso saber o limite elástico do solo, a partir do qual ele passa a apresentar deformações parcialmente irrecuperáveis. Tal limite pode ser melhor interpretado com o conhecimento da curva de escoamento do solo. (FUTAI, CECÍLIO & ABRAMENTO, 2012, p. 165-166).

Os critérios de falha por escoamento, plasticidade, descrevem um estado de tensões tridimensional que deve ser limitado por uma tensão de escoamento, geralmente, governado pela tensão de cisalhamento para o início do escoamento. Os critérios de plasticidade são funções aproximadas a ensaios experimentais realizados, muitas vezes, em materiais dúcteis, sendo conhecido por critério de máximas tensões ou de máximas energias de distorção.

Os critérios de Tresca e Von-Mises têm-se provados satisfatórios para materiais coesivos, como argilas puras. Por outro lado, para materiais friccionais, como areias, os critérios de Mohr-Coulomb e Drucker Prager devem ser utilizados. O critério de Hoek-Brown é uma relação empírica não-linear que descreve um aumento de resistência com o aumento da tensão confinante de rochas. Este critério segue um padrão não-linear, parabólico distinguindo-o da forma retilínea de Mohr-Coulomb (EBERHARDT, 2012, p. 981).

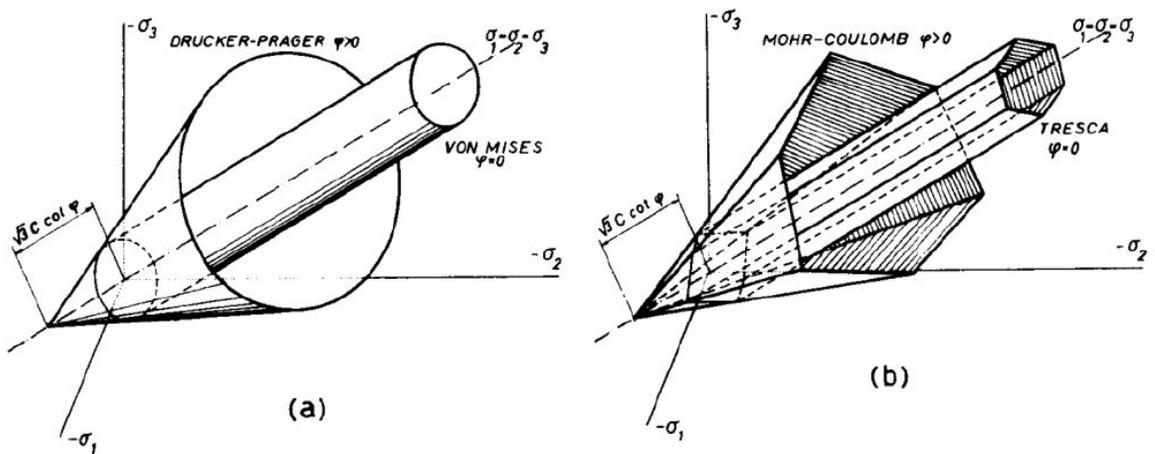


Figura 4.6 Superfície de plasticidade no espaço das tensões principais (ZIENKIEWICZ & CORMEAU, 1974, p. 824).

As superfícies de plasticidade implementadas no GEOMEQ91 são Von-Mises, Tresca, Mohr-Coulomb e Drucker-Prager enquanto que no Ansys estão aplicadas apenas as superfícies de Drucker-Prager e Von-Mises. Na

Figura 4.6, pode-se ver a forma que essas superfícies apresentam no espaço das Tensões principais. As formulações de Drucker-Prager e Mohr-Coulomb são mais gerais, reduzindo-se respectivamente às de Von-Mises e Tresca quando o ângulo de atrito é nulo.

O critério de Mohr-Coulomb é um dos mais utilizados em engenharia geotécnica, devido a sua relativa fácil formulação e aceitação de diversos tipos de solos friccionais, coesivos e intermediários, contudo, a independência da tensão intermediária σ_2 das tensões máximas e mínimas tem ido em desacordo com ensaios experimentais, além do mais, a superfície hexaédrica prejudica a convergência na teoria de fluxo devido as extremidades quando o ângulo de Lode vale 30 graus. (JIANG & XIE, 2011).

Ao invés de utilizar as Tensões principais ou os invariantes do tensor de tensões, Bernaud (1991) apresenta as superfícies em função do tensor desviador e dos parâmetros do material, conforme resumido no Quadro 4.1.

Critério	Superfície
Von-Mises	$F(\underline{\underline{\sigma}}, \alpha) = \sqrt{\frac{3}{2}} \ \underline{\underline{\sigma}}^D\ - \sigma_y$
Tresca	$F(\underline{\underline{\sigma}}, \alpha) = \sqrt{2} \cos \phi \ \underline{\underline{\sigma}}^D\ - \sigma_y$
Drucker-Prager	$F(\underline{\underline{\sigma}}, \alpha) = \frac{k-1}{3} \text{tr}(\underline{\underline{\sigma}}) + \frac{k_1}{\sqrt{6}} \ \underline{\underline{\sigma}}^D\ - S(\alpha)$
Mohr-Coulomb	$F(\underline{\underline{\sigma}}, \alpha) = \frac{k-1}{3} \text{tr}(\underline{\underline{\sigma}}) + \frac{\sqrt{3}(k+1) \cos \phi - (k-1) \text{sen} \phi}{\sqrt{6}} \ \underline{\underline{\sigma}}^D\ - S(\alpha)$

Quadro 4.1 Superfícies de plasticidade (BERNAUD, 1991, p. 89-90)

Onde:

$c(\alpha)$: Coesão do material, a depender do critério;

$\sigma_y = 2 c(\alpha)$: Tensão de escoamento para Von-Mises e Tresca;

ϕ : Ângulo de atrito interno;

$k = \frac{1+\text{sen} \phi}{1-\text{sen} \phi}$: Coeficiente de empuxo ao repouso;

$S(\alpha) = 2 c(\alpha) \sqrt{k}$: Tensão de escoamento para Mohr-Coulomb e Drucker-Prager;

$$k_1 = \begin{cases} 2k + 1 & \text{Cone inscrito na pirâmide de Mohr-Coulomb;} \\ k + 2 & \text{Cone circunscrito na pirâmide de Mohr-Coulomb;} \end{cases}$$

$$\sigma_m = \frac{1}{3} \text{tr}(\underline{\underline{\sigma}}): \quad \text{Tensão média;}$$

$$\underline{\underline{\sigma}}^D = \underline{\underline{\sigma}} - \sigma_m \underline{\underline{1}}: \quad \text{Tensão desviatória;}$$

$$\|\underline{\underline{\sigma}}^D\| = \sqrt{\sigma_{ij}^D: \sigma_{ij}^D}: \quad \text{Norma da tensão desviatória;}$$

$$\phi = \frac{1}{3} \arcsen\left(-3\sqrt{6} \det \underline{\underline{\sigma}}^D \|\underline{\underline{\sigma}}^D\|^{-3}\right); \phi \in \left[-\frac{\pi}{6}; \frac{\pi}{6}\right]: \quad \text{Ângulo de Lode.}$$

Para utilizar a plasticidade no *software* Ansys, onde as superfícies de Von Mises e Drucker Prager estão implementadas, deve-se conhecer a tensão de escoamento σ_y e, o módulo de Young tangente de endurecimento E_T que serão parâmetros inseridos via comando TBDATA (C1 e C2 respectivamente). Para o critério de plasticidade de Von Mises o procedimento será o considerado por endurecimento bilinear BISO, enquanto que o critério de Drucker Prager, chamado de Von Mises com dependência da tensão hidrostática no *software*, será introduzido pelo comando DP.

Drucker Prager é a superfície de plasticidade melhor utilizada nos maciços circundantes de túneis, pois este critério de plastificação leva em consideração a coesão e fricção do solo (ângulo de atrito). Desta superfície derivou o método Cam Clay Modificado bastante utilizado na Engenharia Geotécnica.

5 MODELAGEM NUMÉRICA

Como o método dos elementos finitos é uma forma de aproximar o campo de deformações através da discretização do domínio é importante que o refinamento da malha garanta uma aproximação tolerável. A discretização da malha utilizada nos elementos tridimensionais foi definida de acordo com a diminuição das distorções entre tensões produzidas entre elementos contíguos, de forma a aumentar a quantidade de elementos em zonas de maiores gradientes de tensão e deformação.

5.1 O CÓDIGO NUMÉRICO: GEOMECC91

O código GEOMECC91 é um programa numérico em elementos finitos, desenvolvido por Bernaud (1991, p. 103). Este programa realiza uma análise bidimensional com axissimetria e calcula a convergência de cada escavação para túneis profundos circulares. Este programa trouxe como inovações: a introdução de um algoritmo capaz de resolver problemas de interação maciço-revestimento; utiliza um método de ativação e desativação de elementos que simulam a escavação do túnel; introduzem elasticidade, plasticidade e viscoplasticidade.

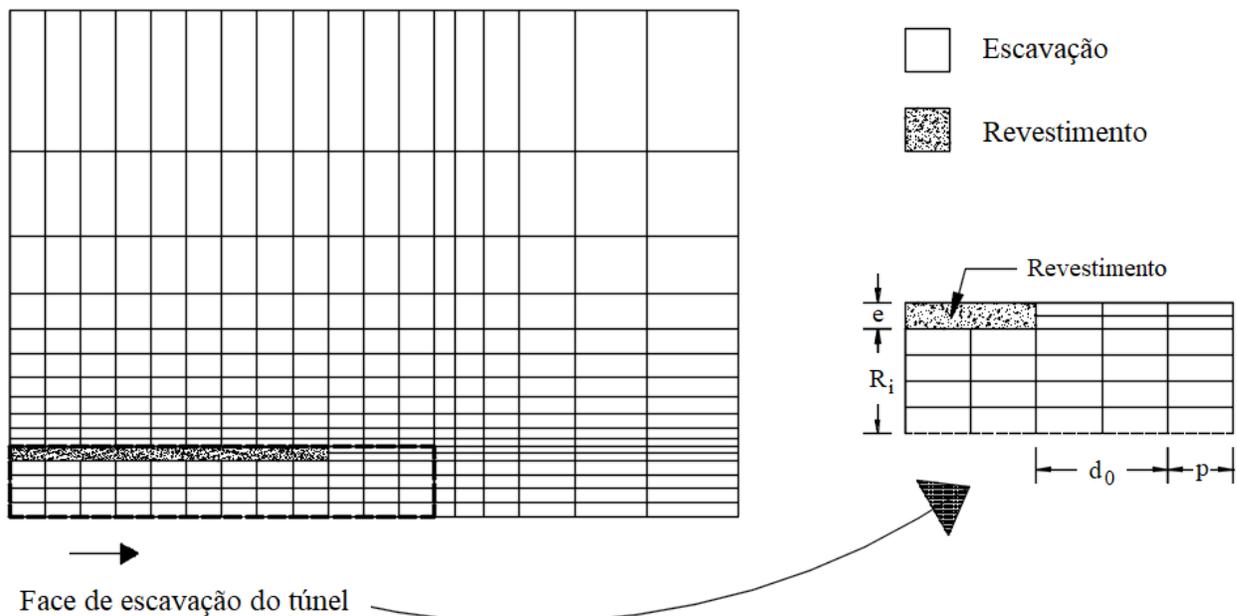


Figura 5.1 Malha axissimétrica do GEOMECC91.

O *software* está validado para a argila Boom, argila de comportamento diferido. Segundo Bernaud (1991, p. 169), a convergência da galeria escavada na argila Boom a 230 metros de profundidade ficou na ordem de 2,2% utilizando o GEOMECH91, enquanto que a medição média *in situ* das deformações dos 36 pontos analisados ficou da ordem de 2,04%. Isso mostrou uma boa convergência e a validação de tal programa. Assim, este será o *software* de validação de muitos exemplos rodados no programa comercial Ansys.

5.2 ELEMENTO *Solid185* DO ANSYS

O *Solid185* é um elemento de oito nós e de acordo com Quevedo (2017, p. 109) problemas de túneis 3D envolvem malhas com muitos elementos e, portanto, é aconselhável utilizar tal elemento. O elemento *Solid186* pode ser utilizado em regiões de acentuado gradiente de campo de deformação, este último elemento possui 20 nós e interpolação quadrática, já que possui nós intermediários, enquanto que o primeiro elemento possui nós nas extremidades, apenas, possibilitando interpolações lineares.

De acordo com o manual de elementos do Ansys (2009, p. 1325), o elemento *Solid185* é usado para modelagens tridimensionais de estruturas sólidas. Ele é definido por oito nós com três graus de liberdade em cada nó: translações nas direções x, y e z. O elemento pode se comportar em: plasticidade, hiperelasticidade, encruamento, fluência, grandes deflexões e grandes deformações.

O *software* Ansys disponibiliza o elemento *Solid185* em duas formas: estrutural homogênea (Figura 5.2) e estrutural em camadas, esta última é utilizada para cascas grossas ou sólidos que sejam modelados melhor em camadas, possibilitando até 250 tipos de diferentes materiais nas camadas. O elemento *Solid185* estrutural homogêneo e hexaédrico foi escolhido como o elemento de análise, pois ele alia um adequado tratamento para estruturas sólidas tridimensionais com um tempo de processamento satisfatório.

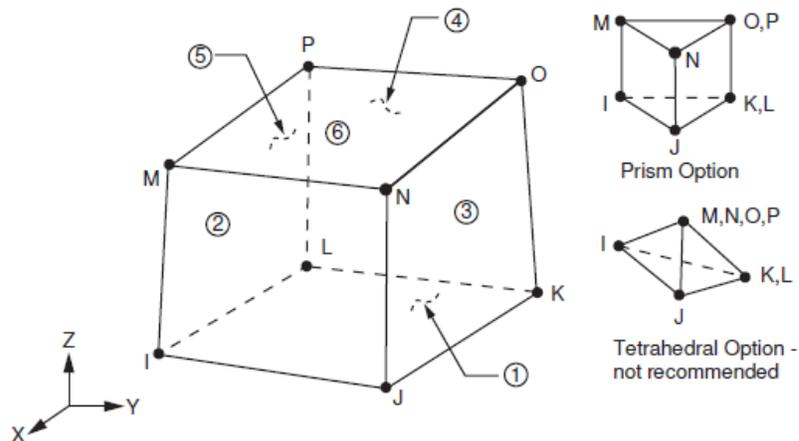


Figura 5.2 Geometria do elemento Solid185 homogêneo (ANSYS, 2009, p. 1326)

O método de integração reduzida seletiva B e as formulações *Mixed-UP* são utilizados nos elementos analisados, pois eles são mais adequados para casos quase incompressíveis (coeficiente de Poisson próximo a 0,5). Grande parte dos exemplos do texto utiliza um coeficiente de Poisson igual a 0,498 (material modelo como uma argila em condições não drenadas) o que aproxima o caso a incompressibilidade, assim para evitar o travamento da malha utiliza-se o método de integração B. Sob condições quase incompressíveis, qualquer pequeno erro na deformação volumétrica prevista desenvolverá um grande erro na pressão hidrostática e consequentemente nas tensões.

5.3 CRITÉRIO DE DRUCKER-PRAGER

O *software* Ansys traz em seu portfólio duas superfícies de plasticidade: Von-Mises e Drucker Prager; esta última conforme a Figura 4.6 integra a influência coesiva e friccional. No Item 4.2 descreveu-se em seu último parágrafo que se utilizaria o modelo com comportamento plástico de Drucker-Prager (DP) em boa parte das análises, contudo o comportamento utilizado será o *Extended* Drucker-Prager que é o mais utilizado para geomateriais (geogrelhas, solos entre outros) com coesão e ângulo de atrito interno, enquanto que o Drucker-Prager clássico está implementado no Ansys para o elemento *Solid65* (ANSYS, 2009, p. 567).

A opção para *Extended* Drucker-Prager (EDP) é uma extensão do critério de plasticidade de Drucker-Prager. Ambas as superfícies de plasticidade e do potencial podem ser: linear e

hiperbólica. O modelo utilizará uma regra associada, assumindo uma superfície de plasticidade linear na forma:

$$F(\underline{\underline{\sigma}}, \sigma_y) = \sqrt{\frac{3}{2}} \|\underline{\underline{\sigma}}^D\| + \beta \frac{1}{3} tr(\underline{\underline{\sigma}}) - \sigma_y(\hat{\epsilon}_{pl}) \quad (5.1)$$

Os parâmetros de entrada no *software* Ansys (C1 e C2) são: β e σ_y , respectivamente, o parâmetro β é chamado de *Pressure Sensitivity* e σ_y é a Tensão de Escoamento uniaxial para uma deformação plástica equivalente. Quando se compara a Equação (5.1) com a superfície de plasticidade de Drucker-Prager demonstrada no Quadro 4.1, temos as seguintes relações para C1 e C2:

$$F(\underline{\underline{\sigma}}, \alpha) = \frac{k-1}{3} tr(\underline{\underline{\sigma}}) + \frac{k_1}{\sqrt{6}} \|\underline{\underline{\sigma}}^D\| - S(\alpha) \quad (5.2)$$

$$k_1 = k + 2 \quad (5.3)$$

$$\left\{ \frac{k-1}{3} tr(\underline{\underline{\sigma}}) + \frac{k+2}{\sqrt{6}} \|\underline{\underline{\sigma}}^D\| - S(\alpha) \right\} \frac{3}{k+2} = \{0\} \frac{3}{k+2} \quad (5.4)$$

$$\frac{3}{\sqrt{6}} \|\underline{\underline{\sigma}}^D\| + 3 \left(\frac{k-1}{k+2} \right) \frac{1}{3} tr(\underline{\underline{\sigma}}) - \frac{3}{k+2} S(\alpha) = 0 \quad (5.5)$$

$$\sqrt{\frac{3}{2}} \|\underline{\underline{\sigma}}^D\| + 3 \left(\frac{k-1}{k+2} \right) \frac{1}{3} tr(\underline{\underline{\sigma}}) - \frac{3}{k+2} 2 c \sqrt{k} = 0 \quad (5.6)$$

A Equação (5.3) está na condição em que a superfície de Drucker-Prager circunscreve a superfície de Mohr-Coulomb conforme o Quadro 4.1. Pois de acordo com o Manual do Ansys (2013, p. 88) o software utiliza a mesma desta forma, conforme a Figura 5.3 a seguir:

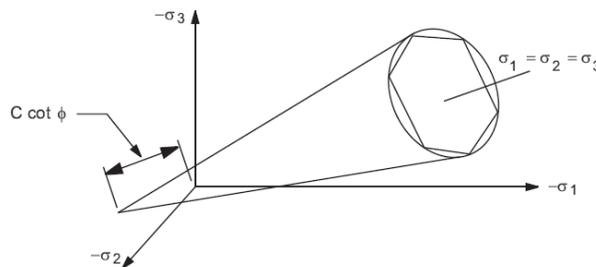


Figura 5.3 Superfície de plasticidade de Drucker-Prager e Von-Mises. (ANSYS, 2013, p. 88)

Assim, a definição de C1 e C2 fica mais fácil e se torna:

$$C1 = \beta = 3 \left(\frac{k-1}{k+2} \right) = \frac{6 \operatorname{sen} \varphi}{3 - \operatorname{sen} \varphi} \quad (5.7)$$

$$C2 = \sigma_y(\hat{\epsilon}_{pl}) = \frac{3}{k+2} S(\alpha) = \frac{6 \times c \times \cos \varphi}{3 - \operatorname{sen} \varphi} \quad (5.8)$$

Quando o coeficiente de empuxo ao repouso for igual a 1, a solução se iguala a de Von-Mises, já que quando se toma o valor do coeficiente de empuxo ao repouso igual a um, anula-se o valor do ângulo de atrito interno, conforme a relação entre ângulo de atrito interno e coeficiente de repouso demonstrada nas relações do Quadro 4.1.

Para os modelos em plasticidade como forma de comparar as soluções obtidas entre o critério de Drucker-Prager (Ansys) e o critério de Mohr-Coulomb (GEOMEQ91) para túneis circulares profundos, pode-se realizar uma equivalência entre a coesão de Drucker-Prager (C_{DP}) com a coesão de Mohr-Coulomb (C_{MC}). Assim, comparando os critérios de plasticidade dispostos no Quadro 4.1, temos:

$$\frac{(\sqrt{3}(k+1) \cos \phi - (k-1) \operatorname{sen} \phi)}{k+2} C_{DP} = C_{MC} \quad (5.9)$$

Percebe-se que para a solução com $k = 1$, chega-se a solução de Quevedo (2017, p. 71), ou seja, quando se tem essa situação, chega-se a equivalência entre a coesão de Von-Mises e coesão de Tresca, confirmando que quando $k = 1$, o critério de Drucker-Prager se ajusta ao modelo de Von-Mises, uma vez que o parâmetro k é o que leva o ângulo de atrito em conta, como se mostra no Quadro 4.1, assim, para $k = 1$, temos:

$$\frac{2\sqrt{3} \cos \phi}{3} C_{VM} = C_{TR} \quad (5.10)$$

Assim, essas equivalências são importantes quando se têm em mãos apenas os valores para algum dos modelos, assim pode-se analisar com outros critérios de plasticidade. Quando o valor do ângulo de Lode ϕ se torna 30° , as superfícies de Von-Mises/Tresca e Drucker-Prager/Mohr-Coulomb possuem o mesmo valor para coesão. Considera-se que os critérios de Drucker-Prager (DP) e Von-Mises (VM) circunscrevem os critérios de Mohr-Coulomb (MC) e Tresca (TR)

respectivamente. Assim, em 30°, as descontinuidades de Mohr-Coulomb e Tresca encostam na superfície curva dos critérios de Drucker-Prager e Von-Mises, como pode ser visto na

Figura 4.6.

5.4 MODELO DE PERZYNA NO ANSYS

O *software* Ansys também utiliza a teoria de Perzyna para a evolução da deformação viscoplástica, definida aqui como uma taxa de deformação viscoplástica equivalente dependente do tempo (*rate-dependent plasticity*). A equação dessa taxa equivalente se escreve da forma:

$$\dot{\varepsilon}_{vp} = \rho \left\langle \frac{\sigma_{eq}}{\sigma_y} - 1 \right\rangle^{1/m} \quad (5.11)$$

Onde:

$\langle X \rangle$: Parênteses de McCauley, que é nulo quando $X < 0$;

ρ : Parâmetro de viscosidade do material;

m : Parâmetro de viscosidade do material 2;

σ_{eq} : Tensão equivalente.

A Tensão equivalente e a taxa de deformação plástica equivalente, são definidas conforme as equações a seguir:

$$\sigma_{eq} = \sigma_e = \sqrt{\frac{3}{2} \sigma_{ij}^D : \sigma_{ij}^D} = \sqrt{\frac{3}{2} \|\underline{\underline{\sigma}}^D\|} \quad (5.12)$$

$$\dot{\varepsilon}_{vp} = \dot{\varepsilon}_{pl} = \sqrt{\frac{2}{3} \|\underline{\underline{\dot{\varepsilon}}}_{pl}\|} = \sqrt{\frac{2}{3} \underline{\underline{\dot{\varepsilon}}}_{pl} : \underline{\underline{\dot{\varepsilon}}}_{pl}} \quad (5.13)$$

É importante realizar uma equivalência de parâmetros entre os modelos utilizados pelo GEOMECH91 e pelo Ansys, que possui apenas as superfícies de Von Mises e Drucker Prager implementadas. Para tanto, necessita-se encontrar uma relação entre a taxa de deformação plástica equivalente mostrada na Equação (5.11) com a taxa de deformação viscoplástica da Equação (4.8), e para isso, Quevedo (2017, p. 72) desenvolveu uma equivalência entre os

modelos do GEOMECC91 e do Ansys, e para o critério de plasticidade de Von Mises (Quadro 4.1), as equivalências encontradas foram:

$$GEOMECC\ 91: \underline{\underline{\dot{\varepsilon}}}_{vp} = \frac{1}{\eta} \left\langle \left(\frac{F(\underline{\underline{\sigma}}, \alpha)}{F_0} \right)^n \right\rangle \frac{\partial G(\underline{\underline{\sigma}}, \alpha)}{\partial \underline{\underline{\sigma}}} \quad (5.14)$$

$$\frac{1}{\eta} \left(\frac{F(\underline{\underline{\sigma}}, \alpha)}{F_0} \right)^n = \rho \left(\frac{\sigma_{eq}}{\sigma_y} - 1 \right)^{1/m} \quad (5.15)$$

$$\frac{1}{\eta} \left(\frac{\sqrt{\frac{3}{2}} \|\underline{\underline{\sigma}}^D\| - \sigma_y}{F_0} \right)^n = \rho \left(\frac{\sqrt{\frac{3}{2}} \|\underline{\underline{\sigma}}^D\|}{\sigma_y} - 1 \right)^{1/m} \quad (5.16)$$

$$\frac{1}{\eta} \left(\frac{\sqrt{\frac{3}{2}} \|\underline{\underline{\sigma}}^D\| - \sigma_y}{F_0} \right)^n \left(\frac{\sigma_y F_0}{\sigma_y F_0} \right)^n = \rho \left(\frac{\sqrt{\frac{3}{2}} \|\underline{\underline{\sigma}}^D\|}{\sigma_y} - 1 \right)^{1/m} \quad (5.17)$$

$$\frac{1}{\eta} \left(\frac{\sigma_y}{F_0} \right)^n \left(\frac{\sqrt{\frac{3}{2}} \|\underline{\underline{\sigma}}^D\|}{\sigma_y} - 1 \right)^n \rho \left(\frac{\sqrt{\frac{3}{2}} \|\underline{\underline{\sigma}}^D\|}{\sigma_y} - 1 \right)^{1/m} \quad (5.18)$$

$$\rho = \frac{1}{\eta} \left(\frac{\sigma_y}{F_0} \right)^n \quad (5.19)$$

$$n = \frac{1}{m} \quad (5.20)$$

As equivalências mostradas acima são válidas, também, para o modelo *Extended* Drucker-Prager implementado no Ansys com coeficiente de empuxo ao repouso k igual a 1. No *software* Ansys (2013, p. 109), o parâmetro de taxa de endurecimento m é inserido como C1 via comando TBDDATA; o parâmetro de viscosidade ρ é inserido como C2 via comando TBDDATA; e a tensão de escoamento σ_y será inserida no modelo de viscoplasticidade com endurecimento bilinear usando os comandos TB e BISO. Ao passo que ρ cresce ao infinito, ou m tende a zero, ou, ainda, $\dot{\varepsilon}_{pl}$ também tende a zero, a solução converge a uma solução independente do tempo, apenas plástica. O Ansys demonstra dificuldade em convergir quando o parâmetro m for menor que 0,1.

6 ANÁLISES NUMÉRICAS DE TÚNEIS

Este tópico descreve a discretização da malha além de dissertar sobre as condições de tensões iniciais que devem ser diferentes entre túneis superficiais e túneis profundos. A Figura 6.1 mostra as dimensões e a malha para o perfil transversal do modelo utilizado com destaque em vermelho para a seção próxima ao túnel com simetria lateral assumida.

