

Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Escola de Engenharia
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

**Modelagem Tridimensional em Elementos Finitos de Túneis
Superficiais Revestidos em Concreto Armado**

Betina Mariano Jensen

Porto Alegre
2019

BETINA MARIANO JENSEN

**MODELAGEM TRIDIMENSIONAL EM ELEMENTOS
FINITOS DE TÚNEIS SUPERFICIAIS REVESTIDOS EM
CONCRETO ARMADO**

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.

Porto Alegre
2019

CIP - Catalogação na Publicação

Jensen, Betina Mariano
Modelagem tridimensional em elementos finitos de
túneis superficiais revestidos em concreto armado /
Betina Mariano Jensen. -- 2019.
148 f.
Orientadora: Denise Bernaud Maghous.

Coorientador: Américo Campos Filho.

Dissertação (Mestrado) -- Universidade Federal do
Rio Grande do Sul, Escola de Engenharia, Programa de
Pós-Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre,
BR-RS, 2019.

1. Túneis Superficiais. 2. Método dos Elementos
Finitos. 3. Comportamento Diferido. 4. Fissuração. 5.
Concreto Armado. I. Bernaud Maghous, Denise, orient.
II. Campos Filho, Américo, coorient. III. Título.

BETINA MARIANO JENSEN

**MODELAGEM TRIDIMENSIONAL EM ELEMENTOS
FINITOS DE TÚNEIS SUPERFICIAIS REVESTIDOS EM
CONCRETO ARMADO**

Esta dissertação de mestrado foi julgada adequada para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA, área de 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, 12 de abril de 2019

Prof. Denise Bernaud Maghous
Dr^a., École Nationale des Ponts et Chaussées

Orientador

Prof. Américo Campos Filho
Dr., Escola Politécnica da Universidade de
São Paulo
Coorientador

Prof. Nilo César Consoli
Coordenador do PPGE/UFRGS

BANCA EXAMINADORA

Prof. Alexandre Rodrigues Pacheco (UFRGS)

PhD., Pennsylvania State University

Prof. Mauro de Vasconcellos Real (FURG)

Dr., Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Prof. Samir Maghous (UFRGS)

Dr., École Nationale des Ponts et Chaussées

Dedico este trabalho à minha mãe.

AGRADECIMENTOS

Agradeço, em primeiro lugar, à minha mãe, Marilene, maior responsável pelo caminho que trilhei até aqui. Foi ela quem sempre me incentivou a ir em busca dos meus sonhos, mesmo que isso significasse ficarmos longe fisicamente; quem fez e faz de tudo por mim e para que nunca me falte nada; a pessoa que mais desejo orgulhar nesta vida.

À minha família, de maneira geral: pai, avós, tias, tios e primos. Por causa de vocês, sempre me senti amparada e com a certeza de que não estava sozinha. Desde a graduação, quando precisei, cada um ajudou da maneira que pôde e isso significa muito para mim.

Ao meu companheiro do dia-a-dia e da vida, Eduardo, por tornar a caminhada mais feliz e leve. Por esperar e instigar que eu dê o meu melhor sempre, em todos os âmbitos. Por ser a primeira pessoa que penso quando é preciso multiplicar alegrias ou dividir aflições. Agradecimento, esse, que é extensivo a família dele, que me trata como filha e nos ajuda tanto.

À professora Denise, por me acolher como sua orientanda, me apresentar o grande mundo que é o estudo de túneis e sempre estar disponível quando precisei. Ao professor Américo, por toda a ajuda e disponibilidade, principalmente na reta final deste trabalho.

Ao doutorando Felipe, pela maneira admirável com a qual divide seu conhecimento e está sempre pronto para ajudar. Ao Wallace, pelo material e dicas compartilhadas no início do desenvolvimento deste trabalho.

À Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) pela bolsa de estudos concedida, de total importância para realização desta pesquisa.

“Por vezes, sentimos que aquilo que fazemos
não é senão uma gota d’água no mar.
Mas o mar seria menor se lhe faltasse uma gota.”
(Madre Teresa de Calcutá).

RESUMO

O estudo de túneis superficiais introduz aspectos diferentes quando comparado ao de túneis que possuem uma maior cobertura de solo em relação ao seu diâmetro. Dentre essas características, destaca-se o formato não-uniforme da deformada da seção transversal e a impossibilidade de algumas simplificações, como a consideração de um campo de tensões homogêneo ao redor da escavação. Dessa maneira, surge a necessidade da determinação das tensões no revestimento, onde podem se desenvolver tensões de tração que, mesmo baixas, causam a fissuração do concreto. Assim, essa dissertação apresenta um estudo referente ao comportamento estrutural de túneis superficiais revestidos em concreto armado, por meio de simulação numérica em elementos finitos, para a qual foi utilizado o *software* Ansys. O processo de escavação foi considerado e, para tanto, utilizou-se o recurso de ativação e desativação dos elementos finitos. Análises em elasticidade foram realizadas, nas quais o modelo não-revestido mostrou-se em concordância com o previsto por soluções analíticas, apresentando uma convergência ovalizada da seção e maiores deslocamentos máximos na superfície quanto menor a profundidade do túnel. Para o modelo revestido, foi realizado um estudo da influência de alguns parâmetros no surgimento de tensões de tração radial e circunferencial, sendo verificado que coeficientes de empuxo ao repouso menores que a unidade e formatos da seção em ferradura e em elipse implicam em tensões de tração em alguns pontos, que se aproximam da tensão limite para a consideração do concreto como fissurado. Para o maciço, além do modelo elástico, foram utilizados outros dois modelos constitutivos: um plástico, por meio do critério de Mohr-Coulomb, disponibilizado pelo Ansys, e um viscoplástico, combinando o modelo de Perzyna com o critério de Von-Mises. No caso do revestimento em concreto, foi adotado o comportamento viscoelástico, com os efeitos da fluência e retração de acordo com o modelo do CEB-FIP-MC90, aliado à verificação e consideração da fissuração nos pontos tracionados, comportamento introduzido no modelo utilizando as sub-rotinas de Quevedo (2017) e Schmitz (2017), adicionadas ao programa principal utilizando a ferramenta de customização UPF (*User Programmable Features*) do Ansys. Além disso, para representar o reforço em aço, utilizou-se o sistema de armadura incorporada. Por fim, foi investigada a influência da consideração da fissuração no modelo, que modifica o campo de tensões do revestimento e provoca maiores valores de convergência de equilíbrio.