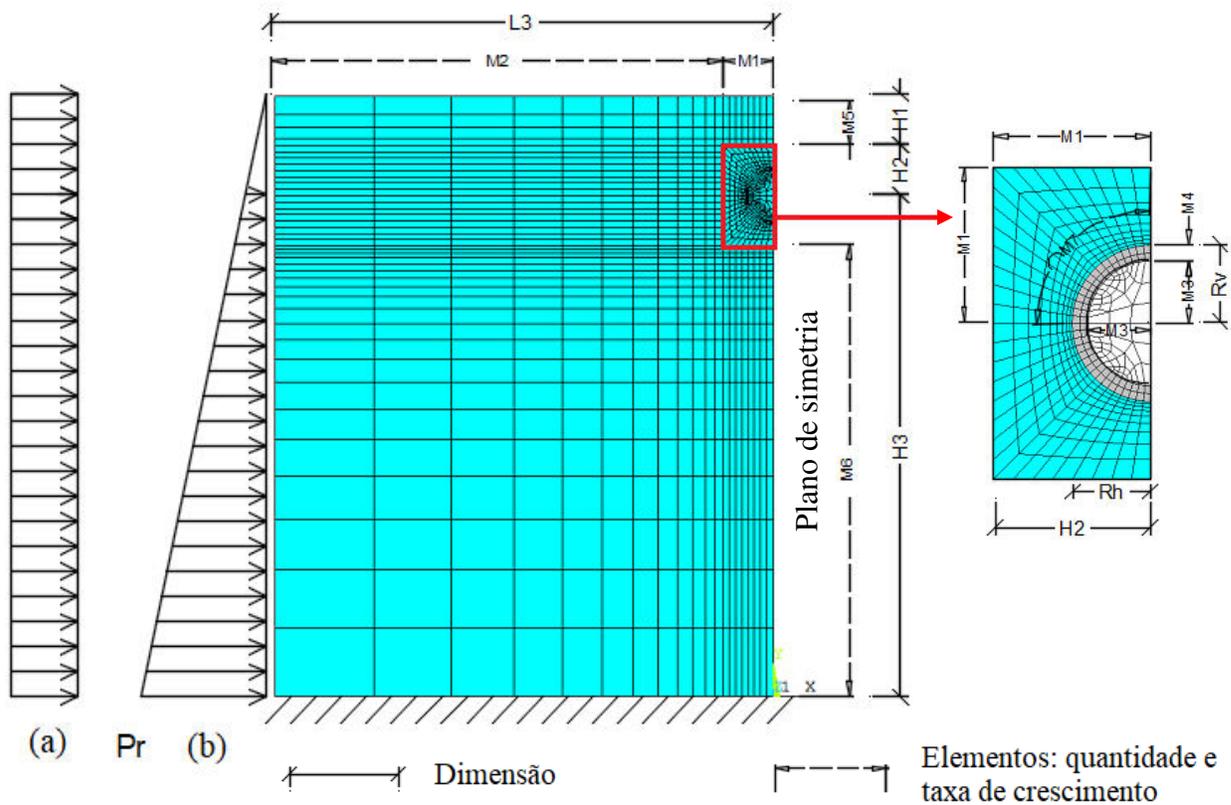


Figura 6.1 Malha, dimensões e condições de contorno do perfil transversal do modelo.

Na Figura 6.1, as tensões que atuam sobre o maciço podem ser da forma uniforme (a) ou linearmente crescente (b). A situação (a) satisfaz as condições quando o túnel já está profundo, enquanto que a situação (b) satisfaz a situação enquanto o túnel ainda é superficial. Os elementos azuis são elementos que constituem o maciço do solo, os cinzas são os elementos que constituem o revestimento e em branco são os elementos que são escavados.

Ainda na Figura 6.1 os valores de M se referem a quantidade de elementos na direção descrita, sendo que uns podem ter taxa de crescimento igual a um (quando o tamanho de todos os

elementos naquela direção são idênticos) ou diferente de um (quando o tamanho dos elementos varia naquela direção, como ocorre próximo ao túnel onde os elementos devem ser menores e em maior quantidade do que nas extremidades externas do modelo).

As alturas H1, H2 e H3 são as alturas de 3 camadas possíveis para análise do modelo. Podem-se tomar três materiais distintos ou três materiais idênticos, tanto H3 quanto L3 são tomadas como 20 vezes a dimensão do raio vertical (Rv) e horizontal (Rh) respectivamente do túnel.

A altura H3 e a dimensão transversal L3 são tais que garantam que a escavação não perturbe mais solo, afetando as tensões e deformações de tais regiões, os valores de H1 e H2 são inseridas pelo usuário como forma de definir a profundidade do túnel analisado.

A tensão P_r é a tensão P_2 definida anteriormente e mostrada na Figura 2.12, ela é a relação entre a tensão vertical P_1 com o coeficiente de empuxo ao repouso k , a tensão vertical é dependente da altura conforme a Equação (2.6). A Figura 6.2 mostra as dimensões e malha para o perfil longitudinal do principal modelo utilizado para as análises do trabalho.

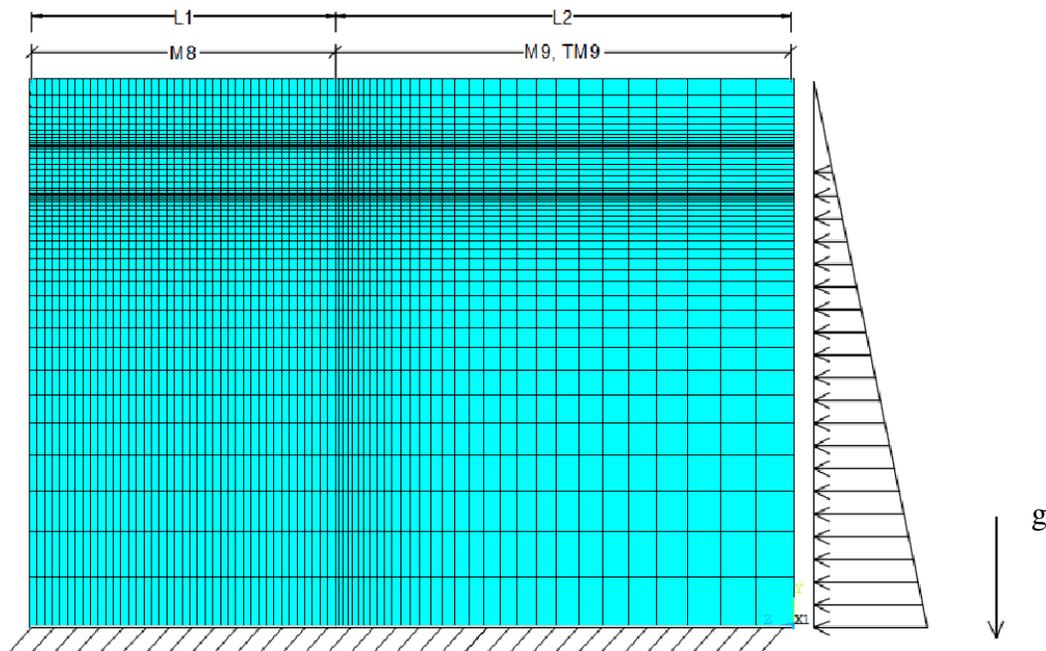


Figura 6.2 Malha, dimensões e condições de contorno do perfil longitudinal do modelo.

A pressão horizontal segue o mesmo padrão que o mostrado na Figura 6.1, e os valores M e TM são pelo mesmo motivo. O comprimento escavado $L1$ é o mesmo utilizado no GEOMECC91: 39 passos (cada passo é dado como $\frac{1}{3} R_e$), e garante que se desenvolva, pelo menos na grande maioria dos casos, a convergência no equilíbrio sem afetada pelas bordas (face de escavação e face de início de escavação).

Para esse modelo tridimensional, aproveita-se da simetria que para túneis superficiais só pode ser avaliada por um dos planos (já que as condições acima e abaixo do túnel são diferentes), o que não ocorre em túneis profundos onde se pode recorrer a dupla simetria (carregamento e tensões iniciais). A Figura 6.3 mostra o modelo tridimensional utilizado nos modelos estudados, assim como, a discretização da zona próxima ao túnel.

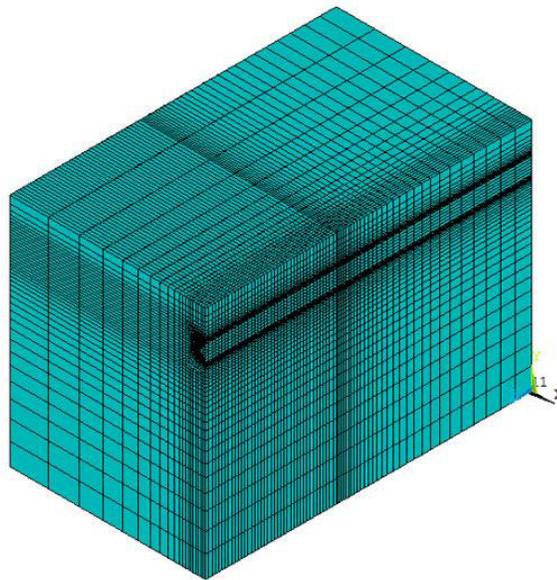


Figura 6.3 Malha próxima ao túnel e modelo tridimensional utilizado.

A condição inicial de deslocamentos nulos com tensões (x , y e z) dependentes da profundidade é obtida com a função `INISTATE` do *software* Ansys com dependência linear da profundidade que é equilibrada nos eixos x e z com uma carga triangular Pr aplicada externamente e equilibrada no eixo y com o acionamento da gravidade previamente definida, assim como, a inserção do parâmetro `DENS` sendo o valor do peso específico γ dividido pelo valor da gravidade adotado de $9,81 \text{ m/s}^2$.

A seguir, é demonstrado na Figura 6.4, a situação inicial em que não existe a escavação e as tensões se comportam como planejado para uma situação em que o peso específico vale 18000 N/m³ e o coeficiente de empuxo ao repouso vale 1, outros parâmetros de controle são definidos na Tabela 6.1 (parâmetros de um material modelo – diferente das condições heterogêneas reais).

Tabela 6.1 Parâmetros para solo não escavado.

PARÂMETRO	SÍMBOLO	UNIDADE	VALOR
Peso específico	γ	N/m ³	18000
Coefficiente de Empuxo ao repouso	k	adm	1
Altura total	H_T	m	24

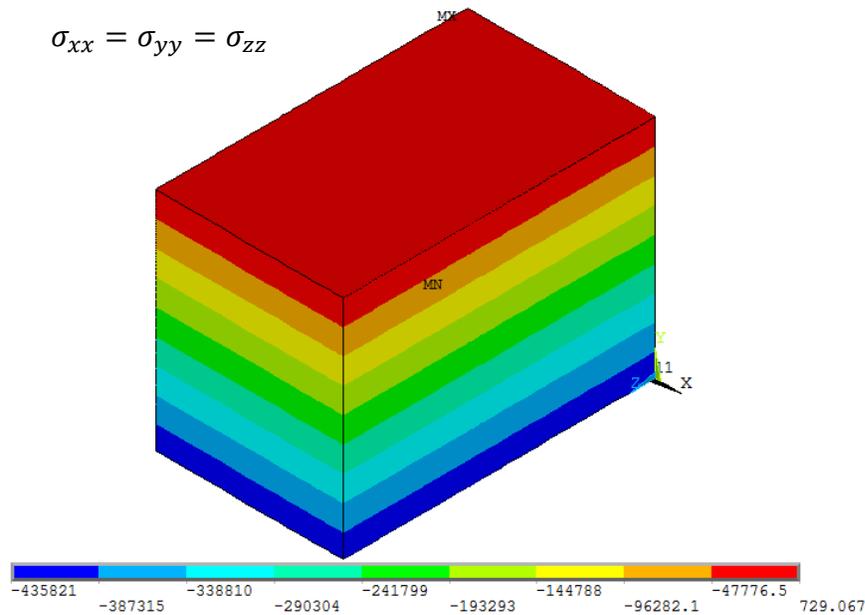


Figura 6.4 Tensão linearmente dependente da profundidade em solução não escavada.

O fato é que mesmo com as condições bem próximas da situação sem deformações iniciais, ainda existe um resíduo visto que a tensão inicial na superfície deveria ser nula (mostram um pequeno resíduo positivo) e a final deveria ser 432000 Pa ($18000 \times 24 = 432000 Pa$) o que leva a deslocamentos da ordem de 10^{-5} m, contudo de acordo com o suporte do *software* para que tal situação seja contornado deve-se refinar mais a malha. Os valores divergentes decorrem da

diferença entre as posições em que as tensões são inicializadas nos elementos (centroide/ponto de integração) e em que as pressões são aplicadas no elemento (nodais).

Como forma de tentar melhorar a solução, pode-se elevar o número de elementos até um ponto que as deformações já estejam bem baixas. Os deslocamentos da ordem de 10^{-5} m citados no parágrafo acima estão demonstradas na Figura 6.5 a seguir. A Figura está dividida em (a) e (b) para mostrar que o aumento da quantidade de elementos torna as deformações mais próximas da nulidade. Os valores podem parecer altos, visto que quando as tensões são abordadas de maneira igual em toda a profundidade em vez de linearmente crescente, os deslocamentos são da ordem de 10^{-12} m, contudo esta solução apresentou bons resultados de convergências quando comparadas com as soluções analíticas de Park (2004) e com situações reais (ver Item 9).

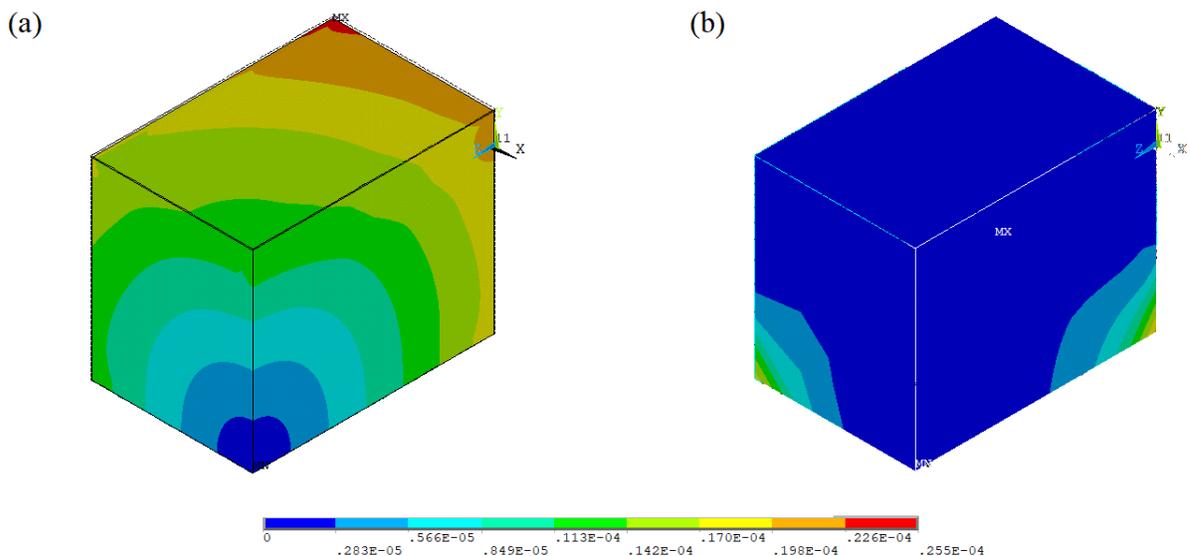


Figura 6.5 Soma total de deslocamentos no modelo a ser validado.

Assim, devido à boa convergência dos resultados como será vista no tópico seguinte com a malha adotada e para poupar tempo e memória computacional, optou-se por prosseguir com tal malha definida nos tópicos mostrados anteriormente.

6.1 MODELO EM ELASTICIDADE

6.1.1 Validação do Modelo

A primeira verificação realizada é a do maciço com comportamento em elasticidade, pois se trata do modelo com solução analítica sem revestimento proposta por Park (2004). O primeiro modelo analisado tridimensional foi feito utilizando o elemento *Solid185*. Adotam-se os parâmetros (material fictício) da Tabela 6.2 a seguir:

Tabela 6.2 Parâmetros para validação em elasticidade

PARÂMETRO	SÍMBOLO	UNIDADE	VALOR			
			A	B	C	D
TÚNEL						
Raio Vertical do túnel	R_v	m	1	2	1	1,225
Raio Horizontal do túnel	R_h	m	1	2	1,5	1,225
MACIÇO						
Peso específico	γ	N/m ³	18000	19000	18000	18000
Coefficiente de Empuxo ao repouso	K	adm	1	1	1	1
Coefficiente de Poisson	ν_m	adm	0,498	0,498	0,498	0,498
Módulo de Young	E_m	MPa	10	15	10	10
Altura 1	H_1	m	2	1	2	2
Altura 2	H_2	m	2	3	2	2

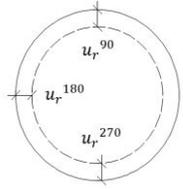
O caso C é para um túnel em formato elipse que se compara sua solução com a do seu túnel circular de raio equivalente, o raio equivalente do túnel C vale 1,225 m que é a situação presente no túnel D. Ou seja, será avaliado se apenas utilizando uma relação de raio equivalente pode-se seguir com as mesmas formulações que as adotadas para túneis circulares.

$$R_{eq} = \sqrt{R_v R_h} \quad (6.1)$$

O deslocamento radial para os casos (situações A, B, C e D) foi calculado em três posições (90°, 180° e 270°), pois em túneis superficiais, os deslocamentos tendem a se comportar como a condição IV descrita por Park (2004), exibida na

Figura 2.14. Os três ângulos escolhidos são os que demonstram a correta convergência do túnel, pois a partir dos mesmos é possível obter o desenho do fechamento e o volume por unidade de comprimento que cede com a convergência da cavidade. O resultado obtido para os três valores são os mostrados na Tabela 6.3.

Tabela 6.3 Deslocamento radial (m) nas situações A, B, C e D.

SITUAÇÃO	90°	180°	270°	
A	-0,9003E-02	-0,1093E-01	-0,1255E-01	
B	-0,7294E-02	-0,1586E-01	-0,2324E-01	
C	-0,1477E-01	-0,1064E-01	-0,1904E-01	
D	-0,1009E-01	-0,1346E-01	-0,1634E-01	

Pela solução analítica, demonstrada na equação (2.25), temos:

$$u_r^A = -0,0107856 \text{ m}, u_r^B = -0,0151797 \text{ m} \text{ e } u_r^C = u_r^D = -0,0132096 \text{ m}$$

Tabela 6.4 Diferença de soluções: analítica e numérica.

SITUAÇÃO	SOLUÇÃO VERTICAL MÉDIA (m)			SOLUÇÃO HORIZONTAL MÉDIA (m)		
	NUMÉRICA	PARK	VAR %	NUMÉRICA	PARK	VAR %
A	-1,078E-2	-1,079E-2	0,09%	-1,093E-2	-1,079E-2	-1,28%
B	-1,527E-2	-1,518E-2	-0,59%	-1,586E-2	-1,518E-2	-4,29%
C	-1,691E-2	-1,321E-2	-21,88%	-1,064E-2	-1,321E-2	24,15%
D	-1,322E-2	-1,321E-2	-0,08%	-1,346E-2	-1,321E-2	-1,86%

Percebe-se que todas as soluções circulares estão com valores muito bons o que valida o modelo numérico utilizado para o estudo. Contudo, a situação C, mostra que a formulação de Park (2004) funciona bem apenas para túneis circulares, pois com o uso de um raio equivalente como forma de aproximar a solução obtida pelo *software* com a analítica apresentou diferença de até 21,88%.

Outro resultado a ser encontrado é a diferença de áreas considerando um deslocamento radial nulo e o deslocamento radial que ocorreu. Essa diferença pode ser entendida como o volume líquido por metro que assentará superficialmente, já que maciços elásticos e com Coeficiente de

Poisson próximo a 0,5 não se comprimem, logo o volume que converge na cavidade é o mesmo volume que assenta na superfície.

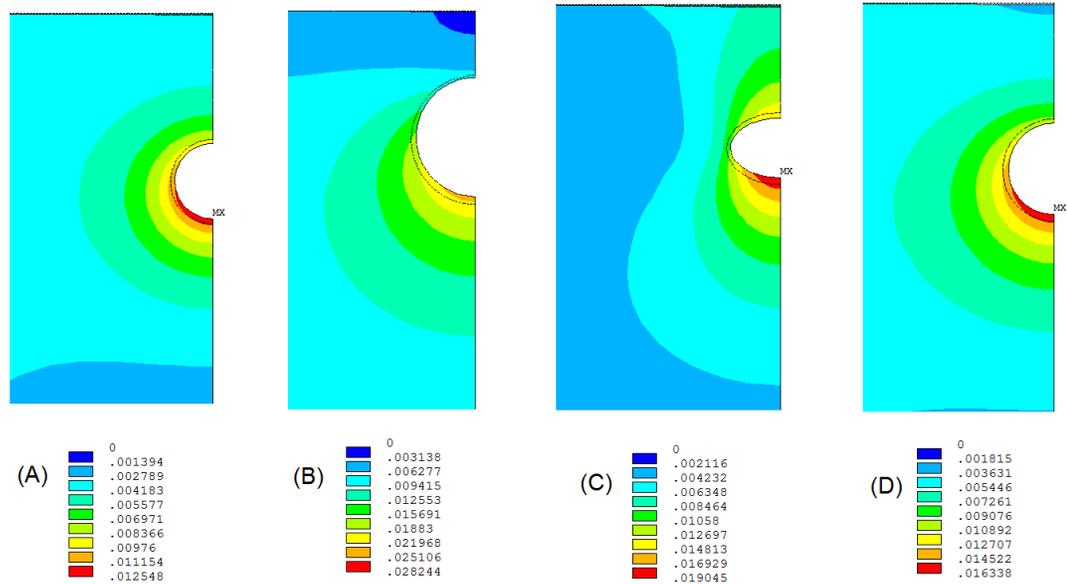


Figura 6.6 Soma do vetor de deslocamentos junto a cavidade do túnel para as quatro situações analisadas.

Quanto ao volume que cede por metro linear V_L (m^3/m) de escavação, temos:

Tabela 6.5 Volume cedido por metro linear.

SITUAÇÃO	ÁREA ORIGINAL (m^2)	VOLUME CEDIDO (m^3/m)		VAR %	
		NUMÉRICA	PARK (2004)		
A	3,141	6,81E-02	6,74E-02	-1,03%	
B	12,566	1,95E-01	1,90E-01	-2,56%	
C	4,712	1,13E-01	1,03E-01	-8,85%	
D	4,714	1,02E-01	1,01E-01	-0,98%	

Em resumo, os resultados apresentam uma excelente concordância com os previstos analiticamente, assim, as soluções obtidas pela análise numérica com o uso do *software* Ansys estão validadas. Percebe-se que o uso da solução analítica circular para túneis com diferentes formatos não é uma boa ferramenta de previsão, pois a equação analítica prevê de forma não conservadora tanto os deslocamentos verticais quanto o eventual deslocamento de volume perdido por metro linear.

Os valores de deslocamento radial, aqui demonstrados, são válidos para uma seção longe da face de escavação onde já tenha se estabelecido o equilíbrio do maciço. O pequeno resíduo que aparece com mais intensidade nos deslocamentos horizontais é decorrente da discretização da malha, que caso seja mais refinada pode reduzir os resíduos, como aqueles mostrados na Figura 6.4.

Com esta validação em elasticidade com a solução analítica de Park (2004), aumenta-se a profundidade como forma de avaliar até que ponto os efeitos da superfície influenciam na solução do túnel, encontrando uma relação numérica entre profundo e superficial.

6.2 A PROFUNDIDADE DO TÚNEL

Como destacado no Item 3.1, não existe um consenso sobre que profundidade define o limite entre um túnel profundo e um túnel superficial. De forma a definir de maneira mais clara esse impasse, desenvolve-se este item a partir de análises numéricas. Apesar deste item depender de outros parâmetros (heterogeneidade, tensões entre outros) que definem a situação individual da amostra. Assim, os resultados dos cálculos a seguir são válidos para os dados da Tabela 6.6.

Para a definição deste ponto foi realizada a seguinte abordagem: comparar a solução da convergência longitudinal do túnel circular com a solução dada pelo *software* GEOMEQ91, pois se entende que ao passo que se aumenta a profundidade deste túnel, aproxima-se à solução dada pelo GEOMEQ91 (túnel profundo).

Considerando que a relação H/D governa o problema, consideraremos para esta situação que essa relação vai de 1 a 5. Os resultados estão mostrados para diferentes condições do maciço, esteja ele: em elasticidade, plasticidade ou viscoplasticidade. Dessa forma, os valores da Pressão Geostática e H (profundidade) são alteradas para cada situação. Os parâmetros fixos utilizados para os modelos numéricos desta etapa estão definidos na Tabela 6.6 a seguir:

Tabela 6.6 Parâmetros do maciço e revestimento dos túneis analisados.

PARÂMETRO	SÍMBOLO	UNIDADE	VALOR		
MACIÇO			Elasticidade	Von Mises ¹	Drucker Prager ¹
Peso específico	γ	N/m ³	18000	18000	18000
Coefficiente de Empuxo	k	adm	1	1	3
Coefficiente de Poisson	ν_m	adm	0,498	0,498	0,498
Módulo de Young	E_m	MPa	100	100	100
Coessão	c	MPa	-	0,500	0,500
Ângulo de Atrito	ϕ	graus	-	-	30
REVESTIMENTO – CONCRETO					
Módulo de Young	E_r	MPa	32000	32000	32000
Coefficiente de Poisson	ν_r	adm	0,300	0,300	0,300

¹ Critérios de Plasticidade. – modelo padrão.

A convergência longitudinal está normalizada e demonstrada adiante. A convergência de equilíbrio pode ser retirada em um ponto distante da borda em equilíbrio, de forma a evitar problemas de borda. O resultado da convergência longitudinal está disposto a seguir para cada relação de profundidade (H/D) para os três níveis de tensão: elasticidade, plasticidade com critério de Von Mises e plasticidade com critério de Drucker Prager.

A convergência longitudinal obtida junto ao *software* GEOMECC91 é a ferramenta de validação utilizada aqui. Sabe-se que no Item 6.1, a malha foi validada junto a solução analítica elástica de Park (2004). O objetivo agora é avaliar a que profundidade as convergências obtidas junto ao *software* comercial Ansys e GEOMECC91 se igualam. Conforme pode ser visto na Figura 6.7 e Figura 6.8 a seguir:

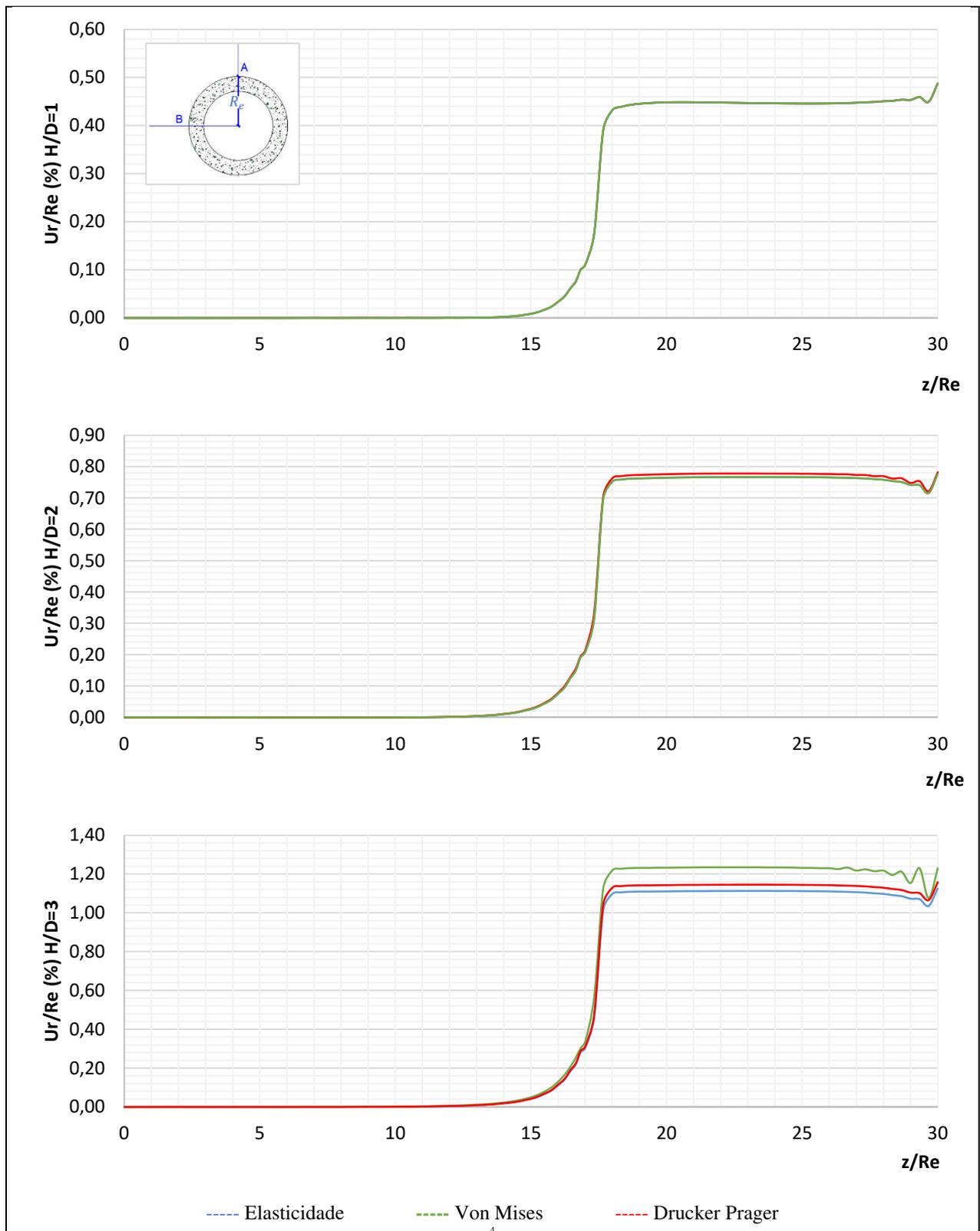


Figura 6.7 Evolução da convergência longitudinal em função da profundidade do túnel ($H/D = 1, 2$ e 3).

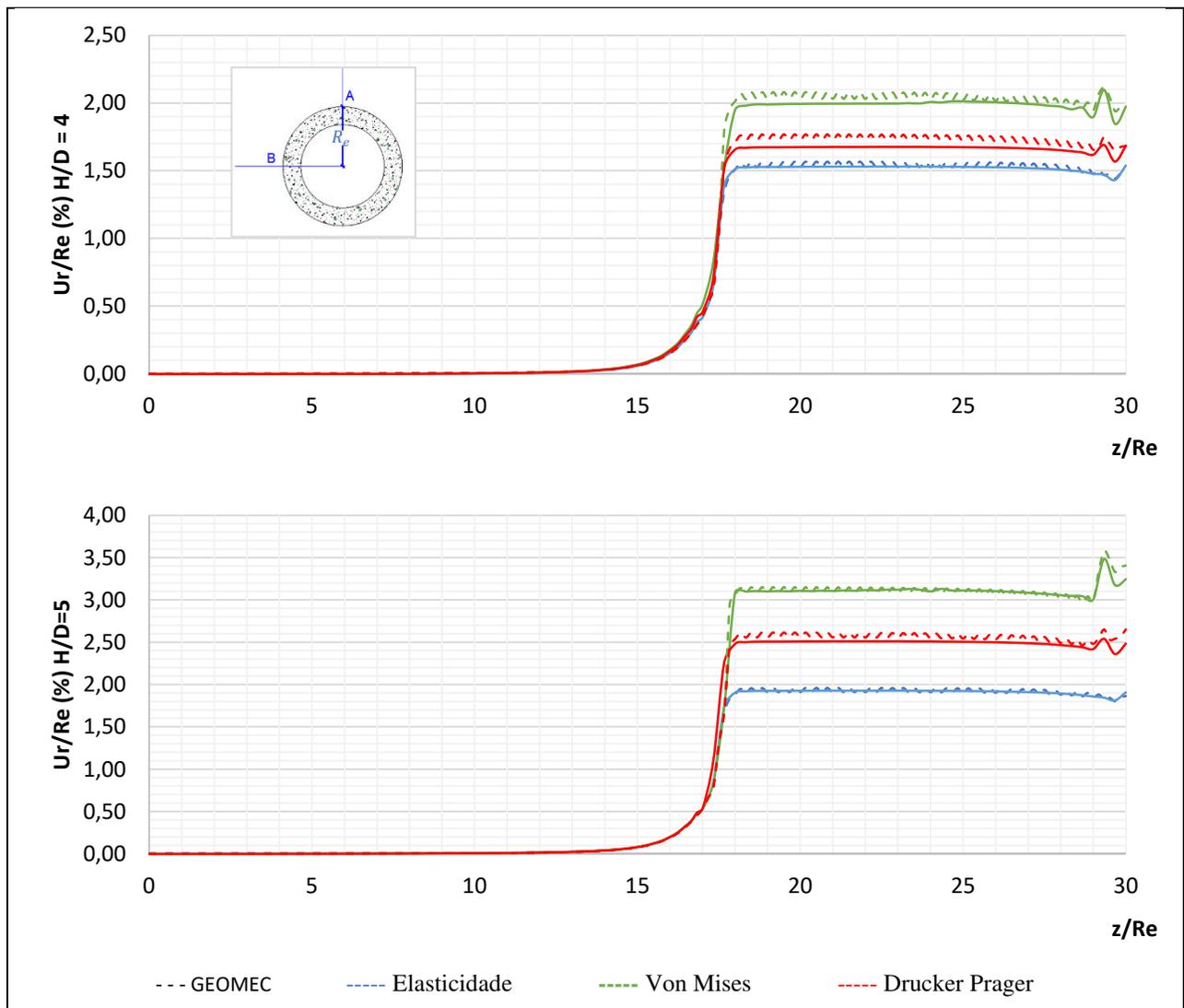


Figura 6.8 Evolução da convergência longitudinal em função da profundidade do túnel ($H/D = 4$ e 5).

A Figura 6.7 e Figura 6.8 mostram a equivalência entre a solução do GEOMEK91 e a solução do Ansys que convergem quando $H/D = 5$. Assim, a partir desta profundidade a análise pode seguir a situação de túnel profundo, pois a superfície não influencia na convergência do túnel.

O valor médio da convergência decresce na ordem: plasticidade Von Mises, Drucker Prager e elasticidade. A influência do ângulo de atrito é responsável por essa menor deformação em Drucker Prager.

A convergência de equilíbrio (definida anteriormente) para os túneis analisados e mostrados nas figuras acima está mostrada na Tabela 6.7. Aqui se demonstra que com o avanço da

profundidade, aumenta-se a convergência de equilíbrio, visto que o maior nível de tensão ocorre no maior fechamento da seção.

Tabela 6.7 Convergência de Equilíbrio (%) em função da profundidade

H/D	Elasticidade	Plasticidade Drucker Prager	Plasticidade Von Mises	Viscoplasticidade
1	0,45%	0,45%	0,45%	0,45%
2	0,77%	0,77%	0,78%	0,77%
3	1,11%	1,14%	1,23%	1,20%
4	1,53%	1,67%	2,00%	1,75%
5	1,92%	2,50%	3,10%	2,98%
7	2,67%	5,44%	6,54%	5,95%
10	3,82%	10,40%	11,53%	10,98%
20	7,64%	22,53%	24,32%	23,35%

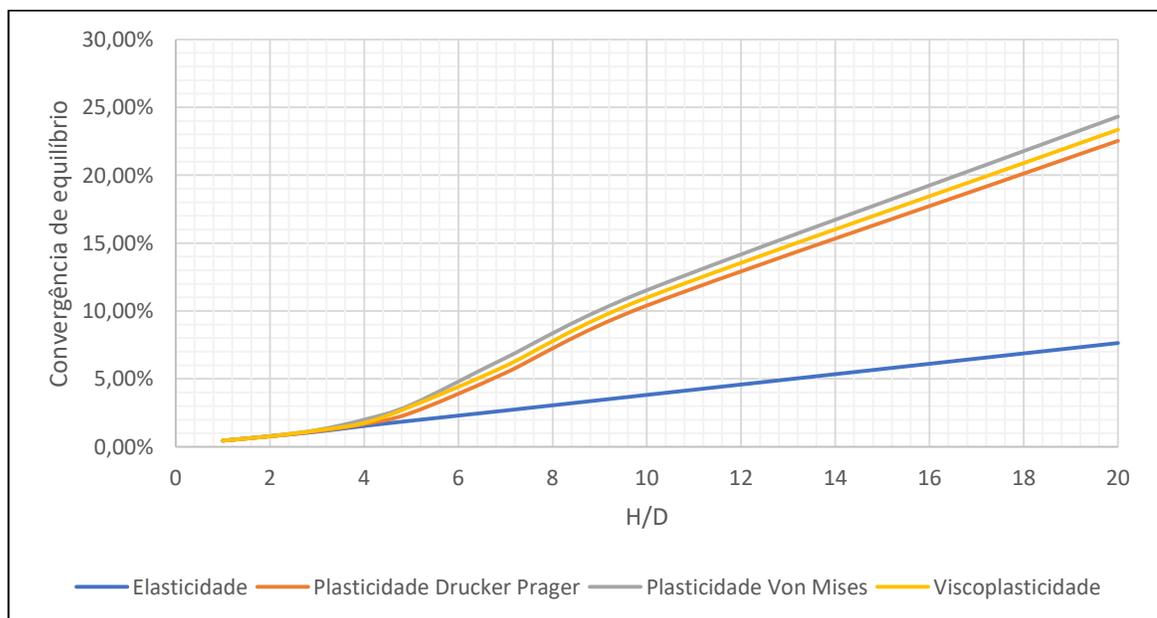


Figura 6.9 Convergência de equilíbrio em função da profundidade analisada.

6.3 CURVAS DE ASSENTAMENTO

Após verificar a profundidade limite entre túneis superficiais e profundos, faz-se necessário avaliar a curva de assentamento como forma de verificar a sua influência na superfície. Foi realizado um estudo numérico com os mesmos túneis mostrados na Tabela 6.6.

Para os resultados em elasticidade, pode-se utilizar a Equação (3.6) para túneis não revestidos ou utilizar um estudo numérico que é o método escolhido pelo autor. Soluções empíricas quanto a posição do ponto de inflexão da curva estão disponíveis no Quadro 3.1. Assim como no Item 6.2, tem-se a seguir, as curvas de assentamento (perfil transversal) para cada relação de profundidade ($H/D = 1, 2, 3, 4$ e 5) dividida para cada nível de tensão. Busca-se avaliar a influência da profundidade e do critério de plasticidade nos assentamentos (recalques) superficiais.

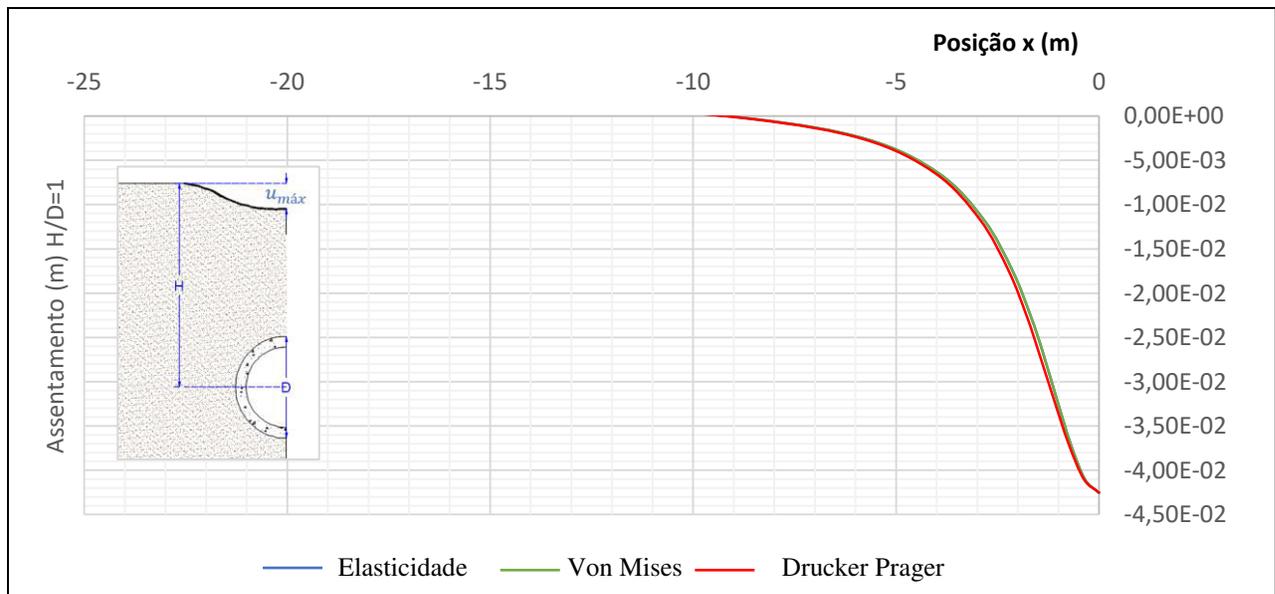


Figura 6.10 Evolução da curva de assentamento em função da profundidade do túnel ($H/D = 1$).

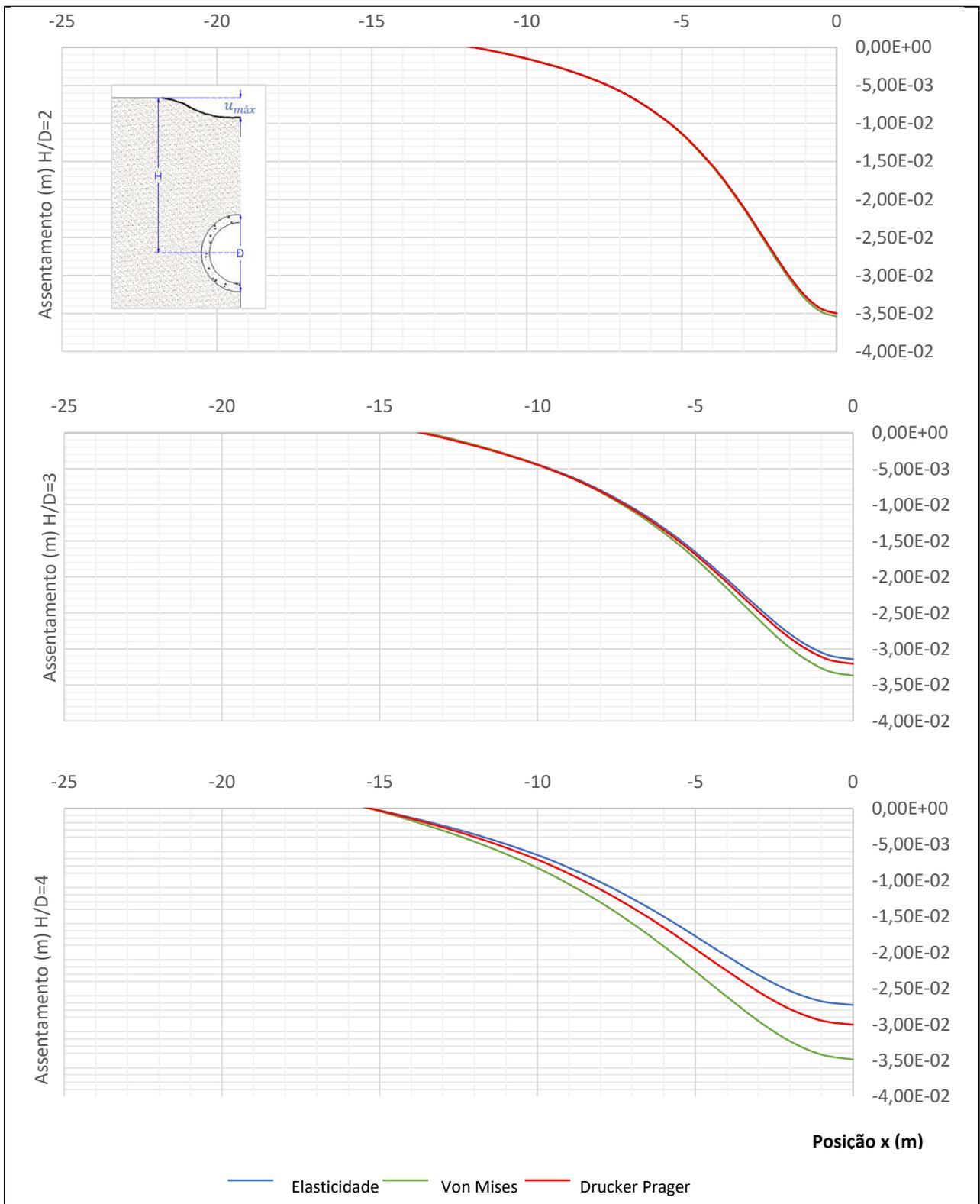


Figura 6.11 Evolução da curva de assentamento em função da profundidade do túnel (H/D = 2, 3 e 4).

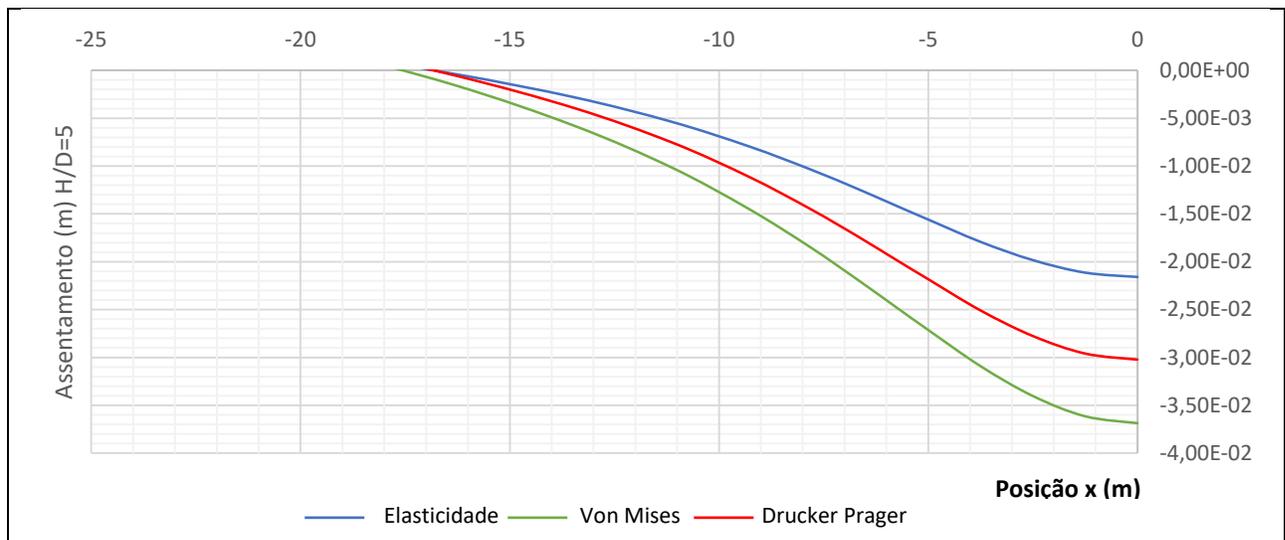


Figura 6.12 Evolução da curva de assentamento em função da profundidade do túnel ($H/D = 5$).

A curva de assentamento apresentou um comportamento esperado, à medida que se avança com a profundidade do túnel, a bacia se torna mais ampla e com menor profundidade. Dessa forma, túneis profundos têm pouca influência na superfície. Assim como no Item 6.2, as soluções plásticas obtiveram maiores deformações (neste caso são assentamentos) e dentre as soluções plásticas, a análise envolvendo o critério de plasticidade de Von Mises foi a que apresentou maiores deformações.

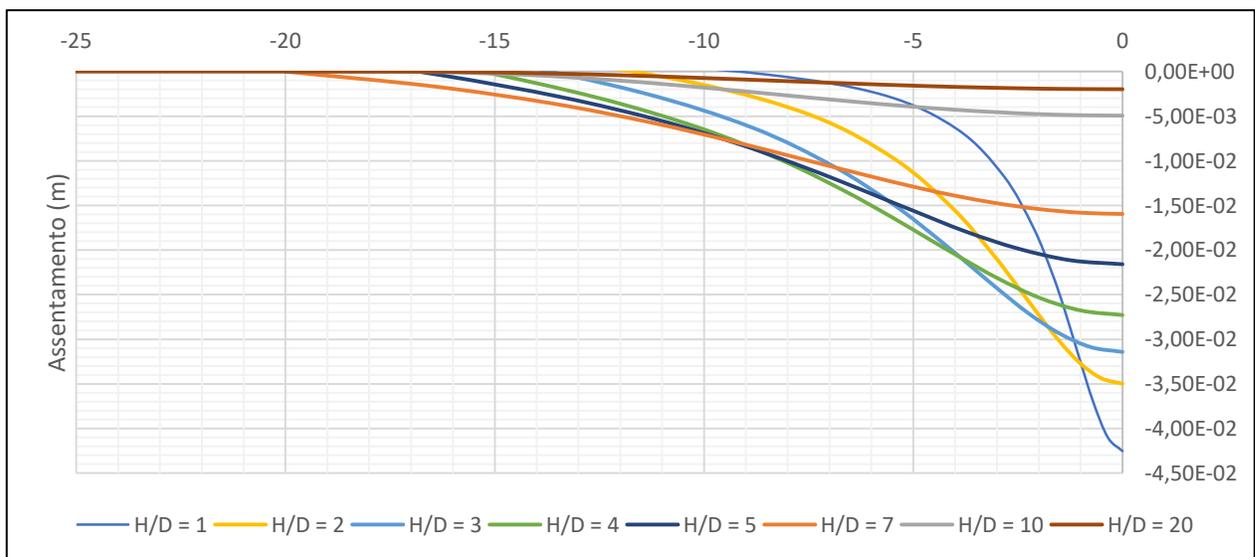


Figura 6.13 Assentamentos máximos para o modelo em elasticidade.

A Figura 6.13 mostra um assentamento máximo de 0,005 m quando o túnel se encontra em uma relação de $H/D = 10$ (0,05% do raio externo) enquanto que quando $H/D = 5$ o assentamento

máximo é de 0,0216 m (0,22% do raio externo), assim por este critério considera-se $H/D = 10$, um limite mais adequado.

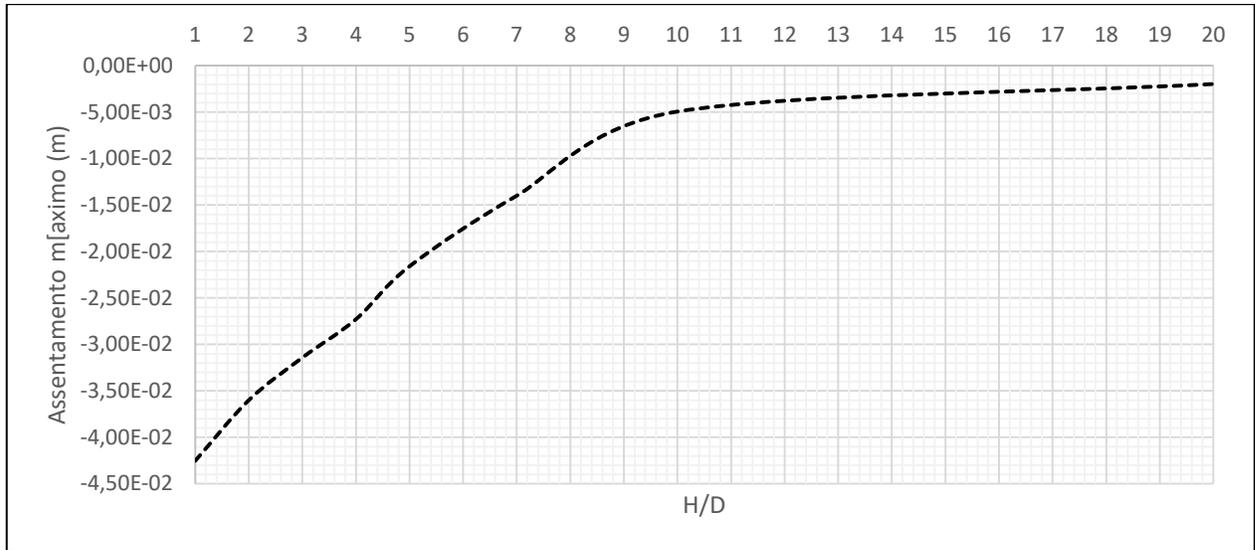


Figura 6.14 Assentamento máximo em função da profundidade analisada.

Das soluções demonstradas no Quadro 3.1, a solução de Peck (com $n = 0,9$) demonstrou boa aproximação com relação a definição do ponto de inflexão das curvas de assentamento demonstradas para casos não revestidos.

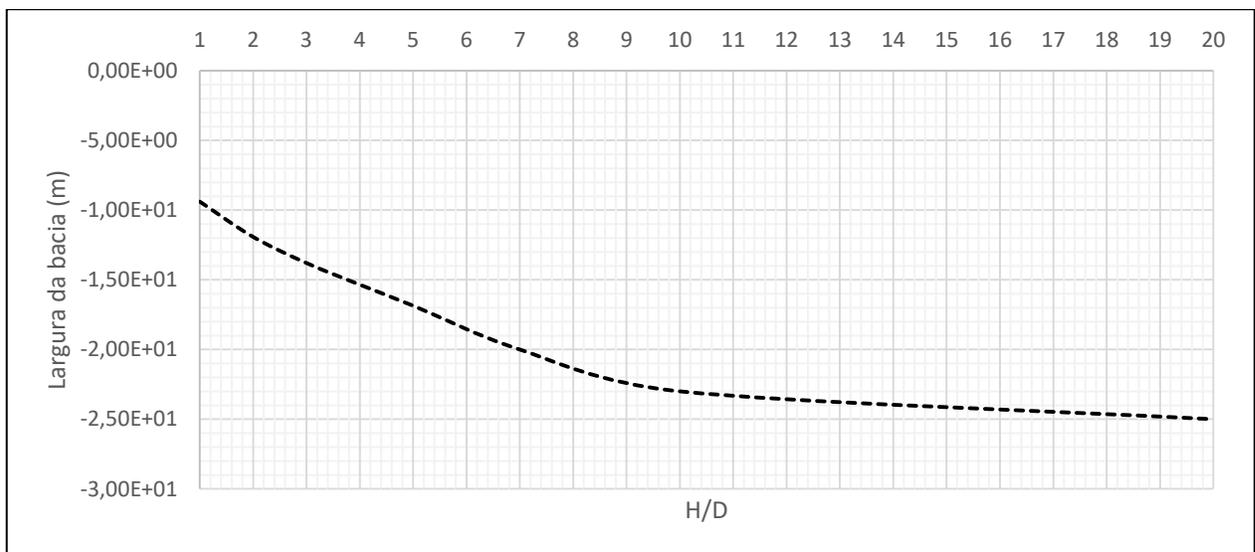


Figura 6.15 Largura do perfil de assentamento em função da profundidade analisada.

A solução de Park (Equação (3.6)) deu boa convergência para túneis mais profundos não revestidos, pois, conforme citado naquele tópico, Park (2004) utiliza tal solução apenas para túneis que se comportam como Condição I (ver Figura 2.14). Fato esse, que não ocorre em túneis mais superficiais (comportamento oval como citado por Pinto & Whittle (2014)). Assim, ao passo que a solução do túnel se aproxima daquela radial (Condição I), ou seja, o que acontece em túneis profundos, a solução dada pela Equação (3.6) se aproxima daquela obtida no Ansys. Isso mostra que tal equação só é válida em casos profundos, onde tal situação (Condição I) é válida.

6.4 COMPORTAMENTO DIFERIDO

6.4.1 Túnel não revestido

O comportamento diferido a longo prazo dos túneis analisados consiste em avaliar a evolução das convergências do túnel após a construção do mesmo. A viscoplasticidade do tipo Von Mises a longo prazo é igual a plasticidade.

O modelo em viscoplasticidade trata do mesmo exemplo demonstrado na Tabela 6.6, contudo aqui devem ser acrescentados os parâmetros de viscoplasticidade. Soluções analíticas para túneis superficiais em maciços viscoplásticos não estão disponíveis na literatura e dados experimentais estão muito perturbados por influências externas. A questão do modelo em viscoplasticidade envolve solos com características altamente adensáveis (por exemplo) em que a dissipação da poro pressão ocorre no decorrer do tempo e incrementa as deformações do maciço de forma diferida.

A solução analítica para a convergência de túneis profundos ($H/D > 10$) foi desenvolvida por Bernaud & Rousset (1992, p. 11) e está desenvolvida considerando um parâmetro definido como velocidade reduzida, adicionando o parâmetro tempo ao problema. Conforme a Equação (5.19) e Equação (5.20), os parâmetros introduzidos no problema viscoplástico são ρ e n . Os valores utilizados estão demonstrados na Tabela 6.8 a seguir.

Tabela 6.8 Parâmetros para modelo numérico em viscoplasticidade

PARÂMETRO	SÍMBOLO	UNIDADE	VALOR
MACIÇO			
Parâmetro de viscosidade	ρ	dia ⁻¹	0,01496448
Parâmetro de endurecimento	n	adm	1

Cálculo do parâmetro de viscosidade:

$$\frac{1}{\eta} = 0,0000001 \text{ (MPa.seg)}^{-1}; \eta = 115,74 \text{ MPa.dia} \quad (6.2)$$

$$\rho = \frac{1}{\eta[\text{Pa.dia}]} \left(\frac{\sigma_y[\text{Pa}]}{F_0[\text{adm}]} \right)^n \quad (6.3)$$

$$n = \frac{1}{m[\text{adm}]} \quad (6.4)$$

$$\sigma_y(\text{Von - Mises}) = 2 \times c = 2 \times 0,866 = 1,732 \text{ MPa} \quad (6.5)$$

$$\rho = \frac{1}{115,74 \times 10^6} \left(\frac{1,732 \times 10^6}{1} \right)^{1/1} = 0,01496448 \text{ dia}^{-1} \quad (6.6)$$

Obs.: A tensão de escoamento está conforme o demonstrado no Quadro 4.1 para Von-Mises.

O primeiro ponto é mostrar a evolução da solução da convergência longitudinal partindo de uma solução elástica a uma solução plástica, analisando o túnel em idades mais avançadas pós-construção, mais a solução se afasta da solução instantânea elástica e se aproxima da solução plástica.

Primeiramente, realiza-se uma validação do modelo em plasticidade Von Mises para um túnel com H/D = 3 não revestido. A convergência longitudinal deste túnel em um maciço elástico, viscoplástico e plástico está demonstrada na Figura 6.16.

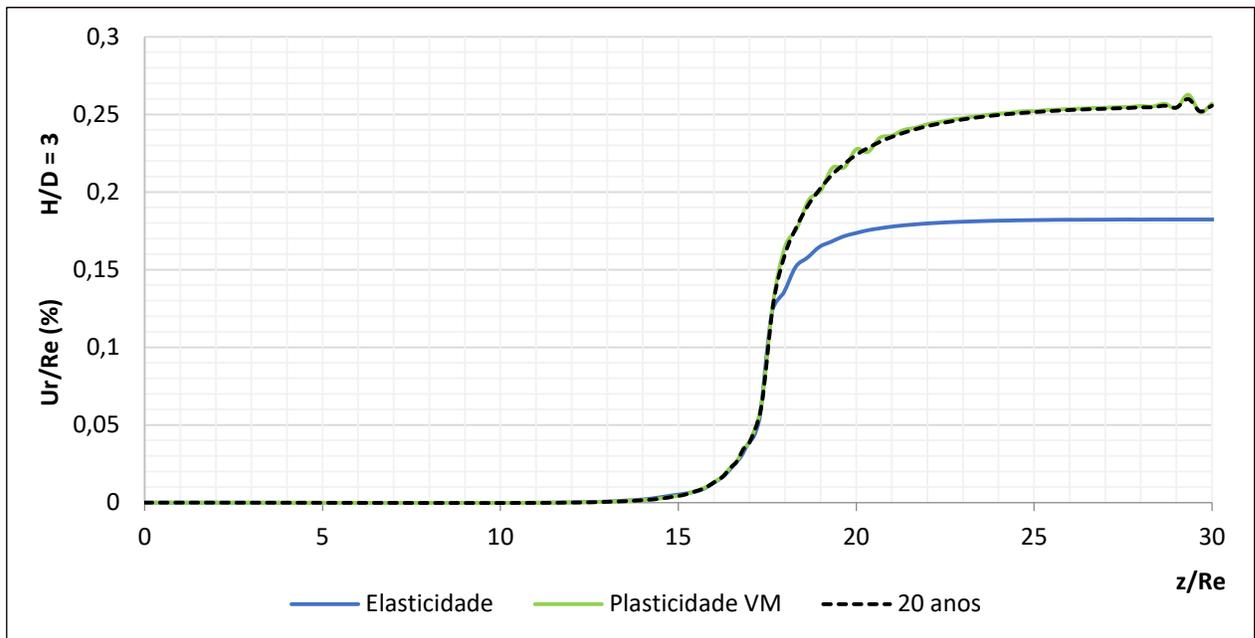


Figura 6.16 Solução pelo Ansys: convergência longitudinal de um túnel não revestido em elasticidade, plasticidade e viscoplasticidade.

A convergência de equilíbrio do maciço em elasticidade é 0,1822%; a do maciço em viscoplasticidade (20 anos após o fim da construção) é de 0,2531% e a do maciço em plasticidade (tempo infinito) é de 0,2538%.

A existência do revestimento no túnel leva a uma convergência de equilíbrio de 0,2080% (Figura 6.8) enquanto que no caso não revestido ela está em 0,2538% (mostrada na Figura 6.16) para o maciço plástico. Este resultado mostra que, para esta rigidez de revestimento (Young = 3000 MPa e espessura = 10 cm), o concreto reduziu em aproximadamente 20% a convergência longitudinal do túnel conforme previsto na Figura 2.17.

A curva de assentamento para os três casos, mostra que a solução viscoplástica possui uma bacia 99,71% semelhante a bacia do estudo em plasticidade, conforme pode ser visto na Figura 6.17 e na Figura 6.18.

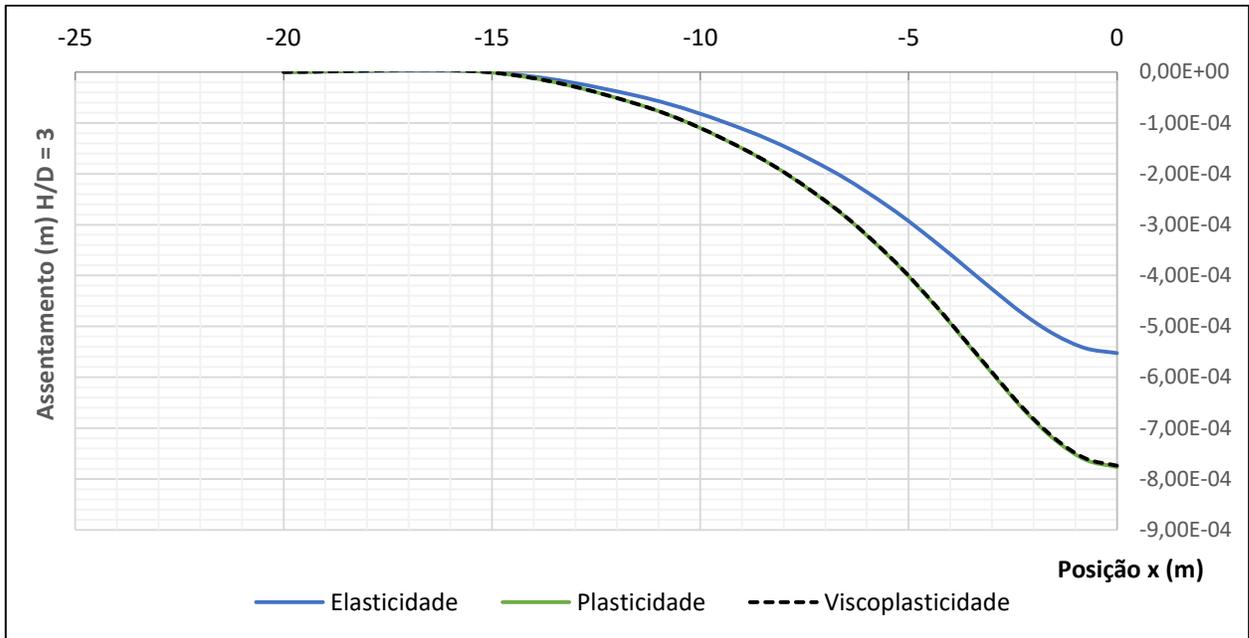


Figura 6.17 Solução pelo Ansys: curva de assentamento de um túnel não revestido em elasticidade, plasticidade e viscoplasticidade.

Os deslocamentos máximos obtidos nesta análise foram: elasticidade $-5,52E-4$ m; plasticidade $-7,76E-4$ m e viscoplasticidade $-7,74E-4$ m. A Figura 6.18 mostra a solução completa da curva de assentamento dada pelo Ansys.

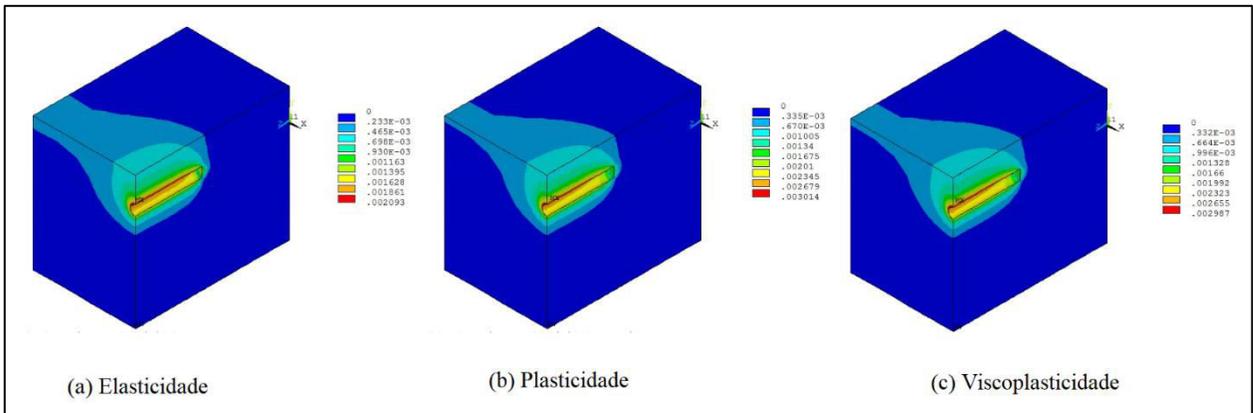


Figura 6.18 Solução pelo Ansys: curvas de assentamento do túnel analisado neste item.

7 OUTRAS SEÇÕES DE ESCAVAÇÃO

Os formatos das escavações e revestimentos dos túneis são determinados pelo propósito, condições do maciço, método construtivo e tipo de revestimento. Megaw & Bartlett (1998) relatam que as principais seções são: retangular, elíptica, ovoidal, circular e ferradura.

A forma retangular é adotada quando o método de escavação segue o *cut and cover*, frequentemente usada para túneis rodoviários e de pedestres a baixa profundidade. Túneis elípticos e ovoidais podem ser utilizados para transporte de esgoto por facilitar o escoamento de resíduos, coibindo a sedimentação dos mesmos. Túneis circulares são frequentes quando o método de escavação é mecanizado e tipo ferradura são frequentes em maciços rochosos. (Megaw & Bartlett, 1998).

O fato é que muitos túneis metroviários são em formato elíptico (como o do Metrô de São Paulo mostrado no Item 9.5), visto que grande parte do Metrô paulistano foi construído a partir de escavação mineira que possibilita diversas formas de escavação.

Couto (2011, p. 112) trouxe um estudo preliminar das convergências em um túnel com seção ferradura (D-invertido) não revestido com tirantes na porção arqueada superior da seção como revestimento primário do túnel a partir de uma análise homogeneizada.

Neste trabalho, a primeira abordagem consiste em avaliar os deslocamentos radiais em pontos distintos da seção (ferradura e elíptica). Nos itens anteriores, a convergência longitudinal era calculada como sendo a média do deslocamento da seção circular a 90° e 270° (topo e fundo) dividida pelo raio externo. Neste item serão mostrados, apenas os deslocamentos radiais para certos pontos característicos.

As análises são para o caso do maciço elástico, com as mesmas características dadas na Tabela 6.6. Assim, apenas os parâmetros quanto ao túnel serão modificados por se tratar de seções diferentes da seção circular conforme mostra na Tabela 7.1.

Tabela 7.1 Parâmetros dos túneis em seção ferradura e elipse.

PARÂMETRO	SÍMBOLO	UNIDADE	VALOR	
Raio	R	m	10	
MACIÇO				
Peso específico	γ	N/m ³	18000	18000
Profundidade	H	m	6	6
REVESTIMENTO				
Módulo de Young	E_r	MPa	32000	32000
Coefficiente de Poisson	ν_r	adm	0,300	0,300

7.1 SEÇÃO FERRADURA (D-INVERTIDO)

Os deslocamentos radiais e os pontos analisados para a seção ferradura estão exibidos na Figura 7.1 a seguir. Logo na sequência é mostrada a imagem obtida pelo Ansys para os deslocamentos longitudinais (Figura 7.3) além das tensões principais σ_1 e σ_3 (Figura 7.4) desenvolvidas no maciço para este caso.

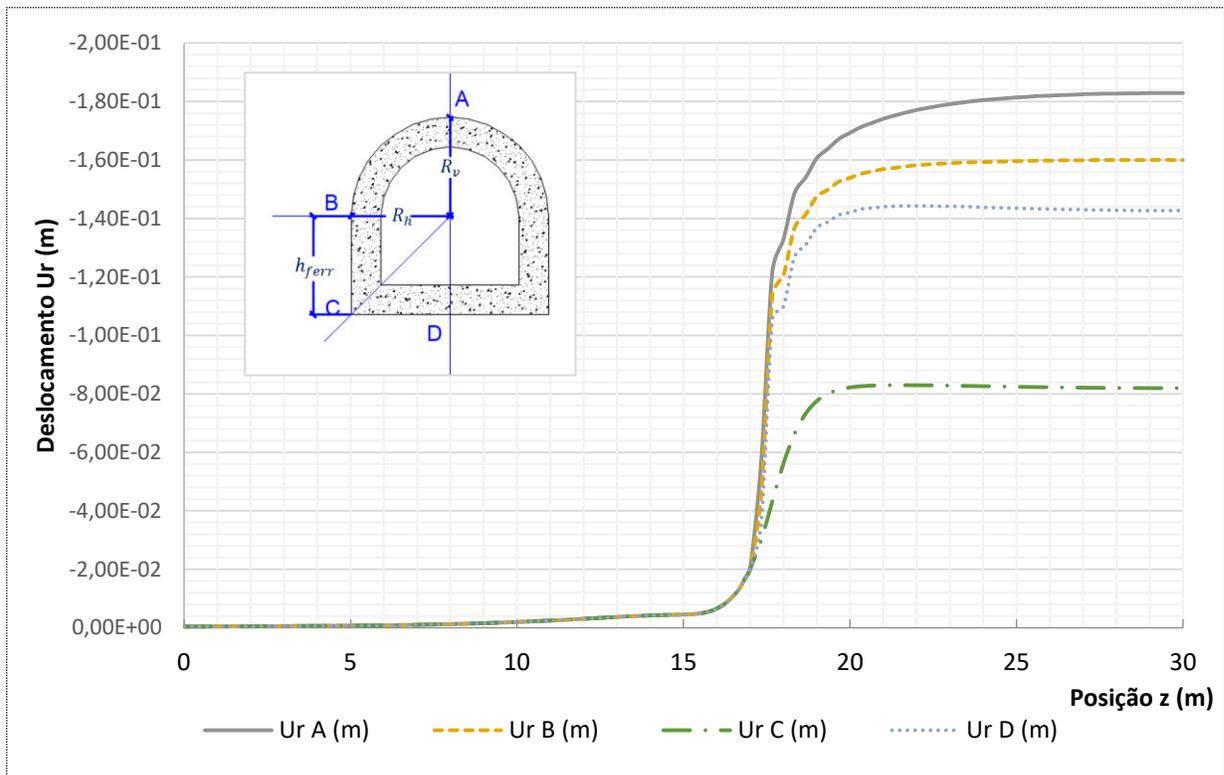


Figura 7.1 Deslocamentos radiais longitudinal da seção ferradura.

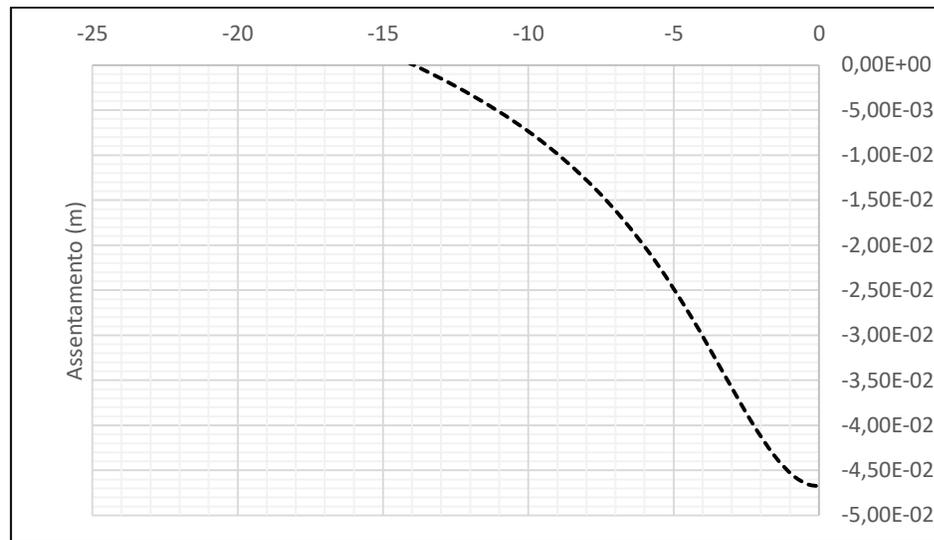


Figura 7.2 Assentamento transversal sob a seção ferradura.

O perfil de assentamento mostra que para a situação elíptica, o assentamento máximo e largura da bacia se assemelham aos outros perfis, mostrando que a convergência é um parâmetro que deve ser melhor avaliado, visto que o formato da seção demonstra diferentes deslocamentos.

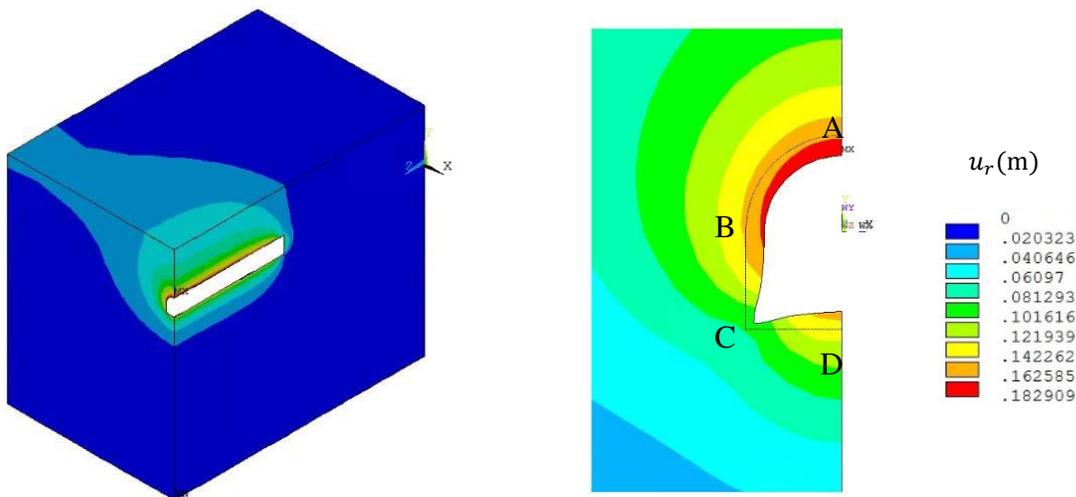


Figura 7.3 Solução obtida pelo Ansys para os deslocamentos radiais em uma seção do tipo ferradura.

Pela análise das Figura 7.1 e Figura 7.3, percebe-se que o topo da seção (Ponto A) é o que apresenta maior deslocamento radial ($u_{eq} = -18,3cm$). Por outro lado o deslocamento em C foi

o menor de todos: $u_{eq} = -8,24cm$). As outras soluções foram: $u_{eq}^B = -16,0cm$ e $u_{eq}^D = -14,3cm$.

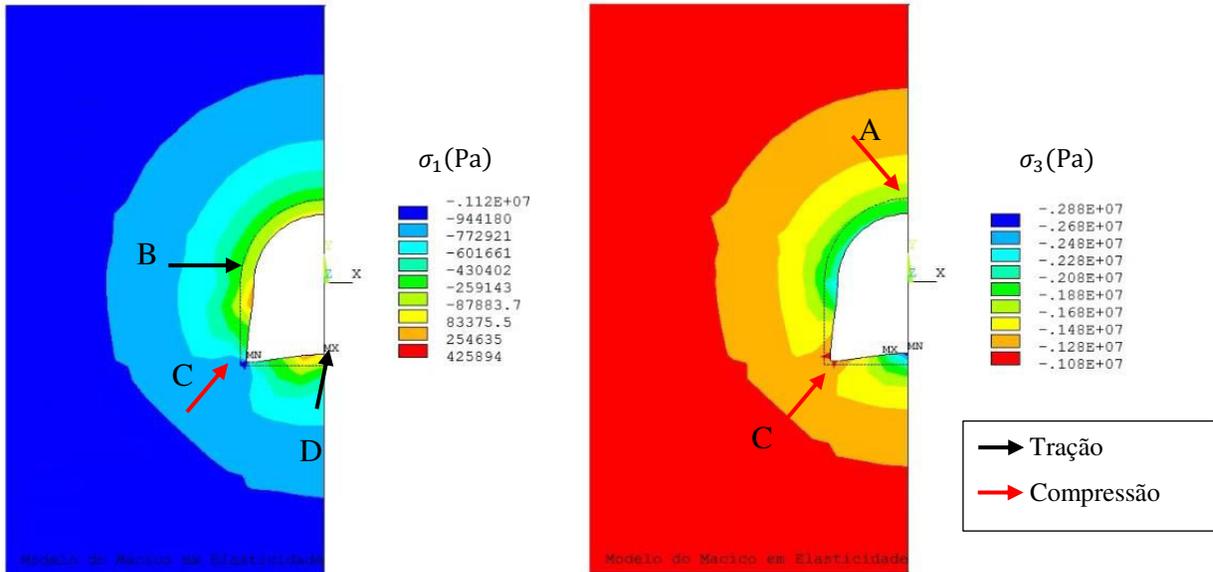


Figura 7.4 Tensões principais desenvolvidas na seção ferradura analisada.

Pela análise das tensões principais exibida na Figura 7.4, percebe-se que as tensões no maciço podem ser de tração ou compressão e, essa distribuição de tensões, terá padrão semelhante no revestimento. A tensão máxima de tração ficou na ordem de 0,43 MPa enquanto que a máxima de compressão ficou na ordem de -1,08 MPa. Percebe-se que a porção arqueada superior sempre estará em compressão assim como a região do Ponto C. No entanto, tensões de tração podem aparecer nos trechos retílineos das paredes lateral e inferior da seção ferradura.

7.2 SEÇÃO ELÍPTICA

Os deslocamentos radiais e os pontos analisados para a seção elíptica estão exibidos na Figura 7.5 a seguir. Logo na sequência é mostrada a imagem obtida pelo Ansys para os deslocamentos longitudinais (Figura 7.7) além das Tensões principais σ_1 e σ_3 desenvolvidas no maciço para este caso.

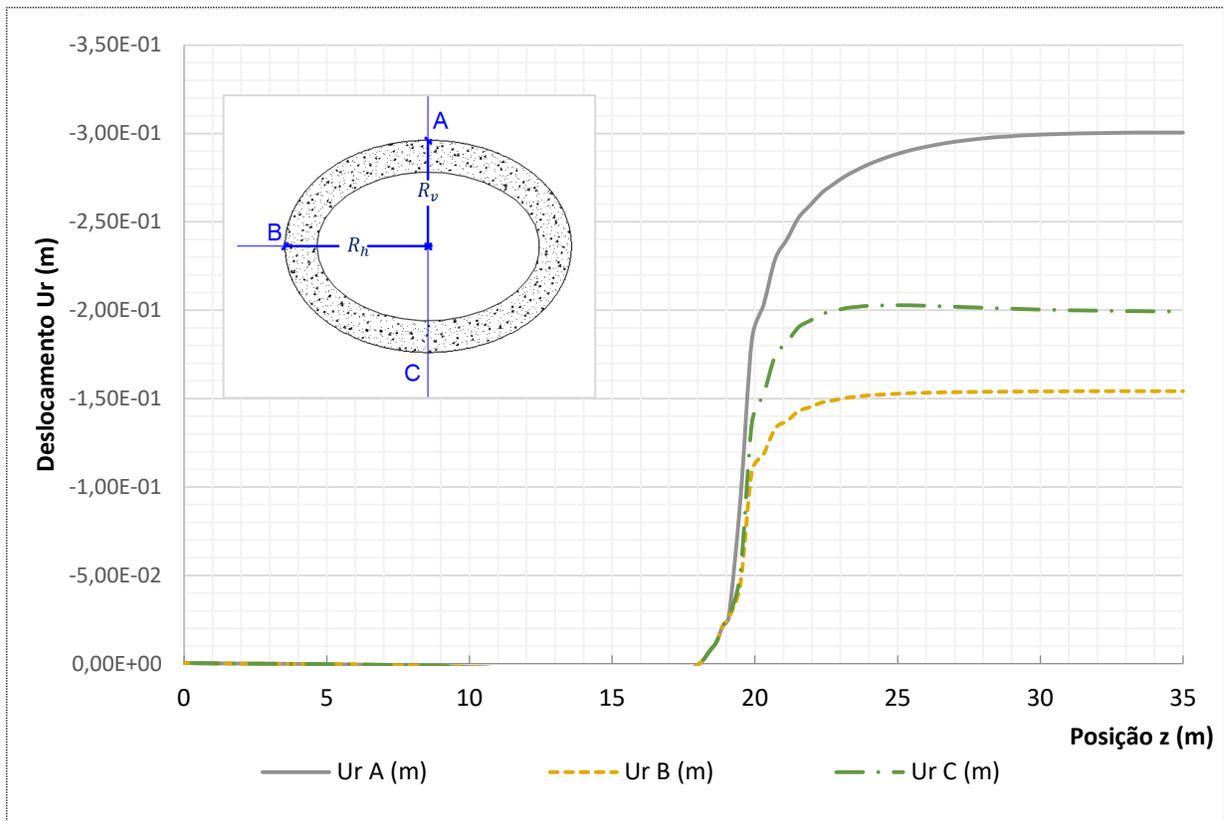


Figura 7.5 Deslocamentos radiais longitudinal da seção elíptica.

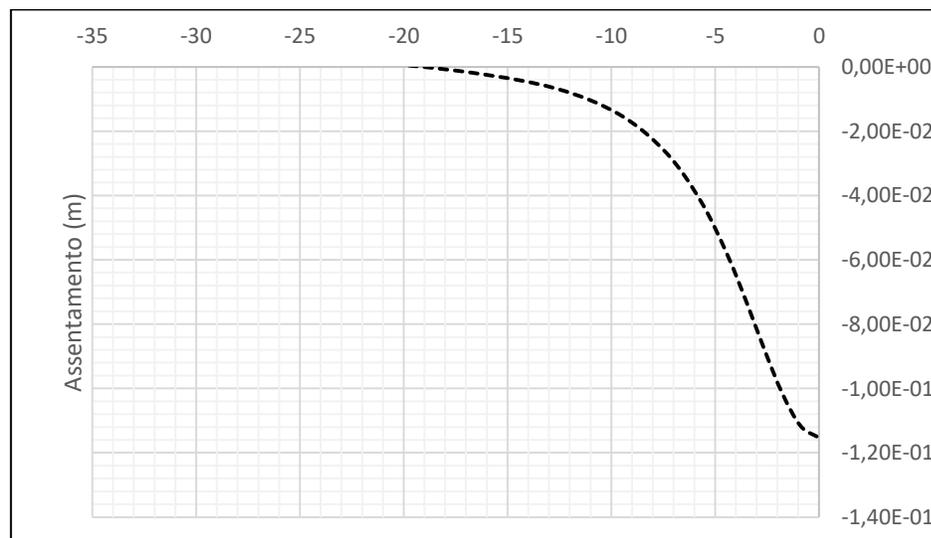


Figura 7.6 Assentamento transversal sob a seção elíptica.

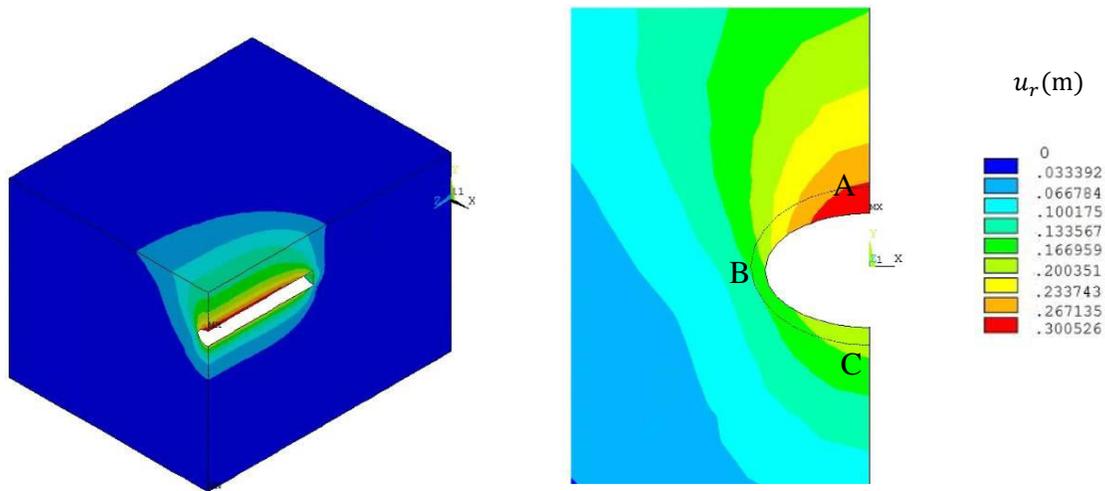


Figura 7.7 Solução obtida pelo Ansys para os deslocamentos radiais em uma seção elíptica.

Pela análise das Figura 7.5 e Figura 7.7, percebe-se que o topo da seção (Ponto A) é o que apresenta maior deslocamento radial ($u_{eq} = -30,0cm$). Por outro lado o deslocamento em C foi o menor de todos: $u_{eq} = -15,4cm$). O deslocamento em B é de $u_{eq}^B = -20,2cm$.

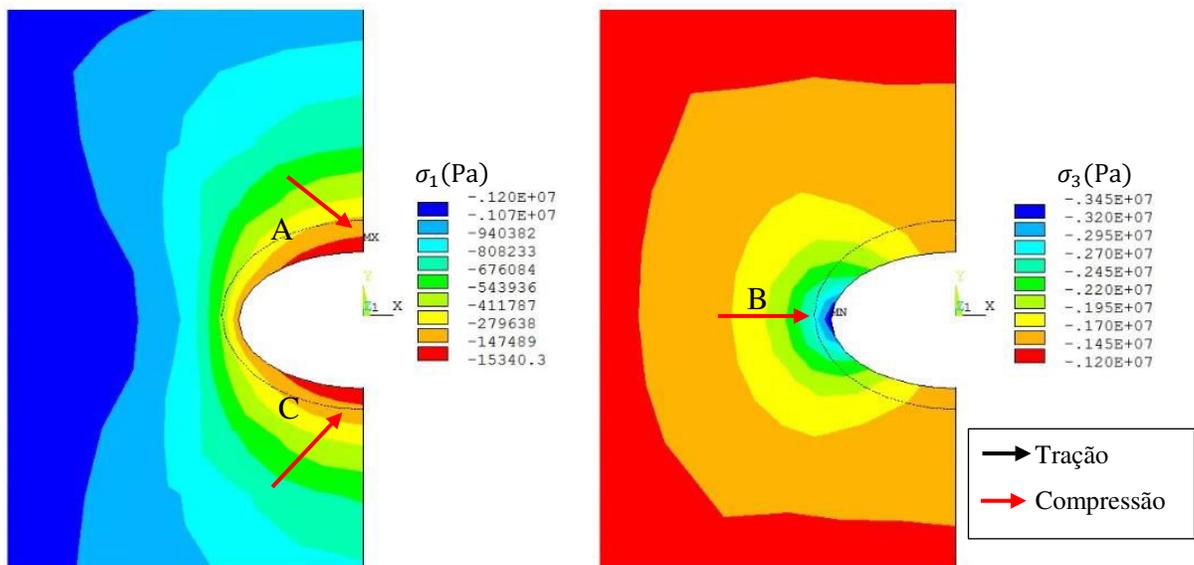


Figura 7.8 Tensões principais desenvolvidas na seção elíptica analisada.

Pela análise das tensões principais exibida na Figura 7.8, percebe-se que as tensões no maciço são apenas tensões de compressão, como é o caso da maior parte dos túneis em seções circulares. A tensão máxima de compressão ocorre no Ponto B e está na ordem de $-3,45$ MPa. As tensões de

menor intensidade, mas ainda de compressão, são localizadas nos Pontos A e C, e ficam entre -0,15 a -0,02 MPa. Essa constatação levanta a hipótese de que se elevarmos excessivamente o Raio Horizontal pode ser que apareçam tensões de tração.

8 TENSÕES E DEFORMAÇÕES NO REVESTIMENTO

O revestimento é o principal elemento portante de um túnel, ele estará submetido as cargas do maciço e deverá resistir ao fechamento (convergência). Sabe-se que quando se tem um túnel profundo, a deformada da seção se comportará com um fechamento uniforme, enquanto que quando o túnel se aproxima da superfície, a seção se torna mais oval conforme a Figura 8.1, podendo gerar alívio de tensões em seções do concreto que quando oval pode não se comportar como compressão radial.

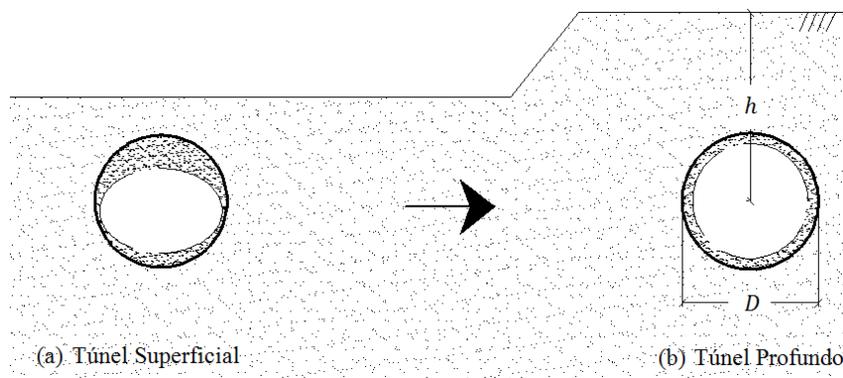


Figura 8.1 Alteração de deformada da seção com a profundidade do túnel.

Assim, com os resultados numéricos obtidos por análises numéricas, pretende-se mostrar os deslocamentos (no equilíbrio) do maciço a 90° , 180° e 270° . Com o avanço da profundidade, os três deslocamentos radiais (em três inclinações) tendem a se igualar e se enquadrar no perfil de túnel profundo conforme a Figura 8.2.

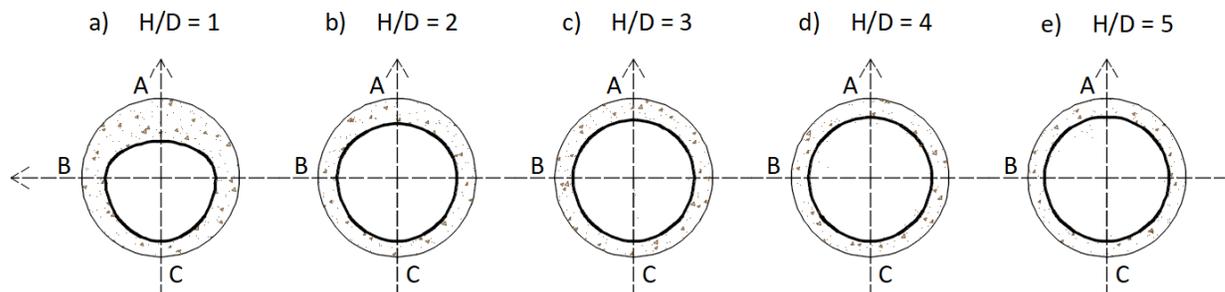
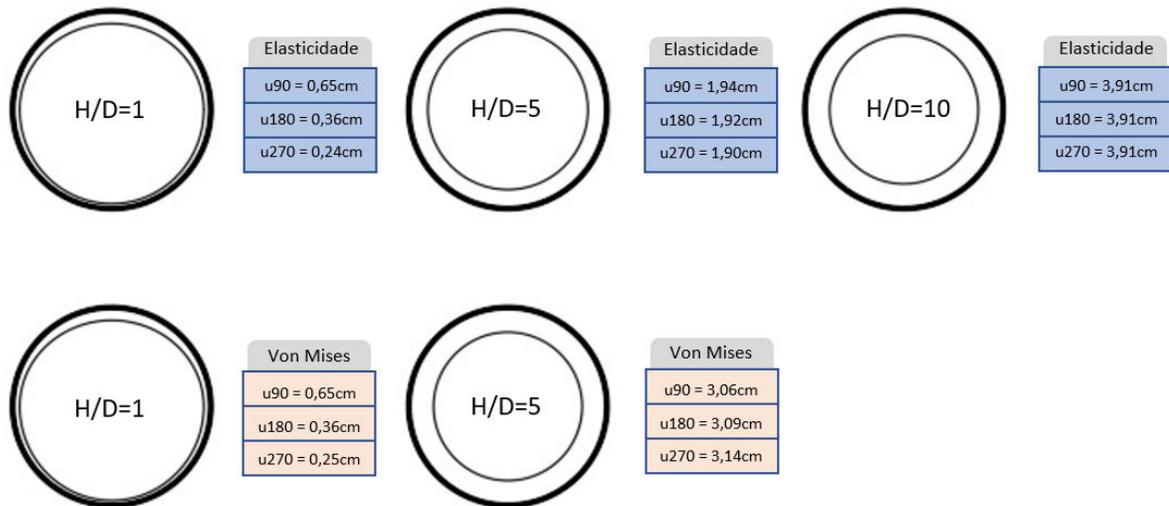


Figura 8.2 Solução obtida pelo Ansys: perfil de deslocamento radial com a evolução da profundidade.



Quadro 8.1 Deslocamento radial (m) para três pontos característicos ($A = 90^\circ$, $B = 180^\circ$ e $C = 270^\circ$).

Percebe-se que quando $H/D = 1$, o túnel tem comportamento bem oval, enquanto que em $H/D = 5$ a diferença entre as convergências é mínima e elas se comportam de maneira igualitária e radial. Conforme pode ser visto na figura acima para os comportamentos em $H/D = 5$ e $H/D = 10$. Isso mostra que nessa profundidade, o comportamento já se aproxima do túnel profundo como mostrado anteriormente.

8.1 SEÇÃO CIRCULAR: ELASTICIDADE

O nível de tensão no concreto deve ser avaliado, pois tensões de tração podem ocasionar fissuração e rompimento precoce do revestimento. Assim, avaliar a ocorrência de tensões de tração no concreto em túneis superficiais é necessário. Dessa forma, seguem as tensões que foram obtidas no concreto para os dois níveis de tensão limite: elasticidade (apresentou as menores deformações, tanto na questão da convergência quanto na questão da curva de assentamento) e plasticidade Von Mises (apresentou as maiores deformações). A Figura 8.3 mostra as tensões distribuídas para o caso do túnel em elasticidade com $H/D = 1$.

Tabela 8.1 Tensões principais [MPa] para o túnel em elasticidade com H/D = 1

ÂNGULO	σ_1 (MÁX)	σ_3 (MÍN)
90,00	-0,12	-0,46
112,50	-0,13	-0,46
135,00	-0,14	-0,50
157,50	-0,14	-0,52
180,00	-0,14	-0,51
202,50	-0,13	-0,47
225,00	-0,13	-0,44
247,50	-0,12	-0,41
270,00	-0,12	-0,41

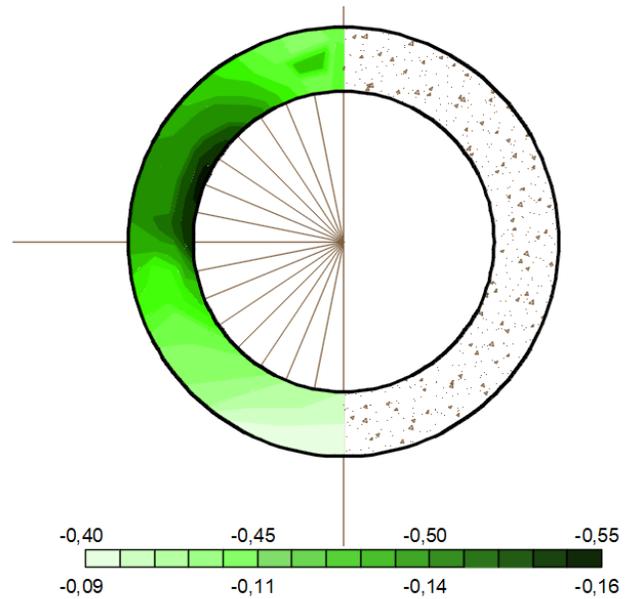


Figura 8.3 Distribuição de tensões máximas e mínimas no revestimento em um maciço elástico superficial.

O primeiro exemplo mostrado na Figura 8.3 com valores na Tabela 8.1 se refere ao túnel em elasticidade mais próximo da superfície, ou seja, aquele que obteve o perfil mais oval dentre os túneis analisados em elasticidade. A solução numérica obtida pelo Ansys mostrou que o revestimento se manteve em compressão para todos os pontos do revestimento, apesar de ter zonas mais e menos comprimida.

As tensões máximas no concreto se concentraram próximas a $-0,47\text{MPa}$, próximas ao valor da pressão geostática desse túnel que nessa situação vale $-0,40\text{MPa}$ (conforme peso específico dado na Tabela 6.6 e profundidade de 2 metros). O comportamento oval da superfície não alterou o comportamento das tensões que se mantiveram de compressão, porém ocorre um alívio e sobrecarga de tensão distribuído pelo revestimento.

A amplitude das tensões principais σ_1 é da ordem de $0,07\text{MPa}$ ($-0,09\text{MPa}$ a $-0,16\text{MPa}$), uma variação de 77% , enquanto que a amplitude das tensões principais σ_3 é de $0,15\text{MPa}$ ($-0,40\text{MPa}$ a $-0,55\text{MPa}$), uma variação de $37,5\%$. Em outras palavras, essa variação de tensão mostra que o comportamento não é completamente uniforme, porém as tensões se mantêm de compressão.

A seguir, é mostrada a distribuição de tensão do túnel em elasticidade com H/D = 5.

Tabela 8.2 Tensões principais [MPa] para o túnel em elasticidade com $H/D = 5$

ÂNGULO	σ_1 (MÁX)	σ_3 (MÍN)
90,00	-0,58	-1,98
112,50	-0,59	-1,98
135,00	-0,59	-1,99
157,50	-0,59	-2,00
180,00	-0,59	-2,00
202,50	-0,59	-2,00
225,00	-0,59	-1,99
247,50	-0,59	-1,99
270,00	-0,58	-1,98

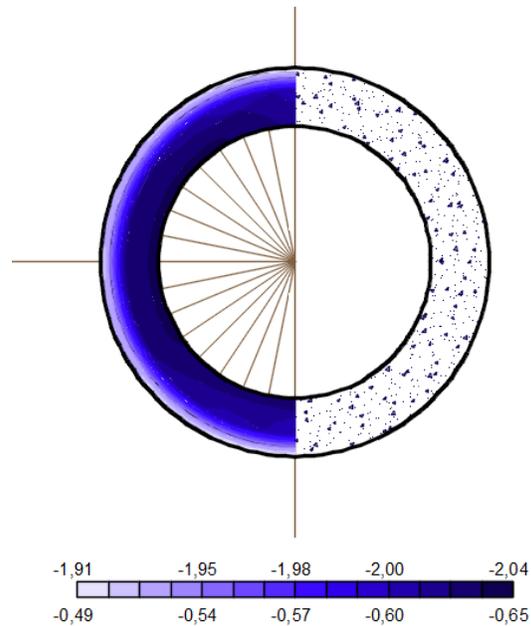


Figura 8.4 Distribuição de tensões máximas e mínimas no revestimento em um maciço elástico profundo.

A solução numérica obtida pelo Ansys para o túnel profundo mostra que o perfil deste é bem mais uniforme se compararmos a Figura 8.4 e a Figura 8.3. Na segunda figura, já não existe mais uma concentração de tensões e as tensões máximas possuem uma média de -1,99 MPa (bem próxima a pressão geostática desse túnel: -2,00 MPa).

A amplitude das tensões máximas é de 1,01% (variando de -1,98 MPa a -2,00 MPa), enquanto que das tensões mínimas é de 1,72% (variando de -0,58 MPa a -0,59 MPa). Estes resultados mostram que as tensões no túnel permanecem completamente de compressão e com valores máximos e mínimos cada vez mais próximos com o avanço da profundidade.

8.2 SEÇÃO CIRCULAR: PLASTICIDADE VON MISES

A situação em plasticidade do túnel circular mostra que os túneis necessitam de uma profundidade maior para que as tensões no concreto comecem a se comportar de maneira radial e profunda. A situação com $H/D = 1$ para Von Mises (situação com maiores convergências e assentamentos) mostra que há uma maior descompressão do túnel, porém a seção continua toda comprimida conforme pode ser notado na Figura 8.5 a seguir.

Tabela 8.3 Tensões principais [MPa] para o túnel em plasticidade com $H/D = 1$

ÂNGULO	σ_1 (MÁX)	σ_3 (MÍN)
90,00	-0,09	-0,46
112,50	-0,09	-0,47
135,00	-0,11	-0,53
157,50	-0,11	-0,55
180,00	-0,11	-0,54
202,50	-0,10	-0,49
225,00	-0,10	-0,45
247,50	-0,10	-0,43
270,00	-0,10	-0,42

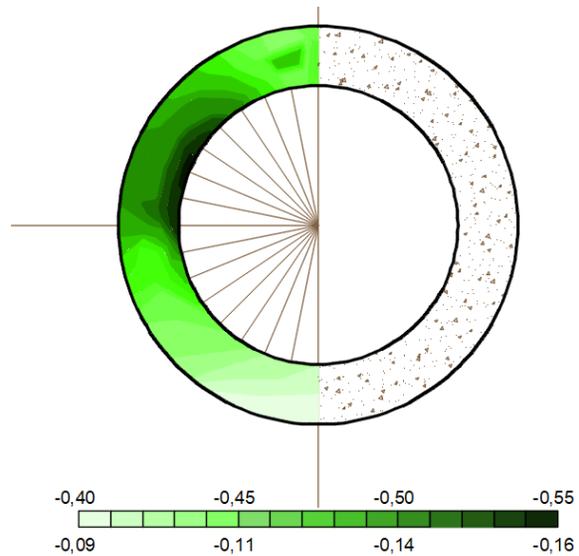


Figura 8.5 Distribuição de tensões máximas e mínimas no revestimento em um maciço plástico superficial.

Enquanto que a tensão Principal média σ_1 é de -0,13 MPa no maciço em elasticidade (Figura 8.3), a tensão Principal média σ_1 no maciço em plasticidade Von Mises ficou em -0,10 MPa mostrando um maior nível de descompressão. A tensão principal média σ_3 estava em -0,46 MPa em elasticidade e, em plasticidade Von Mises, elevou-se para -0,48 MPa.

Tabela 8.4 Tensões principais [MPa] para o túnel em plasticidade com $H/D = 5$

ÂNGULO	σ_1 (MÁX)	σ_3 (MÍN)
90,00	-0,59	-3,14
112,50	-0,60	-3,13
135,00	-0,60	-3,14
157,50	-0,59	-3,16
180,00	-0,60	-3,18
202,50	-0,59	-3,16
225,00	-0,60	-3,13
247,50	-0,60	-3,11
270,00	-0,59	-3,11

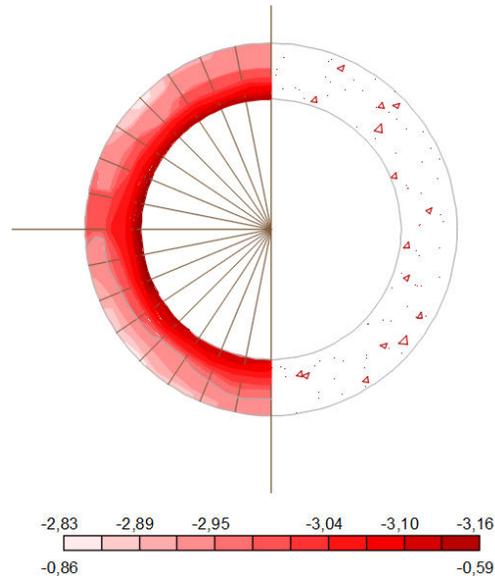


Figura 8.6 Distribuição de tensões máximas e mínimas no revestimento em um maciço plástico profundo.

A Figura 8.6 mostra que a tensão principal média σ_3 para o caso plástico profundo ficou em torno de -3,14 MPa, uma tensão superior aquela obtida no caso elástico profundo. Percebe-se também que o perfil de tensões para esta profundidade ainda não é completamente radial como fora o caso elástico profundo, assim, a profundidade limite em plasticidade é superior que a dada pelo maciço elástico, no entanto, de acordo com os resultados anteriores ele pode ser mantido em $H/D = 5$.

Percebe-se que dos revestimentos escolhidos (dois com o maciço em elasticidade – caso de menores deformações e dois com o maciço em plasticidade Von Mises – caso de maiores deformações), todos mantiveram-se em compressão. Os túneis superficiais mostraram uma tendência de concentração de tensão a $157,50^\circ$ e a uma maior amplitude entre tensões principais. Os túneis profundos se comportaram de forma mais uniforme sem concentração de tensão em determinados ângulos.

8.2.1 Seção Circular: revestimento com menor espessura

O túnel em concreto no caso em plasticidade Von Mises apresentou uma redução da Tensão Principal σ_1 , procuramos alguma situação em que tal tensão se reduza ao ponto de inverter e gerar tensões de tração no revestimento. Assim, com os parâmetros do Item 9.4 (metrô de Brasília), realiza-se uma nova avaliação da tensão no revestimento. Para este túnel, os parâmetros são:

Tabela 8.5 Parâmetros para modelo numérico em plasticidade

PARÂMETRO	SÍMBOLO	UNIDADE	VALOR
MACIÇO (material fictício)			
Peso específico	γ	N/m ³	15000
Coesão	c	MPa	0,04
REVESTIMENTO			
Espessura	e	M	0,05

As tensões obtidas para este túnel estão demonstradas na Figura 8.7 a seguir:

Tabela 8.6 Tensões principais [MPa] para o túnel em plasticidade com $H/D = 1$

ÂNGULO	σ_1 (MÁX)	σ_3 (MÍN)
90,00	0,43	-0,22
112,50	0,37	-0,21
135,00	0,23	-0,24
157,50	0,08	-0,25
180,00	0,06	-0,26
202,50	0,00	-0,26
225,00	0,00	-0,26
247,50	0,00	-0,26
270,00	0,00	-0,25

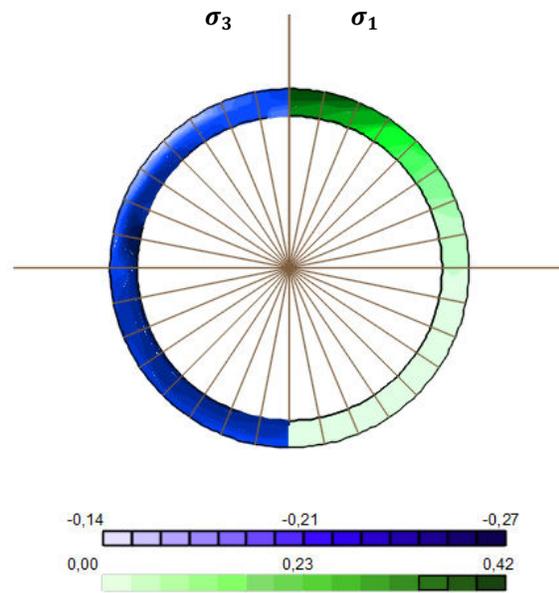


Figura 8.7 Distribuição de tensões máximas e mínimas no revestimento em um maciço plástico profundo.

Todos os casos mostrados neste item mostram que a tensão no revestimento diminui com a profundidade (túneis mais comprimidos); pois o nível de tensão geostática ao qual o túnel está submetido também se torna mais intenso com o avanço dessa profundidade, tanto que casos com $H/D = 5$ possuem tensões no revestimento superior aqueles desenvolvidos em túneis $H/D = 1$.

Para túneis circulares, a situação superficial chegou a apresentar níveis de tração para o túnel mostrado na Figura 8.7. Este caso é um túnel de revestimento de pequena rigidez, possui menor espessura (5% do diâmetro do túnel), assim, para casos extremos (por vezes teóricos) pode ser que desenvolva tensões de tração no concreto.

8.3 SEÇÃO FERRADURA E ELÍPTICA: ELASTICIDADE

Para outras seções, foi abordada uma análise diferente, buscou-se analisar a partir de um novo *script* com uma solução aproximada das tensões que se desenvolveram apenas nos revestimentos a partir de um modelo em elementos finitos conforme Figura 8.8. Neste item, o revestimento encontra-se em elasticidade e a tensão aplicada será apenas aquela geostaticamente existente na profundidade analisada. Os parâmetros utilizados estão definidos na Tabela 8.7 a seguir:

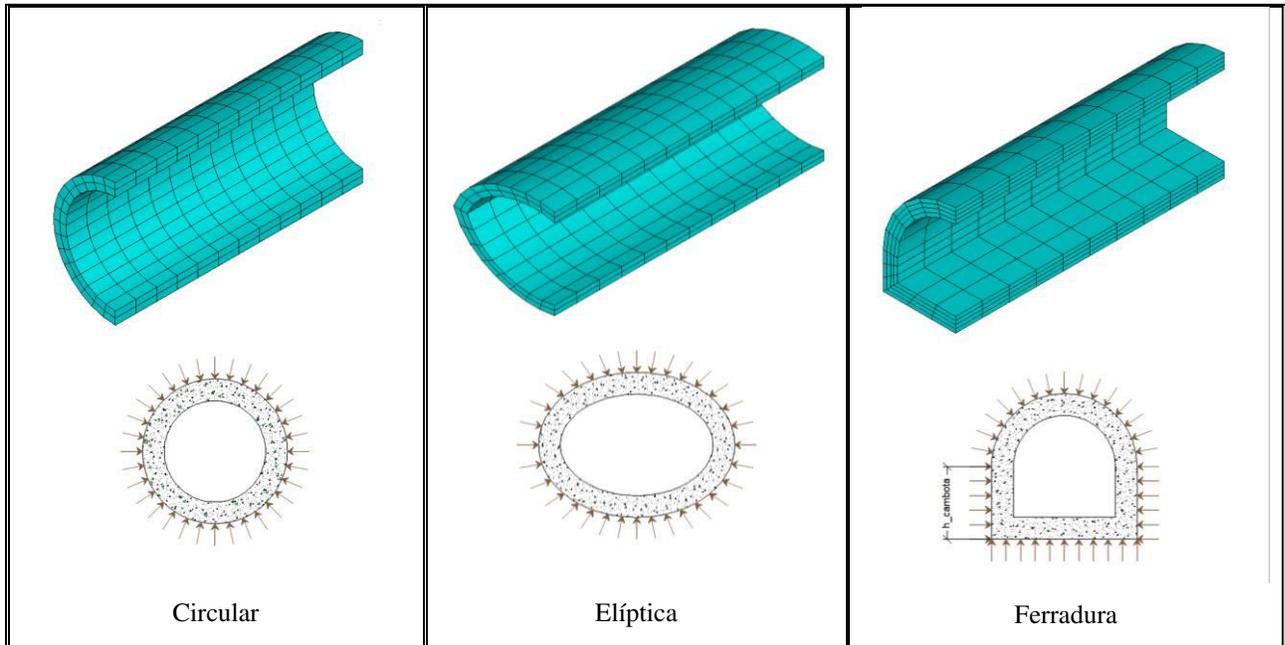


Figura 8.8 Análise de tensões no revestimento para diferentes seções de túneis.

Tabela 8.7 Parâmetros de entrada para análise das tensões no revestimento.

PARÂMETRO	SÍMBOLO	UNIDADE	VALOR		
			Circular	Elíptica	Ferradura
TÚNEL					
Raio Vertical do túnel	R_v	m	1	1	1
Raio Horizontal do túnel	R_h	m	1	1,50	1
Base da ferradura	h_{ferr}	m	-	-	1
MACIÇO					
Pressão geostática	pr	MPa	0,04	0,04	0,04
REVESTIMENTO					
Módulo de Young*	E_r	MPa	32000	32000	32000
Coefficiente de Poisson*	ν_r	adm	0,2	0,2	0,2

*Obtidos a partir de NBR 6118 (pgs. 24 e 25)

Neste item, optou-se por utilizar um módulo de Young do revestimento (Elasticidade) mais próximo do real. Assim seguiu-se o roteiro de cálculo disponível na Norma Brasileira de Concreto: NBR 6118 (ABNT, 2014, pgs. 24 – 25) que trata a respeito de módulo de deformação secante, para um concreto com resistência característica a compressão $f_{ck} = 40 \text{ MPa}$:

$$E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \cdot \sqrt{f_{ck}} \text{ para } f_{ck} \text{ de } 20\text{MPa a } 50\text{MPa} \quad (8.1)$$

$$E_{cs} = \alpha_i \cdot E_{ci} \quad (8.2)$$

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \cdot \frac{f_{ck}}{80} \leq 1,0 \quad (8.3)$$

Onde:

E_{ci} : Módulo de deformação tangente inicial;

E_{cs} : Módulo de deformação secante;

α_E : Parâmetro do agregado, aqui será tomado como 1;

α_i : Parâmetro de correção do módulo dependente do f_{ck} .

$$E_{ci} = 1.5600 \cdot \sqrt{40} = 35417 \text{ MPa} \quad (8.4)$$

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \cdot \frac{40}{80} = 0,9 \quad (8.5)$$

$$E_{cs} = 0,9 \cdot 35417 = 31875 \text{ MPa} \cong 32000 \text{ MPa} \quad (8.6)$$

A resistência a tração será necessária para avaliar o eventual início do processo de fissuração nas zonas tracionadas do revestimento. A NBR 6118 (ABNT, 2014, p. 5) estabelece que o estado-limite de formação de fissuras (ELF-F) ocorre quando a tensão de tração máxima for igual a $f_{ct,f}$ (resistência a tração na flexão). Na falta de ensaios para a obtenção de $f_{ct,f}$ pode ser avaliado o seu valor médio $f_{ct,m}$ ou característico superior e inferior $f_{ctk,inf}$. Assim, seguindo as recomendações na NBR 6118 (ABNT, 2014, p. 23), temos:

$$f_{ct,m} = 0,3 f_{ck}^{2/3} = 3,5 \text{ MPa para } f_{ck} \text{ até } 50 \text{ MPa} \quad (8.7)$$

$$f_{ctk,inf} = 0,7 f_{ct,m} = 2,5 \text{ MPa} \quad (8.8)$$

As análises dos túneis mostrados na Figura 8.8 estão feitas para a espessuras de 10 cm revestimento que corresponde a 10% do raio equivalente dos casos listados. Verifica-se se os níveis de compressão e tração permanecem em uma situação dentro dos limites calculados acima.

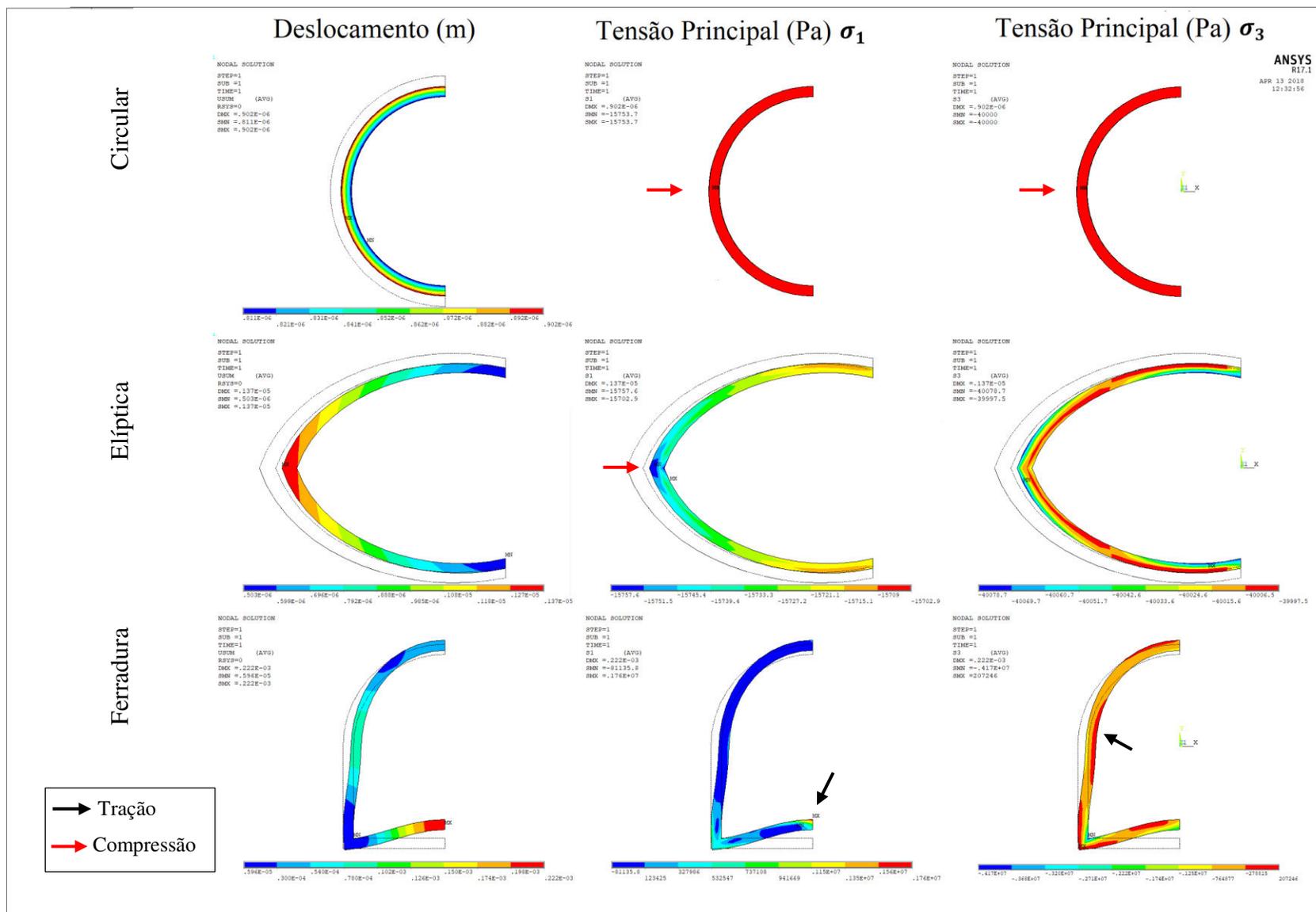


Figura 8.9 Deslocamento radial, tensão principal σ_1 e tensão principal σ_3 das três seções de túneis analisadas.

A análise da Figura 8.9 (com o módulo de Young do concreto igual a 32 GPa e um carregamento conforme mostrado na Figura 8.8) mostra: i) um túnel circular sempre comprimido, consoante com o mostrado nos itens anteriores; ii) um túnel elíptico comprimido e com concentração de compressão junto a extremidade e iii) um túnel ferradura com formação de tração nas paredes lateral e inferior consoante ao mostrado na Figura 7.4. Isso mostra que mesmo em situação profunda (análise da Figura 8.9), túneis em ferradura desenvolverão tração. Outros fatos podem ser retirados:

- a) Túneis circulares raramente sofrerão tração a não ser que estejam muito superficiais e com uma camada de revestimento muito fino. Nesta pesquisa, essas tensões de tração chegaram a no máximo 1,5 vezes a pressão geostática ao qual o túnel estava submetido (entre 0,2 MPa a 1,0 MPa – valores prováveis de acontecer com o peso específico comum de solos) e essas tensões são inferiores àquelas de início de fissuração de concretos usualmente utilizados mostrados nas Equações (8.7) e (8.8);
- b) Túneis elípticos demonstraram estar submetidos apenas a compressão nas análises realizadas. No entanto, acredita-se que ele terá tensões de tração caso o seu raio horizontal se alongue muito ou caso ele se encaixe na situação prevista em (a);
- c) Túneis em ferradura apresentaram de modo geral tração nas paredes lateral e de fundo. Essas tensões mostraram ser maiores que as obtidas no caso (a) e dependendo da situação podem estar próximas da tensão de fissuração do concreto. Neste caso, independente da profundidade, terá essa tensão de tração nos pontos de parede.

9 CURVAS DE ASSENTAMENTO INSTRUMENTADAS

Este tópico corresponde a validação do modelo em elementos finitos utilizado neste trabalho a partir da comparação da solução das curvas de assentamentos obtidas por outros autores. É verdade que o perfil transversal elástico das curvas de assentamento apresentado na Figura 6.10, Figura 6.11 e Figura 6.12 apresenta uma boa aproximação com a solução de Peck (1969, ver Quadro 3.1). Contudo as curvas de assentamento em maciço plástico não possuem solução analítica e, portanto, valida-se melhor com soluções numéricas disponíveis na literatura.

9.1 SEÇÃO CIRCULAR: TÚNEL HEATHROW EXPRESS

Heathrow Express é um túnel do metrô de Londres situado entre o aeroporto internacional de Heathrow e o centro da cidade (estação Paddington) pertencente a linha azul Picadilly. A seção analisada faz parte de um trecho de 8 quilômetros de extensão com diâmetro circular médio entre 8 e 8,5 metros. De acordo com Deane & Bassett (1995), este trecho inclui duas estações construídas no terminal aeroportuário com escavações seguindo o Novo Método Austriaco (NATM). O projeto ainda inclui túneis paralelos para ventilação e câmaras de emergência.



Figura 9.1 Localização do túnel Heathrow Express. (adaptado FLEXCRETE e LONDON REG. TRANSP., 2014)

O túnel utiliza concreto projetado como suporte primário, e concreto armado como suporte secundário, contudo o modelo aproximado utilizado nesse trabalho considera o mesmo não revestido. A instrumentação do mesmo foi colocada dentro e na região ao redor da seção analisada. Diversos extensômetros e declinômetros foram colocados ao longo da escavação. Três

seções transversais foram instrumentadas, os movimentos foram medidos e nivelados precisamente com auxílio de equipamentos de topografia.

Um perfil simplificado da argila londrina é apresentado por Deane & Bassett (1995) e os principais parâmetros adotados para a análise numérica foram obtidos em Loganathan & Poulos (1998) e são mostrados abaixo:

$$E_m = 35 \text{ MPa}; c = 0,16 \text{ MPa}; \varphi = 11,54^\circ; \gamma = 19000 \text{ N/m}^3; H = 19 \text{ m e } R = 4,25 \text{ m}$$

A curva transversal da curva de assentamento é mostrada a seguir na Figura 9.2. O modelo não revestido utilizado apresenta deformações maiores que o obtido *in loco*. A situação *in loco* está revestida, ou seja, espera-se que a solução instrumentada (real com revestimento) seja menor que a numérica (teórica não revestida). O modelo numérico foi aplicado com o critério de plasticidade de Drucker-Prager.

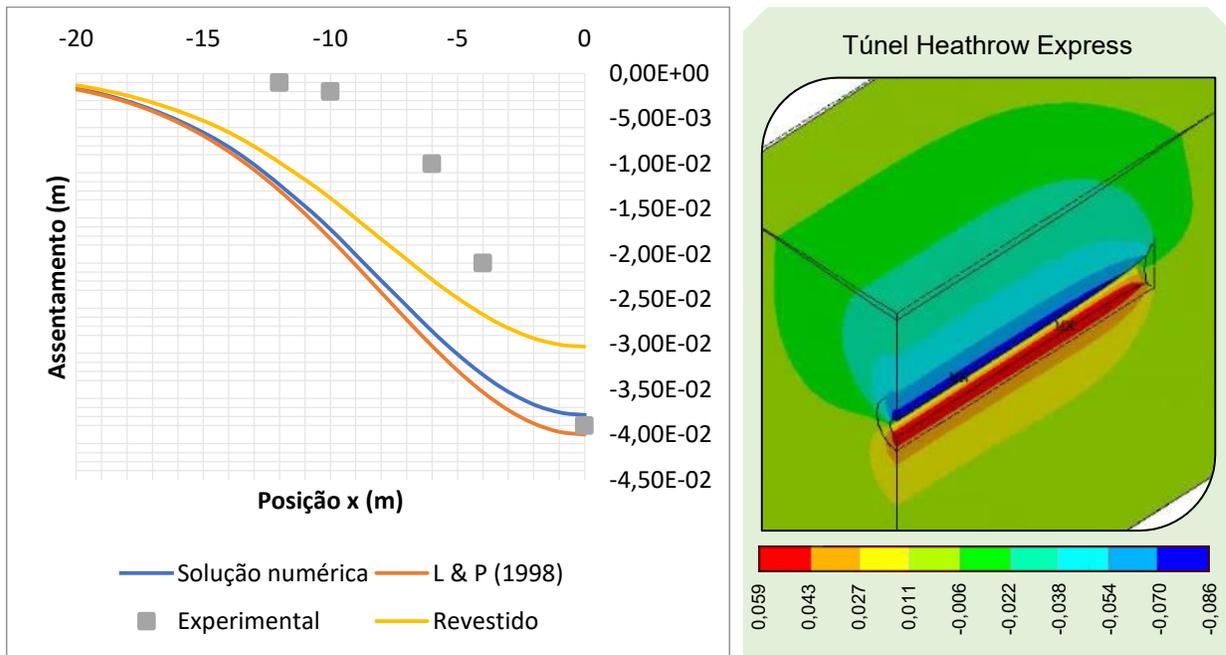


Figura 9.2 Curva de assentamento do túnel Heathrow Express.

Na Figura 9.2, a solução obtida por Loganathan & Poulos (L & P (1998)) utilizou um método semi numérico, pois depende do parâmetro *gap* citado anteriormente e idealizado por Lee et al. (1992). A solução mostrou uma boa convergência entre o modelo numérico e a solução de Loganathan & Poulos para este túnel com relação $H/D = 2,24$ (superficial). A curva em amarelo

mostra a situação revestida para um concreto com espessura de 10% do raio do túnel e com módulo de elasticidade de 32 GPa.

9.2 SEÇÃO CIRCULAR: TÚNEL GREEN PARK

Este caso envolve um túnel de diâmetro 4,14m escavado com tuneladora em zona de argila Londrina dura, fissurada e sobreadensada. Ele localiza-se próximo ao Palácio de Buckingham e é servido por diversas linhas de metrô conforme a Figura 9.3.



Figura 9.3 Localização do túnel Green Park. (adaptado CC BY AS 3.0 e LONDON REG. TRANSP., 2014)

Este túnel encontra-se em uma zona mais profunda que o túnel do aeroporto de Heathrow em um solo bem similar. A relação $H/D = 7$; o que permite tratar este caso como um túnel profundo. Os parâmetros do solo foram obtidos junto a Loganathan & Poulos (1998) e estão demonstrados a seguir.

$$E_m = 40 \text{ MPa}; c = 0,175 \text{ MPa}; \varphi = 11,54^\circ; \gamma = 19000 \text{ N/m}^3; H = 29,4 \text{ m e } R = 2,07 \text{ m}$$

Assim como no caso do Heathrow Express, a solução encontrada aqui foi utilizando o critério de plasticidade de Drucker Prager. Os dois casos são em Londres e possuem características bem semelhantes. Dado o grau de incertezas envolvidas: características do revestimento, sobrecarga superficial, poropressão, coeficiente Poisson e outros; os modelos não se aproximam de forma idêntica aos valores instrumentados. A Figura 9.4 mostra a boa concordância entre as três abordagens.

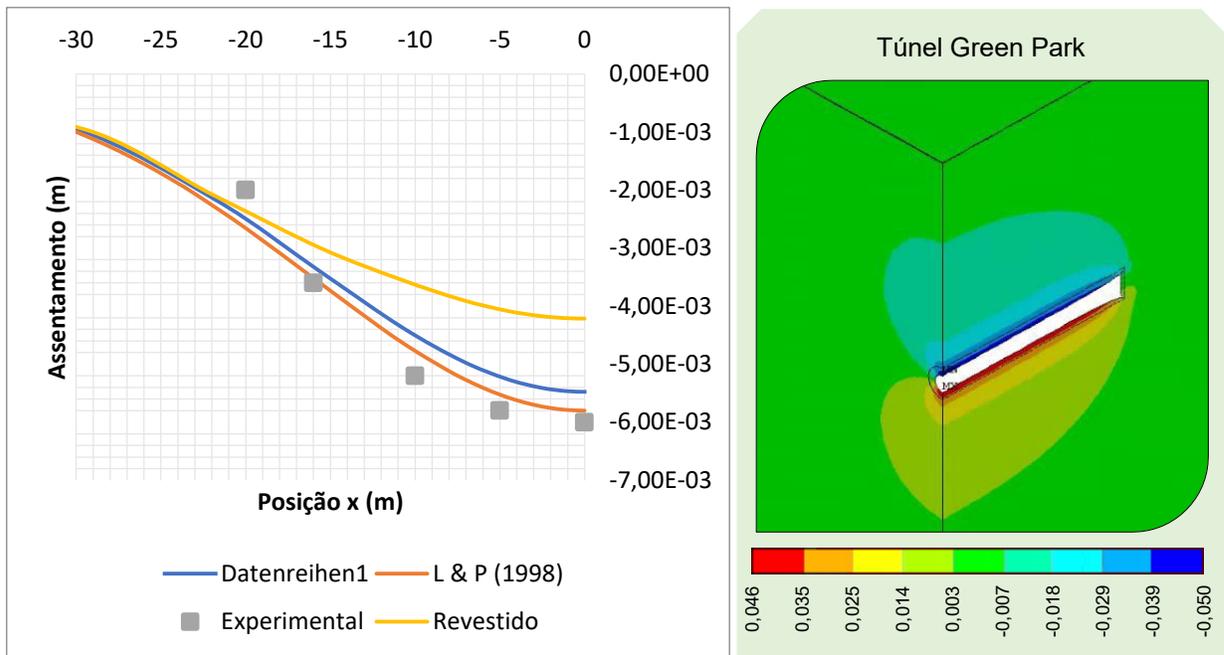


Figura 9.4 Curva de assentamento do túnel Green Park.

9.3 SEÇÃO CIRCULAR: METRÔ DE BARCELONA

Este refere-se a um túnel do sistema metroviário da cidade de Barcelona na Espanha escavado em 1993. A área corresponde a zona geológica conhecida por *Besós* com depósitos de argila vermelha. Os dados foram obtidos por Loganathan & Poulos (1998) e estão descritos a seguir.

$$E_m = 25 \text{ MPa} ; c = 0,075 \text{ MPa} ; \varphi = 0^\circ \text{ (puramente coesivo)};$$

$$\gamma = 18000 \text{ N/m}^3 ; H = 10 \text{ m e } R = 4 \text{ m}$$

Conforme mostrado acima, o solo é puramente coesivo o que possibilita a utilização do critério de plasticidade de Von-Mises. A seção transversal da curva de assentamento do mesmo está apresentada a seguir. Novamente, a Figura 9.5 apresenta boa concordância com a solução de Loganathan & Poulos.

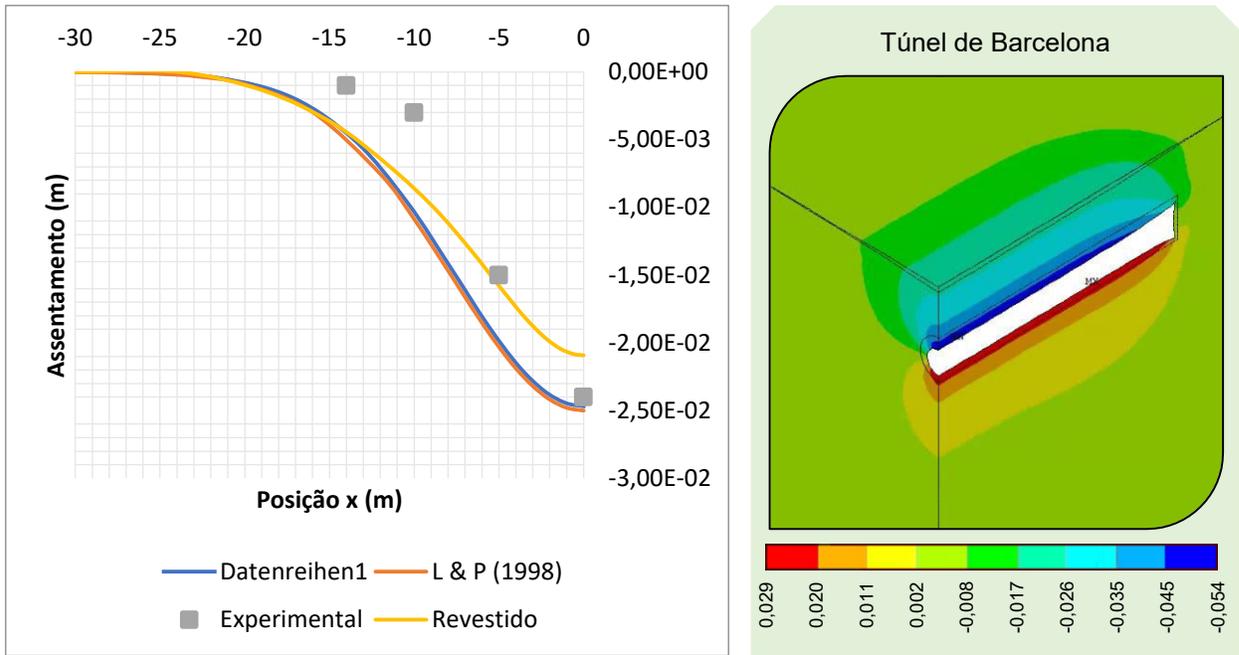


Figura 9.5 Curva de assentamento do túnel em Barcelona.

9.4 SEÇÃO CIRCULAR: METRÔ DE BRASÍLIA

Este exemplo é descrito por Ortigão et al. (1996). O metrô de Brasília no Distrito Federal percorre 6,5km em zona subterrânea próxima a superfície sendo revestido com concreto projetado. A escavação seguiu o Novo Método Austríaco, o mesmo aplicado em outros túneis e utilizado em alguns túneis do metrô de São Paulo. O trecho analisado encontra-se entre as distâncias 650m e 550m do metrô em uma região da Asa Sul Brasileira em um local de solo bem pobre.

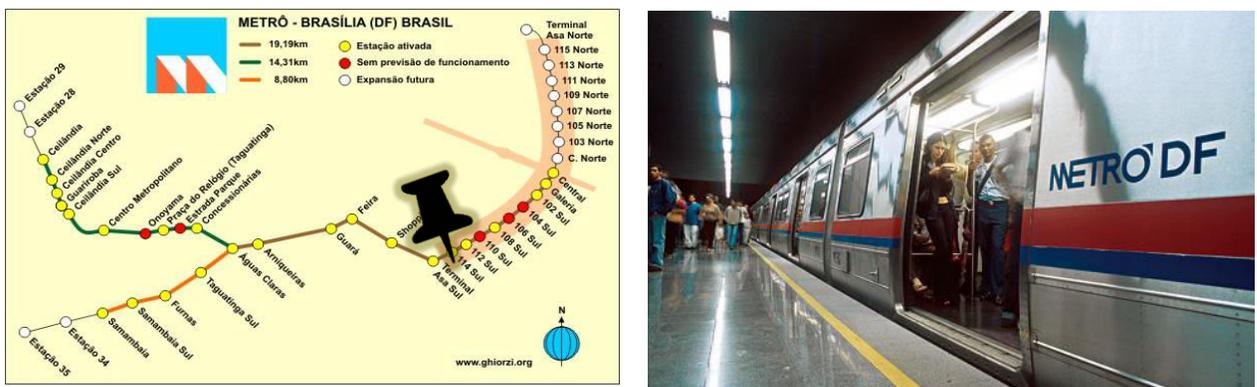


Figura 9.6 Localização do túnel do metrô de Brasília. (adaptado ISTOE e METRO DF., 2013)

A instrumentação do metrô brasiliense foi medida a cada 50 metros de escavação, os demais parâmetros utilizados (ORTIGAO ET AL, 1996) para a análise estão definidos abaixo.

$$E_m = 4 \text{ MPa}; c = 0,040 \text{ MPa}; \varphi = 26^\circ; \gamma = 15000 \text{ N/m}^3; H = 14 \text{ m e } R = 4,80 \text{ m}$$

O Módulo de Young foi estimado a partir das demais características disponibilizadas por Ortigão et al. (1996). A curva de assentamento é ilustrada na Figura 9.7 e apresenta boa concordância com a solução de Ortigão.

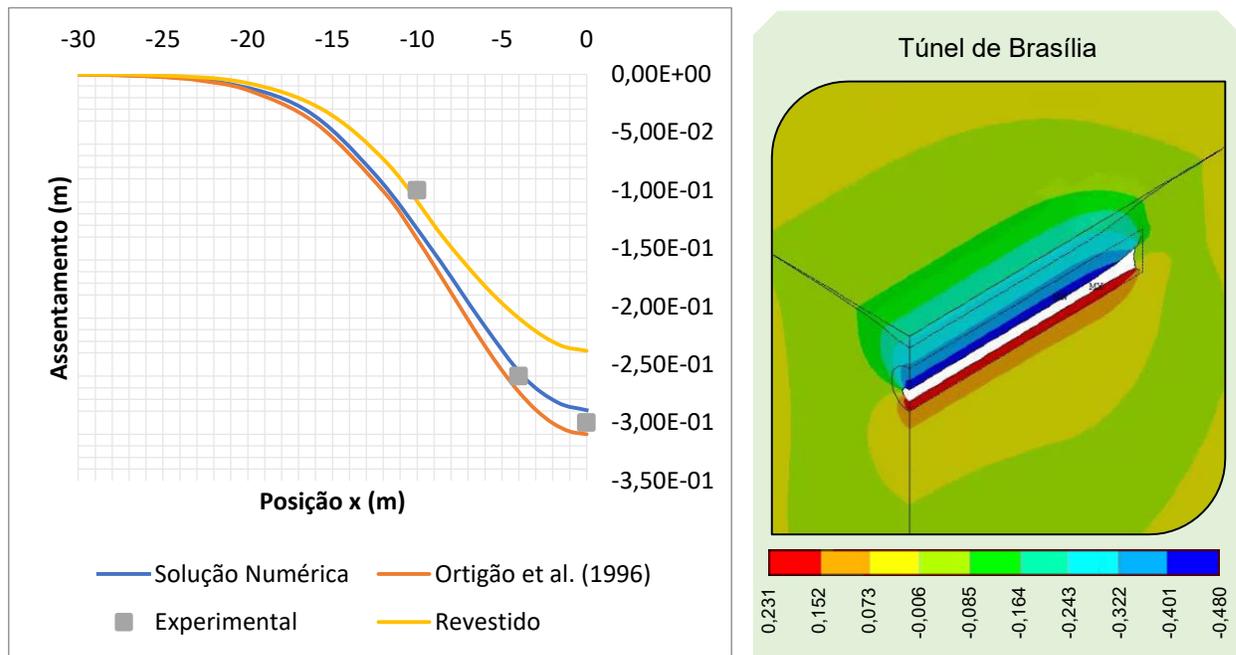


Figura 9.7 Curva de assentamento do túnel do metrô de Brasília.

Este é o exemplo que ocorreu o maior deslocamento máximo (muito próximo dos 30 centímetros), de acordo com Ortigão et al. (1996), este valor elevado não afetou a zona superficial, pois a linha de escavação do metrô é sob uma área de gramíneas, próxima ao Eixo Principal Rodoviário da capital federal. Este valor alto se alinha com as soluções de túneis superficiais, visto que este caso possui uma relação $H/D = 1,46$.

9.5 SEÇÃO ELÍPTICA: METRÔ DE SÃO PAULO

O túnel Paraíso, pertencente à linha 2 – verde do Metrô de São Paulo está localizado em uma das áreas próximas a Avenida Paulista. Este túnel foi executado no fim da década de oitenta seguindo o Novo Método Austríaco de escavação. Ele foi escavado em solos sedimentares argilosos típicos das partes mais altas da Bacia de São Paulo. A seção instrumentada possui alta influência externa e seus valores experimentais podem não ser tão confiáveis, pois a modelagem de Mafra (2011) e a realizada neste trabalho desconsidera influências externas e superficiais. Os parâmetros descritos por Mafra (2011) estão disponíveis na sequência.



Figura 9.8 Seção analisada do túnel Paraíso. (adaptado MAFRA, 2011 e MAUBERTEC, 1996)

Esta análise foi feita considerando o formato elipsóide do túnel. A solução encontrada foi bem próxima da obtida por Mafra (2011) que utilizou em sua dissertação o critério de plasticidade de Mohr-Coulomb. O critério utilizado aqui foi o Drucker-Prager e os parâmetros utilizados (Mafra, 2011) estão descritos na sequência.

$$E_m = 15 \text{ MPa}; c_{MC} = 0,0398 \text{ MPa}, c_{DP} = 0,02922 \text{ MPa}; \varphi = 27,2^\circ; \gamma = 15000 \text{ N/m}^3;$$

$$H = 12 \text{ m}; R_v = 4,205 \text{ m e } R_h = 5,75 \text{ m}$$

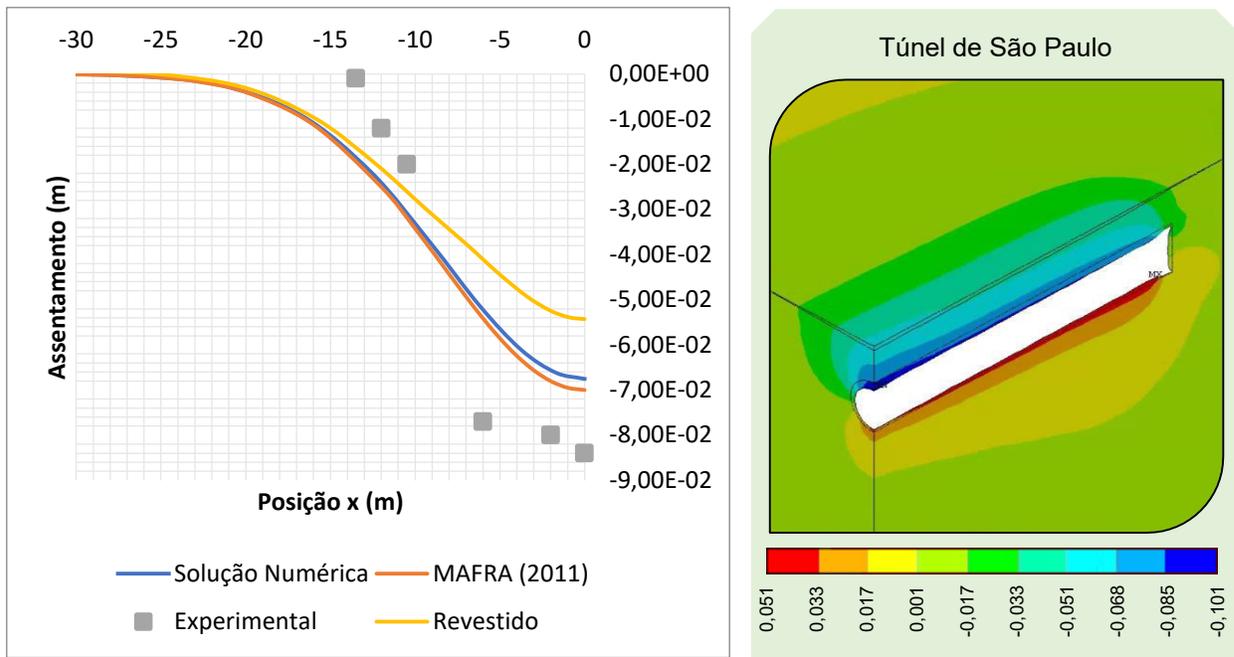


Figura 9.9 Curva de assentamento do túnel Paraíso.

Segundo Mafra, o túnel de São Paulo demonstrou valores diversos dos obtidos por instrumentação o que mostra que os dados da instrumentação podem estar sendo influenciados por fatores externos (fundações de outras construções).

9.6 COMPARAÇÃO DE RESULTADOS

A Tabela 9.1 mostra um resumo das análises realizadas neste tópico e mostra a boa convergência do modelo numérico aqui desenvolvido. A convergência de equilíbrio também mostra valores aceitáveis para os túneis analisados.

Tabela 9.1 Resumo dos túneis analisados.

CASO	RELAÇÃO H/D	DESLOCAMENTO u_{max} (metros)			VAR (%) (sol. Numérica/ literatura)
		LITERATURA	SOLUÇÃO NUMÉRICA	EXP.	
Heathrow Express	2,24	-0,040	-0,038	-0,039	5,00%
Green Park	7,10	-0,0058	-0,0055	-0,0060	5,17%
Barcelona	1,25	-0,025	-0,0247	-0,024	1,20%
Brasília	1,46	-0,310	-0,289	-0,300	6,77%

CASO	RELAÇÃO H/D	DESLOCAMENTO u_{max} (metros)			VAR (%) (sol. Numérica/ literatura)
		LITERATURA	SOLUÇÃO NUMÉRICA	EXP.	
São Paulo	1,22	-0,070	-0,068	-0,084	2,86%

Os túneis foram modelados em plasticidade, o comportamento diferido é difícil de ser validado, pois a instrumentação deve ser realizada por muitos anos após a construção do túnel e, isso, muitas vezes leva a valores imprecisos. Contudo é interessante notar que a situação em plasticidade é a situação de deformação máxima que o maciço viscoplástico terá, assim no tempo máximo, a solução viscoplástica se aproxima da plástica que já está realizada neste item.

O túnel Green Park foi o que apresentou o menor deslocamento máximo, isso mostra que túneis profundos começam a pouco influir no deslocamento superficial, o que era esperado. O solo de Brasília, por sua vez, foi o que demonstrou maior deslocamento e convergência, mostrando que se enquadra com os resultados disponíveis na literatura daquela região.

As incertezas não consideradas: características reais do revestimento, efeito da poropressão, sobrecargas superficiais e variação dos parâmetros do solo (coesão, Young, Poisson) afetam os resultados. Assim, modelos simplificados como os adotados neste trabalho visam reduzir o tempo e realizar uma pré-avaliação dos recalques no túnel.

10 CONCLUSÃO

O elemento norteador deste trabalho foi elaborar um *script* utilizando o *software* Ansys capaz de simular túneis superficiais a partir da análise das curvas de assentamento. As análises dos túneis a partir do uso do *software* comercial Ansys mostraram um comportamento de que com o aumento da profundidade dos túneis, o assentamento máximo diminui. Por outro lado, a curva de assentamento se torna mais ampla. Mostrou-se que o assentamento máximo de um túnel com razão de cobertura igual $H/D = 1$ é em média duas vezes maior que este valor quando a razão está em $H/D = 5$.

Quanto a convergência de equilíbrio, túneis com razão de cobertura > 5 já apresentavam solução próxima à obtida pelo GEOMECH 91 para túneis profundos. Essa razão também mostrou-se consistente quanto ao perfil de tensões no revestimento que ao aproximar-se de $H/D > 5$ se comportava de maneira radial. No entanto, o que definiu a razão de cobertura em $H/D > 10$ como o limite entre o túnel profundo e superficial foi o perfil de assentamento que demonstra um assentamento máximo de 0,05% do raio externo o que configura pouca influência superficial.

Uma análise com $H/D = 20$ foi realizada e o assentamento máximo ficou em 0,02% do raio externo, então observa-se que para $H/D = 10$ e 20, os assentamentos são quase desprezíveis.

A razão de cobertura limite entre um túnel superficial e um túnel profundo foi objeto de estudo de diversas análises, buscando avaliar qual seria a razão que define o ponto em que pode separar um túnel superficial do profundo. Percebeu-se que túneis em maciços elásticos tendem a se comportar como túneis profundos antes de maciços plásticos, visto que o raio plástico tarda em não atingir a superfície. No entanto, percebe-se por diversas análises que quando a profundidade está em $H/D > 10$, os resultados para quaisquer situação já são bem semelhantes, comparáveis com soluções analíticas disponíveis.

Soluções analíticas propostas por Park (2004) e Kirsch (1898) para maciços elásticos não revestidos mostraram-se eficientes e de resultados semelhantes aos obtidos pelo modelo numérico utilizado neste trabalho. Soluções empíricas quanto a posição do ponto de inflexão da curva de assentamento podem ser utilizadas para previsão de túneis em maciços elásticos com certa cautela. Por outro lado, a proposição de Peck (1969) de aproximação do corte transversal da

curva de assentamento a uma equação exponencial se mostra bem coerente com os resultados numéricos e experimentais.

Dentre os critérios de plasticidade, o trabalho introduz o Critério de Plasticidade de Drucker-Prager. Os resultados mostraram que túneis com este critério de plasticidade tendem a desenvolver deformações menores se comparados ao critério de Von Mises.

Quanto aos deslocamentos da seção do túnel circular, constata-se que túneis extremamente superficiais ($H/D = 1$) possuem fechamento ovoidal conforme previsto por Pinto & Whittle (2014); enquanto isso, os túneis profundos possuem o fechamento radial nitidamente compressivo. Esta ovalização traz a preocupação quanto ao comportamento das tensões no revestimento que podem sofrer uma certa descompressão e iniciar um processo de fissuração no revestimento.

Os túneis com fina camada de revestimento mostraram que existe uma zona de variação de tensões a $22,5^\circ$ e $157,5^\circ$. Nessas regiões existe uma descompressão (0,4 – 0,5 MPa) que não chegou a ser próxima da situação de fissuração de um concreto usual (2,5 MPa) considerando valores de tensões geostáticas e Módulo de Young coerentes com dados de solos reais. Por outro lado, túneis ferradura com paredes retilíneas mostraram um comportamento com tração mais acentuada inclusive para situação em que esteja profundo.

Um túnel com seção elipsoide foi testado, e verificou-se que as soluções analíticas (utilizando um valor de raio equivalente) diferem razoavelmente (em torno de 10%) da solução numérica. Mostrando que uma análise prévia do comportamento em elasticidade para túneis superficiais de seção elíptica através de soluções analíticas é contra a segurança. Essa solução é contra a segurança, pois a solução analítica prevê uma convergência (e conseqüente deslocamento radial) bastante inferior a observada numericamente.

O modelo utilizado no trabalho para obtenção das curvas de assentamento foi comparado com soluções de outros autores. Este autores mostram cinco casos reais instrumentados de túneis metroviários: dois em Londres (*Heathrow Express* e *Green Park*), e outros em Barcelona, Brasília e São Paulo. O modelo mostrou curvas de assentamento consistentes com as obtidas pelos demais autores, no entanto, o modelo apresentou, em alguns casos, soluções divergentes

daquelas obtidas de forma instrumentada (experimental). Este fato mostra que existe intensa perturbação dos dados instrumentados que podem ser influenciados por: construções na superfícies, variabilidade do nível da água, das características do solo e existência de revestimento (visto que o modelo utilizado neste trabalho e pelos autores considera os túneis não revestidos).

Em suma, após percorrer todos os objetivos: principal e secundários propostos inicialmente, podem-se concluir três pontos:

- a) Modelos numéricos de túneis profundos podem ser utilizados em maciços elásticos, plásticos e viscoplásticos quando a razão de cobertura (H/D) é maior que 10;
- b) As curvas de assentamento possuem maior assentamento máximo e menor largura em túneis superficiais;
- c) Zonas de descompressão poderão surgir em túneis superficiais circulares próximas as extremidades horizontais. No entanto, quanto mais a seção se afasta da circular perfeita, poderão surgir zonas de tração nas paredes retilíneas mesmo nos casos profundos; como é o caso da seção ferradura.

10.1 SUGESTÕES

Como sugestões para trabalhos futuros na linha da Engenharia de Túneis e como sequência desta dissertação, podem-se citar:

- a) Utilizar a superfície: *Extended Drucker-Prager Cap Model* disponível no Ansys por atender as seguintes premissas: apresentar um aumento da resistência ao cisalhamento dependente da componente hidrostática; possibilitar que a resistência nos meridianos de compressão, cisalhamento e tração sejam diferentes para uma dada componente hidrostática; possibilitar que os meridianos do critério sejam não lineares e ainda permitir um “*cut-off*” na tração e compressão semelhante ao utilizado por Jamal (2013);
- b) Realizar um estudo sobre o comportamento diferido do revestimento do túnel a partir da solução viscoelástica de fluência e retração do concreto utilizado por Quevedo (2017) para túneis circulares, elípticos e ferradura superficiais e profundas;

- c) Utilizar e testar o recurso de paralelização contido no Ansys em busca de eficiência para os modelos 3D;
- d) Realizar estudos quanto a resistência a variação da umidade, temperatura e tipo de cimento utilizado no concreto;
- e) Analisar maciços de solo que estejam em camadas, com sobrecargas superficiais e com material rochosos que possa exigir superfície de plasticidade de Hoek Brown;
- f) Propor ábacos ou soluções empíricas adimensionalizadas que estimem o formato e intensidade das curvas de assentamento para situações dentro dos níveis de tensão reais a fim de reduzir o tempo computacional em pré-projetos de túneis.

REFERÊNCIAS

- ANSYS, Inc. **ANSYS Mechanical APDL Element Reference**, Release 12.0, 2009.
- ANSYS, Inc. **ANSYS Mechanical APDL Theory Reference**, Release 15.0, 2013.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118 - Projeto de Estruturas de Concreto** – Procedimento, 2014, 238 f. Rio de Janeiro, Brasil.
- BAKKER, K. J. Structural design of linings for bored tunnels in soft ground, **Heron Journal**, v. 48, 33-63, 2003.
- BENAMAR, I. **Etude des effets différés dans les tunnels profonds**. 1996, 231 f. Tese (Doutorado em Geotecnia) – École Nationale des Ponts et Chaussées, 1996.
- BERNAUD, D. **Tunnels profonds dans les milieux viscoplastique**: approches expérimentale et numérique, 1991, 387 f. Tese (Doutorado) - École Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 1991.
- BERNAUD, D.; ROUSSET, G. La «nouvelle méthode implicite» pour l'étude du dimensionnement des tunnels, **Revue Française de Géotechnique**, p. 5-26, jul, 1992.
- BERNAUD, D. **Tópicos de problemas de Interação Solo-Estrutura**, 5 de set. – 30 de nov. 2016, Notas de Aula.
- BOBERMIN, M. P. **Análise Paramétrica do Comportamento de Túneis Profundos Escavados em Rocha e Reforçados com Tirantes Passivos**. UFRGS, 2014, 82 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2014.
- BOBET, A. Analytical solutions for shallow tunnels in saturated ground, **Journal of Engineering Mechanics**, v. 127 issue 12, 2001.
- CAPUTO, H. P. **Mecânica dos Solos e Suas Aplicações**: Complementos de Geotécnica, Fundações e Infra-Estrutura. Vol. 4, Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 1977.
- COSTA, A. **Uma aplicação de métodos computacionais e princípios de mecânica das rochas no projeto e análise de escavações subterrâneas destinadas à mineração subterrânea**. UFRJ, 1984. Tese (Doutorando em Engenharia). Coppe/UFRJ.
- COUTO, E. C. **Um modelo tridimensional para túneis escavados em rocha reforçada por tirantes passivos**. UFRGS, 2011, 141 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2011.
- DEANE, A. P.; BASSET, R. H. The Heathrow Express trial tunnel, **Proceedings Instructions Civil Engineering, Geotechnical Engineering**, p. 144-156, jul, 1995.

DEPARTAMENTO DE ESTRADAS E RODAGEM, Secretaria dos transportes de São Paulo, **Instrução de Projeto para elaboração de túneis subterrâneos (NATM)**, São Paulo, 2005, 52 p.

DORMIEUX, L.; BUHAN, P.; LECA, E. Estimation par une méthode variationnelle em élasticité des déformations lors du creusement d'un tunnel: application au calcul du tassement de surface, **Revue Française de Géotechnique** (1992), Número 59, p. 15-32, 1992.

DUTRA, L. G. F. **Túneis revestidos por concreto projetado**: análise da interação Maciço-Revestimento, UFRGS, 2011, 58 f. Trabalho de Conclusão de Curso – Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2011.

EBERHARDT, E. The Hoek-Brown Failure Criterion, **Rock Mech Rock Engineering** (2012), Springer Verlag, s00603-012-0276-4, p. 981-988, 2012.

EISENSTEIN, Z.; HEINZ, H.; NEGRO, A. On three-dimensional ground response to tunneling. In: LO, K. Y. (Org.). **Tunneling in soil and rock**. New York: American Society of Civil Engineers, p. 107-127, 1984.

FATTAH, M.; SHLASH, K. T.; SALIM, N. M. Prediction of settlement through induced by tunneling in cohesive ground. **Acta Geotecnica** (2013), vol. 8, DOI 10.1007/s11440-012-0169-4, p. 167-179. 2013.

FRANÇA, P. T. **Estudo do comportamento de túneis**: análise numérica tridimensional com modelos elasto-plásticos. USP, 2006, 185 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Geotécnica) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2006.

FUTAI, M. M.; CECÍLIO, M. O. Jr.; ABRAMENTO, M. Resistência ao Cisalhamento e Deformabilidade de Solos Residuais da Região Metropolitana de São Paulo, **Twin Cities – Solos das Regiões Metropolitanas de São Paulo e Curitiba**, Cap. 7, 155-188, ABMS, 2012.

HEINIO, M. **Rock excavation handbook**. Sandvik Tamrock Corporation, 1999.

HERNANDÉZ, Y. Z. **Comportamento da frente de escavação de túneis rasos**, UnB, 2016, 98 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 2016.

I.T.A. WORKING GROUP ON GENERAL APPROACHES TO THE DESIGN OF TUNNELS, **Guidelines for the design of tunnels**, 1988.

JAMAL, F. G. **Análise numérica tridimensional de túneis considerando não linearidade do suporte de concreto projetado reforçado com aço**, USP, 2013, 228 f. Tese (Doutorado em Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2013.

JORGE, R. M. N. **Viscoplasticidade**, Porto: Faculdade de Engenharia, Departamento de Engenharia Mecânica e Gestão industrial, Universidade do Porto, 2005, Disponível em: <<https://web.fe.up.pt/~ldinis/viscoplasticidade.pdf>>, Acesso em: 27 mar 2017.

JIANG, H.; XIE, Y. A note on the Mohr-Coulomb and Drucker-Prager strength criteria, **Mechanics Research Communication**, v. 38, 309-314, 2011.

LEE, K. M.; ROWE, K.; LO, K. Y. Subsidence owing to tunneling. I. Estimating the gap parameters, **Canadian Geotechnical Journal**, v. 29, p. 929-940, 1992.

LOGANATHAN, N.; POULOS, H.G. Analytical Prediction for Tunneling-Induced Ground Movements in Clays, **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 120, p. 846-856, 1998.

LOSACCO, N. **Development and testing of a simplified building model for the study of soil-structure interaction due to tunneling in soft ground**, 2011, 245 f. Tese (Doutorado) – Università di Roma, Roma, 2011.

MAFRA, G. M. **Análise por elementos finitos de maciços escavados por túneis**. São Paulo: USP, 2011, 102 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Geotécnica) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, 2011.

MEGAW, T. M.; BARTLETT, J. V. **Tunnels: Planning, Design, Construction**. Vol. 1. Horwood, 1983. 321 p.

NATIONAL HIGHWAY INSTITUTE, U.S. Department of Transportation – Federal Highway Administration, **Technical Manual for Design and Construction of Road Tunnels: Civil Elements**, Washington, 2009, 702 p.

ORTIGAO, J. A. R.; KOCHEN, R.; ASSIS, A. P. Tunneling in Brasília porous clay, **Canadian Geotechnical Journal**, v. 33, p. 565-573, 1996.

PANET, M. **Le calcul des Tunnels par la méthode Convergence-Confinement**, Presses de l'école nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 1995.

PARK, K. H. Elastic Solution for Tunneling-Induced Ground Movements in Clays, **International Journal of Geomechanics**, v. 4, p. 310-318, 2004.

PECK, R. B. Deep excavations and tunneling in soft ground. **Proc. 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering**, p. 225-290, 1969.

PINTO, F.; WHITTLE, A. J. Ground Movements due to Shallow Tunnels in Soft Ground. I: Analytical Solutions, **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 140, issue 140, 2014.

QUEVEDO, F. P. da M. **Comportamento a longo prazo de Túneis revestidos com Concreto: Modelo em Elementos Finitos**, Porto Alegre: UFRGS, 2017, 204 f. Dissertação (Mestrado em Estruturas) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2017.

ROCHA, H, C, Panorama do Mercado Brasileiro de Túneis: Passado, Presente e Futuro, In: 54º CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO CBC2012, 2012, Maceió, **Anais** Maceió, ISSN 2175-8182,

SCABBIA, A. L. G. **Túneis Rodoviários: Proposta de Avaliação de Conformidade para Liberação ao Uso e Operação Comercial**, São Carlos: USP, 2007, 197 f. Tese (Doutorado em Engenharia Mecânica) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Mecânica, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2007.

VERRUJIT, A; BOOKER, J. R. Surface settlements due to deformation of a tunnel in an elastic half plane, **Géotechnique**, v. 46 no. 4, 753-756, 1996.

VILLALBA FIORE, P. M. C. **Um modelo tridimensional de Elementos Finitos para túneis com revestimento em Concreto Projetado e Pré-Moldado**. Porto Alegre: UFRGS, 2015, 118 f. Dissertação (Mestrado em Estruturas) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2015.

ZHAO, C.; LAVASAN, A. A.; BARCIAGA, T.; KAMPER, C.; MARK, P.; SCHANZ, T. Prediction of tunnel lining force and deformations using analytical and numerical solutions, **Tunneling and Underground Space Technology**, v. 64, 164-176, 2017.

ZIENKIEWICZ, O.C.; CORMEAU, I. C. Visco-Plasticity and creep in elastic solids – a unified numerical solution approach, **International Journal for Numerical Methods in Engineering**, v. 8, 821-845, 1974.

APÊNDICE A – Script para análise tridimensional de túnel

```

!-----CÓDIGO PARA ANSYS-----!
!--
!--Este programa desenha um túnel 3D de formato circular
!--Teste para verificar assentamento em elasticidade
!--
!--Autor: Wallace Cavalcante Ferrão
!--Unidades: N, m, seg ou dia
!--
!-----!

!--1. Inicializando o Ansys-----!
FINISH !finaliza processos anteriores;
/CLEAR, NOSTART !limpa o modelo.
diretorio = 'C:\Wallace\VPMNR'
arqconv = 'assentamento'

!--Fim do Item 1-----!

!-----2. Dados Geométricos de Entrada-----!
rv = 1 ! [m] raio externo vertical;
rh = 1 ! [m] raio externo horizontal;
e = 0.05 ! [m] espessura do revestimento;
h1 = 3 ! [m] altura da Argila Porosa 1 (AP1);
h2 = 3 ! [m] altura da Argila Porosa 2 (AP2);
h3 = 20*rv ! [m] altura da Argila Variegada (AV);
l3 = 20*rh ! [m] dimensão transversal do solo;
p = 1/3 ! [adm] passo - parcela do raio equivalente (req);
d0 = 2 ! [adm] número de passos correspondente ao comp. não
revestido;
nl1 = 17 ! [adm] número de raios equivalentes que ainda não foram
escavados além da última face;
npassos = 39 ! [un] número de passos já escavados;
escini = 3 ! [un] número de passos escavados inicialmente;
vel = 1.00 ! [m/dia] velocidade de escavação.
temp = 20 ! [°C] temperatura;
ri = rv-e ! [m] raio interno;
re = rv ! [m] raio externo.

!--2.1 Cálculos Iniciais -----!
rpi = 3.14 ! valor de pi;
req = (rv*rh)**0.5 ! [m] raio equivalente para círculo e elipse;
p = p*req ! [m] passo;
d0 = d0*p ! [m] comprimento não revestido;
l1 = nl1*req ! [m] comprimento não escavado além da última face
escavada;
l2 = npassos*p ! [m] comprimento já escavado;
lt = l1+l2 ! [m] comprimento total do túnel escavado e a escavar;
nesc = npassos-escini+1 ! [un] número de escavações pós iniciais;
t = p/(vel) ! [dias] tempo para fazer um passo de escavação.
!--Fim do Item 2-----!

```

```

!-----3. Propriedades do maciço e revestimento-----!
modsolo = 3          ! Tipo de material (1-Elástico, 2-Plástico e 3-
Viscoplástico);
Es1 = 1000E+6        ! [N/m²] módulo de elasticidade da AP1 (1,2,3);
nus1 = 0.498         ! [adm] coeficiente de Poisson da AP1 (1,2,3);
c1 = 0.5E+6         ! [N/m²] coesão da AP1 (2,3);
Atr1 = 0             ! [graus] ângulo de atrito da AP1 (2,3);
Tgsolo = 0           ! [N/m²] módulo tangente modelo bilinear.
modrev = 0           ! Tipo de revestimento (0-não revestido, 1-elástico);
Er = 3000E+6        ! [N/m²] Módulo de Young do revestimento (1);
nur = 0.3           ! [adm] coeficiente Poisson do revestimento (1).

!--3.1 Cálculos Preliminares -----!
Atr1 = Atr1*rpi/180  ! Ângulo de Atrito em radianos;
K = (1+sin(Atr1))/(1-sin(Atr1)) ! Coeficiente de empuxo ao repouso;
Alpha = 3*(K-1)/(K+2)
Tesc = 6*c1*sqrt(K)/(K+2)
!--Fim do Item 3-----!

!-----4. Dados adicionais-----!
pesoespec1 = 20000   ! [N/m³] peso específico natural da AP 1;
pesoespec4 = 25E+3   ! [N/m³] peso específico do concreto;
tintervalo = 20      ! [dias] número de dias por intervalo no final da
construção;
nintervalo = 1       ! [un] número de intervalos de dias no final da
construção;
dt = 20              ! [dias] incremento de tempo durante o cálculo;
dtmax = dt           ! [dias] incremento de tempo máximo durante o cálculo;
revestirultimod0 = 1 ! 0 - não reveste último d0+p, 1 - reveste último d0+p;
revesteface = 1      ! 0 - não reveste a face, 1 - reveste a face;
soleq = 0            ! 1 - calcula o equilíbrio do maciço.
Est_Ini = 0          ! 0 - calcula com tensões constantes no maciço; 1 -
cálculo com tensões linearmente variáveis no maciço;
g = 9.81             ! [m/seg²] aceleracao da gravidade.

m = 1
eta = (1E7/(60*60*24))*1E6 ! [Pa*dia^-1]
F0 = 1
gamma = Tesc/(eta*F0)

!--4.1 Saída de Dados -----!
iso = 0              ! 0 - contorno padrão, 1 - isosuperficie
flag1 = 1            ! 1 - saída jpg do gráfico de convergência em arquivo
flag2 = 1            ! 1 - saída txt de do arquivo de resultados do gráfico
de convergência
flag3 = 1            ! 1 - saída do gráfico de convergência na tela do Ansys
!--Fim do Item 4-----!

```

```

!-----5. Dados para as Malhas-----!
m1 = 4           ! [adm] quantidade de elementos na secao, ver autocad.
m2 = 2*m1
tm2 = (h1+h2)/50 ! [adm] taxa de crescimento de m2.
m3 = 3
m4 = 2
m5 = h1+2
tm5 = (h1+h2)/10
m6 = m5*2
tm6 = tm2*m5/m2
m7 = 2*m1
m8 = p
m9 = n11*1.5     ! [adm] quantidade de elementos na direção não
escavada;
tm9 = 0.1        ! [adm] taxa de crescimento de m9.
m10 = 4
tm10 = (h1+h2)*3/100
!--Fim do Item 5-----!

/FILNAME,file,0

!-----6. Pré-Processamento-----!
/PREP7           !inicia o módulo de pré-processamento;
*IF,modsolo,EQ,1,THEN
  Esolo='Elasticidade'
*ELSEIF,modsolo,EQ,2,THEN

*IF,K,EQ,1,THEN
  Esolo='Plasticidade Von Mises'
*ELSE
  Esolo='Plasticidade Drucker Prager'
*ENDIF

*ELSEIF,modsolo,EQ,3,THEN
  Esolo='Viscoplasticidade'
*ENDIF

/TITLE, Modelo do Macico em %Esolo%

!--6.1 Configurando o elemento finito -----!
ET,1,SOLID185
KEYOPT,1,2,0     ! 0 - reduced integration, 1 - full integration;
KEYOPT,1,3,0     ! 0 - structural solid, 1 - layered solid;
KEYOPT,1,6,0     ! 0 - pure displacemnt, 1 - mixed u/p.

!--6.2 Materiais do maciço e revestimento -----!
*IF,modsolo,EQ,1,THEN ! propriedades elásticas-linear para material
isotrópico;
  MPTEMP,1,0      ! define uma tabela de temperatura;
  MPDATA,EX,1,,Es1 ! Módulo de Young do solo;
  MPDATA,PRXY,1,,nus1 ! coeficiente de poisson do solo.
  MPDATA,DENS,1,,pesoespec1/g
*ENDIF

```

```

*IF,modsolo,EQ,2,THEN      ! propriedades elásticas-linear para material
isotrópico;
  MPTEMP,1,0              ! define uma tabela de temperatura;
  MPDATA,EX,1,,Es1       ! Módulo de Young do solo;
  MPDATA,PRXY,1,,nus1    ! coeficiente de poisson do solo.
  MPDATA,DENS,1,,pesoespec1/g

*IF,K,EQ,1,THEN          ! Von-Mises
  TB,BISO,1,1,2,
  TBTEMP,0
  TBDATA,,Tesc,Tgsolo,,,,
*ELSE                    !Drucker Prager
  TB,EDP,1,1,2,LYFUN
  TBDATA,1,Alpha,Tesc
  TB,EDP,1,1,2,LF POT
  TBDATA,1,Alpha
*ENDIF

*ENDIF

*IF,modsolo,EQ,3,then
  MPTEMP,1,0              ! define uma tabela de temperatura;
  MPDATA,EX,1,,Es1       ! Módulo de Young do solo;
  MPDATA,PRXY,1,,nus1    ! coeficiente de poisson do solo.
  MPDATA,DENS,1,,pesoespec1/g

  TB,BISO,1,1,2,
  TBTEMP,0
  TBDATA,,Tesc,0,,,,
  TB,RATE,1,1,2,1
  TBTEMP,0
  TBDATA,,m,gamma,,,,
*ENDIF

*IF,modrev,EQ,1,THEN     ! atribui propriedades elásticas-linear para
material isotrópico
*DO,i,2,nesc,1
  MPTEMP,1,0
  MPDATA,EX,i,,Er        ! Módulo de Young do revestimento
  MPDATA,PRXY,i,,nur     ! coeficiente de poisson do revestimento
  MPDATA,DENS,i,,pesoespec4/g
*ENDDO
*ENDIF

!--6.2 Modelando o sólido      -----!
/VIEW,1,1,1,1           ! Definindo a vista ;
/ANG,1
/PREP7                  ! Pré-Processamento.

kmax=0
zmax=0
line=l1

```

```

ext = h2-rv
l4 = rh+ext
ht = h1+h2+h3

*DO,i,1,2
K,kmax+1,0,0,zmax
K,kmax+2,-rh+e,0,zmax
K,kmax+3,-rh,0,zmax
K,kmax+4,-l4,0,zmax
K,kmax+5,-l3,0,zmax
K,kmax+6,0,rv-e,zmax
K,kmax+7,0,rv,zmax
K,kmax+8,0,h2,zmax
K,kmax+9,-l4,h2,zmax
K,kmax+10,-l3,h2,zmax
K,kmax+11,0,h1+h2,zmax
K,kmax+12,-l4,h1+h2,zmax
K,kmax+13,-l3,h1+h2,zmax

ori = kmax+1

K,kmax+14,0,-rv+e,zmax
K,kmax+15,0,-rv,zmax
K,kmax+16,0,-h2,zmax
K,kmax+17,-l4,-h2,zmax
K,kmax+18,-l3,-h2,zmax
K,kmax+19,0,-h3,zmax
K,kmax+20,-l4,-h3,zmax
K,kmax+21,-l3,-h3,zmax

L,kmax+1,kmax+2           !Linha (1)
L,kmax+2,kmax+3
L,kmax+3,kmax+4
L,kmax+4,kmax+5
L,kmax+8,kmax+9           !Linha (5)
L,kmax+9,kmax+10         !Linha (6)
L,kmax+11,kmax+12
L,kmax+12,kmax+13
L,kmax+16,kmax+17
L,kmax+17,kmax+18         !Linha (10)
L,kmax+19,kmax+20
L,kmax+20,kmax+21

L,kmax+1,kmax+6           !Linha (13)
L,kmax+6,kmax+7
L,kmax+7,kmax+8
L,kmax+8,kmax+11         !Linha (16)
L,kmax+4,kmax+9
L,kmax+9,kmax+12
L,kmax+5,kmax+10         !Linha (19)
L,kmax+10,kmax+13
L,kmax+1,kmax+14
L,kmax+14,kmax+15         !Linha (22)

```

```

L, kmax+15, kmax+16
L, kmax+16, kmax+19
L, kmax+4, kmax+17           !Linha (25)
L, kmax+17, kmax+20
L, kmax+5, kmax+18
L, kmax+18, kmax+21         !Linha (28)
ratio = rv/rh                ! razão para alteração de sistema local;
LOCAL, 11, 1, , , , , , ratio,
CSYS, 11                     ! ativa o sistema de coordenada local 11;
L, kmax+2, kmax+6           !Linha (29)
L, kmax+3, kmax+7           !Linha (30)
L, kmax+2, kmax+14          !Linha (31)
L, kmax+3, kmax+15          !Linha (32)

*GET, lmax, LINE, 0, NUM, MAXD

LOCAL, 11, 0                 !Áreas da casca e do túnel
AL, lmax-31, lmax-3, lmax-19
AL, lmax-30, lmax-2, lmax-18, lmax-3
AL, lmax-31, lmax-1, lmax-11
AL, lmax-30, lmax, lmax-10, lmax-1

AL, lmax-29, lmax-15, lmax-27, lmax-17, lmax-2
AL, lmax-28, lmax-13, lmax-26, lmax-15
AL, lmax-27, lmax-14, lmax-25, lmax-16
AL, lmax-26, lmax-12, lmax-24, lmax-14
AL, lmax-29, lmax-7, lmax-23, lmax-9, lmax
AL, lmax-22, lmax-5, lmax-28, lmax-7
AL, lmax-8, lmax-21, lmax-6, lmax-23
AL, lmax-20, lmax-4, lmax-22, lmax-6

*GET, kmax, KP, 0, NUM, MAXD ! Contador do número total de nós;
K, kmax+1, 0, 0, line        ! Nó central de nome kmax+1 na direção da escavação;
L, ori, kmax+1               ! Linha lmax+1 do ponto 8 (central - início) até ao
kmax+1 (central - final);

*GET, lmax, LINE, 0, NUM, MAXD
*GET, amax, AREA, 0, NUM, MAXD
VDRAG, amax, amax-1, amax-2, amax-3, amax-4, amax-5, lmax
VDRAG, amax-6, amax-7, amax-8, amax-9, amax-10, amax-11, lmax

*GET, kmax, KP, 0, NUM, MAXD
zmax=line
line=lt
*ENDDO

NUMMRG, all

!--6.3 Divisões para a malha -----!
CSYS, 0                       !Divisões na seção
LSEL, ALL
LSEL, S, LOC, Y, -h3
LSEL, A, LOC, Y, -h2

```

```

LSEL,A,LOC,Y,h2
LSEL,A,LOC,Y,h1+h2
LSEL,R,LOC,X,-0.0001,-14+0.0001
LESIZE,ALL,,,m1,1,,,,1

LSEL,ALL
LSEL,S,LOC,Y,-h3
LSEL,A,LOC,Y,-h2
LSEL,A,LOC,Y,h2
LSEL,A,LOC,Y,0
LSEL,A,LOC,Y,h1+h2
LSEL,R,LOC,X,-13+0.0001,-14-0.0001
LESIZE,ALL,,,m2,tm2,,,,1

LSEL,ALL
LSEL,S,LOC,Y,-rv+e+0.001,-0.001
LSEL,A,LOC,Y,rv-e-0.001,0.001
LSEL,R,LOC,X,0
LESIZE,ALL,,,m3,1,,,,1

LSEL,ALL
LSEL,S,LOC,Y,0
LSEL,R,LOC,X,-0.001,-rh+e+0.001
LESIZE,ALL,,,m3,1,,,,1

LSEL,ALL
LSEL,S,LOC,Y,0
LSEL,R,LOC,X,-rh+e-0.001,-rh+0.001
LESIZE,ALL,,,m4,1,,,,1

LSEL,ALL
LSEL,S,LOC,Y,-rv+e-0.001,-rv+0.001
LSEL,A,LOC,Y,rv-e+0.001,rv-0.001
LSEL,R,LOC,X,0
LESIZE,ALL,,,m4,1,,,,1

LSEL,ALL
LSEL,S,LOC,Y,-rv-0.001,-h2+0.001
LSEL,A,LOC,Y,rv+0.001,h2-0.001
LSEL,R,LOC,X,0
LESIZE,ALL,,,m10,tm10,,,,1

LSEL,ALL
LSEL,S,LOC,Y,0
LSEL,R,LOC,X,-rh-0.001,-14+0.001
LESIZE,ALL,,,m10,tm10,,,,1

LSEL,ALL
LSEL,S,LOC,Y,-0.001,-h2+0.001
LSEL,A,LOC,Y,0.001,h2-0.001
LSEL,R,LOC,X,-14
LESIZE,ALL,,,m1,1,,,,1

```

```

LSEL,ALL
LSEL,S,LOC,Y,-0.001,-h2+0.001
LSEL,A,LOC,Y,0.001,h2-0.001
LSEL,R,LOC,X,-13
LESIZE,ALL,,,m1,1,,,,1

LSEL,ALL
LSEL,S,LOC,Y,h2+0.001,h1+h2-0.001
LESIZE,ALL,,,m5,tm5,,,,1

LSEL,ALL
LSEL,S,LOC,Y,-h2-0.001,-h3+0.001
LESIZE,ALL,,,m6,tm6,,,,1

CSYS,1
LSEL,ALL
LSEL,S,LOC,X,rv-e,rh
LSEL,R,LOC,Y,90.5,179.5
LESIZE,ALL,,,m7,1,,,1

LSEL,ALL
LSEL,S,LOC,X,rv-e,rh
LSEL,R,LOC,Y,180.5,269.5
LESIZE,ALL,,,m7,1,,,1

CSYS,0          !Divisões na direção do avanço.
LSEL,ALL
LSEL,S,LOC,Z,l1+0.001,lt-0.001
LESIZE,ALL,m8,,,1,,,1

LSEL,ALL
LSEL,S,LOC,Z,0.001,l1-0.001
LESIZE,ALL,,,m9,tm9,,,1

LSEL,ALL
LSEL,S,LOC,Z,0
LREVERSE,ALL

LSEL,ALL
LSEL,S,LINE,,60
LSEL,A,LINE,,57
LSEL,A,LINE,,52
LSEL,A,LINE,,41
LSEL,A,LINE,,42
LSEL,A,LINE,,34
LSEL,A,LINE,,158
LSEL,A,LINE,,155
LSEL,A,LINE,,150
LSEL,A,LINE,,140
LSEL,A,LINE,,139
LSEL,A,LINE,,132
LREVERSE,ALL

```

NUMMRG,all

```
!--6.4 Concatenar áreas -----!
!--Isso é necessário, pois a malha mapeada exige que os volumes tenham
!--entre 4 e seis lados, e os volumes próximos ao túnel (do maciço)
!--possuem 7 faces.
```

```
ALLSEL,ALL
VSEL,S,VOLU,,4
ASEL,S,EXT
ASEL,R,AREA,,24
ASEL,A,AREA,,20
ACCAT,ALL
```

```
ALLSEL,ALL
VSEL,S,VOLU,,8
ASEL,S,EXT
ASEL,R,AREA,,42
ASEL,A,AREA,,35
ACCAT,ALL
```

```
ALLSEL,ALL
VSEL,S,VOLU,,16
ASEL,S,EXT
ASEL,R,AREA,,85
ASEL,A,AREA,,81
ACCAT,ALL
```

```
ALLSEL,ALL
VSEL,S,VOLU,,20
ASEL,S,EXT
ASEL,R,AREA,,96
ASEL,A,AREA,,103
ACCAT,ALL
```

NUMMRG,all

```
!--6.5 Atribuindo a malha -----!
ASEL,ALL
VSEL,ALL
MSHKEY,1
VSWEEP,12
VSWEEP,22
VSWEEP,24
VSWEEP,10
```

```
VSEL,ALL
VSEL,U,VOLU,,12
VSEL,U,VOLU,,22
VSEL,U,VOLU,,24
VSEL,U,VOLU,,10
VMESH,ALL
```

```
NUMMRG,all
```

```
!--6.6 Criação de elementos de componente revestimento-----!
!--esses elementos ficam sobrepostos ao do solo. Durante a análise,
!--conforme vai desligando os elementos do solo vai-se ligando os do
!--revestimento, se houver.
```

```
CSYS,0
```

```
*IF,soleq,EQ,0,THEN
*IF,modrev,EQ,1,THEN           !Gera elementos duplicados.
  VSEL,ALL
  VSEL,S,VOLU,,21
  ESLV,S
  EGEN,2,0,ALL,ALL,1,1,,,,0,0,0
  NUMMRG,NODE,,,,LOW
*ENDIF
```

```
*IF,modrev,EQ,1,THEN           !Gera elementos duplicados.
  VSEL,ALL
  VSEL,S,VOLU,,23
  ESLV,S
  EGEN,2,0,ALL,ALL,1,1,,,,0,0,0
  NUMMRG,NODE,,,,LOW
*ENDIF
*ENDIF
```

```
!--6.7 Condições de contorno -----!
CSYS,0
```

```
pr = pesospec1*(h1+h2)
```

```
ALLSEL,ALL
ESEL,U,MAT,,2
```

```
ALLSEL,ALL           ! Simetria em torno da direita.
ASEL,S,LOC,X,0
ASEL,R,LOC,Y,h1+h2,-h3
ASEL,R,LOC,Z,0,lt
DA,ALL,SYMM
```

```
ALLSEL,ALL
ASEL,S,LOC,X,0,-13
ASEL,R,LOC,Y,h1+h2,-h3
ASEL,R,LOC,Z,lt
DA,ALL,SYMM
```

```
ALLSEL,ALL
ASEL,S,LOC,X,0,-13
ASEL,R,LOC,Y,-h3
ASEL,R,LOC,Z,0,lt
DA,ALL,UY,0
```

```

*IF,Est_Ini,EQ,0,THEN
INISTATE,DEFINE,,,,-pr,-pr,-pr,0,0,0

ASEL,S,LOC,X,0,-13
ASEL,R,LOC,Y,h1+h2
ASEL,R,LOC,Z,0,1t
SFA,ALL,1,PRES,pr

ASEL,S,LOC,X,-13
ASEL,R,LOC,Y,h1+h2,-h3
ASEL,R,LOC,Z,0,1t
SFA,ALL,1,PRES,pr

ASEL,S,LOC,X,0,-13
ASEL,R,LOC,Y,h1+h2,-h3
ASEL,R,LOC,Z,0
SFA,ALL,1,PRES,pr

*ELSE
INISTATE,SET,CSYS,0
INISTATE,SET,DATA,FUNC
INISTATE,SET,DTYP,STRE
INISTATE,DEFINE,ALL,,,,LINY,pr,pesoespec1,pr,pesoespec1,pr,pesoespec1

ACEL,0,g,0

SFGRAD,PRES,0,Y,0,-pesoespec1
ALLSEL,ALL ! Aplica a pressão da tabela acima;
NSEL,S,LOC,X,0,-13
NSEL,R,LOC,Y,h1+h2,-h3
NSEL,R,LOC,Z,0
SF,ALL,PRES,pr

SFGRAD,PRES,0,Y,0,-pesoespec1
ALLSEL,ALL ! Aplica a pressão da tabela acima;
NSEL,S,LOC,Z,0,1t
NSEL,R,LOC,Y,h1+h2,-h3
NSEL,R,LOC,X,-13
SF,ALL,PRES,pr
*ENDIF

NUMMRG,all

!--6.8 Grupos de escavação -----!
!-- Criação de elementos de componente revestimento-----!
!--esses elementos ficam sobrepostos ao do solo. Durante a análise,
!--conforme vai desligando os elementos do solo vai-se ligando os do
!--revestimento, se houver.

CSYS,0

*IF,soleq,EQ,0,THEN
*IF,modrev,NE,0,THEN

```

```

CSYS,11
ESEL,ALL
ESEL,S,CENT,Z,11,1t
ESEL,R,CENT,X,rv-e,rv
ESEL,R,CENT,Y,-270,270
EGEN,2,0,ALL,ALL,1,1,,,,0,0,0
ESEL,ALL
CSYS,0
NUMMRG,NODE,,,,LOW
*ENDIF
*ENDIF

*IF,soleq,EQ,0,THEN
  !--6.9 Grupos de escavação -----!
  ! Primeira escavação
  i = 1
  CSYS,1
  ESEL,ALL
  fi=1t
  ff=1t-escini*p
  ESEL,S,CENT,Z,fi,ff
  ESEL,R,CENT,X,0,re
  ESEL,R,CENT,Y,-270,180
  CM,esc %i%,ELEM
  CMSEL,S,esc %i%,ELEM

  ! Proximas escavações e revestimentos
*DO,i,2,nesc,1
  ! criando grupos com os elementos escavados do passo i
  fi=1t-escini*p-(i-2)*p
  ff=1t-escini*p-(i-1)*p
  ESEL,S,CENT,Z,fi,ff
  ESEL,R,CENT,X,0,re
  ESEL,R,CENT,Y,-270,270
  CM,esc %i%,ELEM
  CMSEL,S,esc %i%,ELEM

*IF,modrev,NE,0,THEN
  ! criando grupos com os elementos revestidos do passo i
  *IF,i,EQ,2,THEN
    fi=1t
  *ELSE
    fi=1t-escini*p-(i-2)*p+(p+d0)
  *ENDIF
  ff=1t-escini*p-(i-1)*p+(p+d0)
  ESEL,S,CENT,Z,fi,ff
  ESEL,R,CENT,X,ri,re
  ESEL,R,CENT,Y,-270,180
  ESEL,R,MAT,,2
  CM,rev %i-1%,ELEM
  CMSEL,S,rev %i-1%,ELEM
*ENDIF

```

```

*IF,i,EQ,nesc,THEN      ! revestindo o ultimo trecho
  *IF,modrev,NE,0,THEN
    *IF,revestirultimod0,EQ,1,THEN
      fi=l1+p+d0
      ff=l1
      ESEL,S,CENT,Z,fi,ff

      ESEL,R,CENT,X,ri,re
      ESEL,R,CENT,Y,-270,180
      ESEL,R,MAT,,2
      CM,rev%i%,ELEM
      CMSEL,S,rev%i%,ELEM
    *ENDIF
  *IF,revesteface,EQ,1,THEN
    fi=l1
    ff=l1-(re-ri)
    ESEL,ALL
    ESEL,S,CENT,Z,fi,ff
    ESEL,R,CENT,X,0,re
    ESEL,R,CENT,Y,-270,180
    CM,soloface,ELEM
    CMSEL,S,soloface,ELEM
    fi=l1
    ff=l1-(re-ri)
    ESEL,ALL
    ESEL,S,CENT,Z,fi,ff
    ESEL,R,CENT,X,0,re
    ESEL,R,CENT,Y,-270,180
    EGEN,2,0,all,all,1,1,,,,0,0,0
    NUMMRG,node, , , ,LOW
    ESEL,R,MAT,,2
    CM,revface,ELEM
    CMSEL,S,revface,ELEM
  *ENDIF
*ENDIF
*ENDIF
*ENDDO
CSYS,0

!--Fim do Item 6-----!
*ENDIF

!-----7. Solução-----!

/CWD,diretorio      ! Configurações iniciais
PARSAV,ALL,parametros,txt
/SOL
ANTYPE,0,NEW
NLGEOM,1
NROPT,FULL
PSCONTROL,ALL,OFF
OUTRES,ESOL,LAST
SOLCONTROL,ON

```

```

PRED,OFF
TUNIF,temp
ALLSEL,ALL
CUTCONTROL,PLSLIMIT,8.0
*IF,modrev,NE,0,THEN
  CSYS,1
  ESEL,S,CENT,Z,11,1t
  ESEL,R,CENT,X,ri,re
  ESEL,R,CENT,Y,-270,180
  ESEL,R,MAT,,2,nesc
  EKILL,ALL
  ESEL,ALL
  *IF,revesteface,EQ,1,THEN
    CMSEL,S,revface,ELEM
    EKILL,ALL
    ESEL,ALL
  *ENDIF
*ENDIF

!--7.1 Verificação do equilíbrio do maciço -----!
!-- Se soleq = 1, o Ansys buscará o equilíbrio do modelo sem a escavação
!-- do túnel, isto é, aplicará as tensões internas com deslocamento nulo
!-- já que no estado inicial, existem as tensões, mas os deslocamentos
!-- devem ser inexistentes.

*IF,soleq,EQ,1,THEN
  ESEL,ALL
  TIME,1
  DELTIM,dt,,dtmax
  OUTRES,ESOL,LAST
  SOLVE
  FINISH
  /POST1
  RSYS,1
  ESEL,S,LIVE
  PLNSOL,U,SUM,0,1.0
  ESEL,ALL
*ENDIF

*IF,soleq,EQ,0,THEN
!--7.2 Solução com escavação -----!

*IF,modsolo,LE,1,AND,modrev,EQ,0,THEN

  /SOL
  ANTYPE,0,NEW
  i=1
  CMSEL,S,esc %i%,ELEM
  EKILL,ALL
  ESEL,S,LIVE
  EPLOT
  *DO,i,2,nesc,1
    CMSEL,S,esc %i%,ELEM

```

```

EKILL,ALL
ESEL,S,LIVE
EPlot
*IF,modrev,NE,0,THEN
  CMSEL,S,rev%i-1%,ELEM
  EALIVE,ALL
  *IF,revestirultimod0,EQ,1,THEN
    *IF,i,EQ,nesc,THEN
      CMSEL,S,rev%i%,ELEM
      EALIVE,ALL
    *ENDIF
  *ENDIF
  *IF,revesteface,EQ,1,THEN
    *IF,i,EQ,nesc,THEN
      CMSEL,S,revface,ELEM
      EALIVE,ALL
      CMSEL,S,soloface,ELEM
      EKILL,ALL
    *ENDIF
  *ENDIF
*ENDIF
ESEL,S,LIVE
EPlot
ESEL,ALL
*ENDDO
SAVE
SOLVE
FINISH

*ELSE
/SOL                                ! Faz a primeira escavação
ANTYPE,0,NEW
i=1
CMSEL,S,esc%i%,ELEM
EKILL,ALL
ESEL,S,LIVE
EPlot
TIME,t*i
DELTIM,dt,,dtmax
OUTRES,ESOL,LAST
ESEL,ALL
SOLVE
SAVE
FINISH
/POST1
RSYS,1
ESEL,S,LIVE
PLNSOL,U,SUM,0,1.0

/SOL                                ! Escavando próximos passos

ANTYPE,0,RESTART
*DO,i,2,nesc,1

```

```

CMSEL,S,esc %i%,ELEM
EKILL,ALL
ESEL,S,LIVE
EPLOT
*IF,modrev,NE,0,THEN
  CMSEL,S,rev %i-1%,ELEM
  EALIVE,ALL
  *IF,revestirultimod0,EQ,1,THEN
    *IF,i,EQ,nesc,THEN
      CMSEL,S,rev %i%,ELEM
      EALIVE,ALL
    *ENDIF
  *ENDIF
  *IF,revesteface,EQ,1,THEN
    *IF,i,EQ,nesc,THEN
      CMSEL,S,revface,ELEM
      EALIVE,ALL
      CMSEL,S,soloface,ELEM
      EKILL,ALL
    *ENDIF
  *ENDIF
*ENDIF
ESEL,S,LIVE
EPLOT
TIME,t*i
DELTIM,dt,,dtmax
OUTRES,ESOL,LAST
ESEL,ALL
SAVE
SOLVE
*ENDDO

*IF,modsolo,GT,2,OR,modrev,GT,1,THEN
  ! Faz o cálculo após o término da construção do túnel
  *DO,i,1,nintervalo
    TIME,t*(nesc)+i*tintervalo
    DELTIM,dt,,dtmax
    OUTRES,ESOL,LAST
    SOLVE
    SAVE
  *ENDDO
*ENDIF
FINISH
*ENDIF
!--Fim do Item 7-----!

```