Palavras-chave: túneis superficiais, método dos elementos finitos, comportamento diferido, fissuração, concreto armado.

ABSTRACT

The study of shallow tunnels introduces different aspects when compared to tunnels that have a higher soil cover in relation to their diameter. Among these features, it stands out the non-uniform shape of the deformed section and the impossibility of some simplifications, such as the consideration of homogenous stresses around the excavation. Considering this, the necessity of the determination of the lining stresses increases, since tension stresses can appear and cause the cracking of the concrete. Thus, this dissertation performed a study concerning the structural behavior of shallow tunnels lined in reinforced concrete, by numerical simulation in finite elements where the software Ansys was used. The excavation process was considered and, for this, the process of activation and deactivation of finite elements was used. Elastic analyzes were performed, in which the unlined model results was in agreement with that predicted by analytical solutions, presenting an ovalized convergence of the section and the largest maximum surface displacements the lower the tunnel depth. For the lined model, a study of the influence of some parameters in the emergence of radial and circumferential tension stresses was presented, where it was verified that K coefficients below the unity and different shape sections imply tensile stresses at some points, which approach the limit for the consideration of concrete as cracked. Besides the elastic model, the soil was modeled in two other forms: plastic, using the Mohr-Coulomb criterion, and viscoplastic, combining the Perzyna model with the Von-Mises criterion. The concrete lining was finally represented by a viscoelastic behavior, with the effects of creep and shrinkage according to the model of CEB-FIP-MC90, together with the verification and consideration of the cracking, behavior introduced in the model using the Quevedo (2017) and Schmitz (2017) routines, added to the main program using the Ansys User Programmable Features (UPF) customization tool. In addition, to represent the steel reinforcement, the incorporated reinforcement system was used. Finally, it was investigated the influence of the consideration of cracking on the model, which modifies the field of stresses of the lining and causes higher values of equilibrium convergence.

Keywords: shallow tunnels, finite element method, long term behavior, cracking, steel reinforced concrete.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 - Etapas envolvidas no projeto de um túnel.....	27
Figura 2.2 - Sequência executiva do método de escavação por perfuração e detonação.....	29
Figura 2.3 - Método da vala recoberta (a) direto e (b) indireto.....	30
Figura 2.4 - Direção das tensões principais antes e depois da escavação	34
Figura 2.5 - Arqueamento tridimensional de tensões.	34
Figura 2.6 - Perfil de convergências próximo à frente de escavação.....	35
Figura 2.7 - Zona de influência da face de escavação considerando um estado de tensões biaxial.....	36
Figura 2.8 - (a) Distribuição longitudinal das tensões e deslocamentos verticais ao longo do túnel; (b) Curva de reação maciço-suporte.....	37
Figura 2.9 - Tensões em túnel profundo.	41
Figura 2.10 - Comportamento das equações da solução elástica de Kirsch para (a) Tensões e (b) deslocamento radial.	42
Figura 2.11 - Tensões em um túnel superficial.	43
Figura 2.12 - Comportamento das equações da solução de Park (2004) para (a) tensões e (b) deslocamentos, com a $\theta = 0^\circ$	45
Figura 2.13 -Comportamento das equações da solução de Park (2004) para (a) tensões e (b) deslocamentos, com a $\theta = 90^\circ$	45
Figura 2.14 - Comportamento das equações da solução de Park (2004) para (a) tensões e (b) deslocamentos, com a $\theta = 270^\circ$	46
Figura 2.15 - Condições de contorno consideradas por Park (2004).....	47
Figura 2.16 - Método Convergência-Confinamento.....	50
Figura 2.17 - Representação da pressão fictícia.	51
Figura 2.18 - Influência da rigidez no perfil de convergências do túnel ao considerá-la na determinação de U_0	52
Figura 2.19 - (a) Modelo em deformações planas e (b) axissimetria.....	54
Figura 2.20 - Modelo tridimensional.	55
Figura 2.21 - Processo de desativação e ativação dos elementos finitos.	56
Figura 2.22 - Distinção entre (a) túnel superficial e (b) túnel profundo.	57

Figura 2.23 - Deformação em túneis superficiais.	58
Figura 2.24 - Alteração de deformada da seção com o tipo de túnel: (a) superficial e (b) profundo.	59
Figura 2.25 - Modelo empírico para previsão de assentamento transversal.	60
Figura 2.26 – Formato tridimensional da bacia de assentamento.....	61
Figura 3.1 - Curva característica de um ensaio de fluência.	64
Figura 3.2 - Superfícies de plastificação usuais.	68
Figura 3.3 – Modelos reológicos (a) de Maxwell e (b) de Kelvin.....	71
Figura 3.4 - Modelo de cinco camadas de Kelvin.	71
Figura 3.5 - Modelo de representação do concreto.....	72
Figura 3.6 - Curva tensão-deformação para o concreto tracionado.....	86
Figura 3.7 - Modelo para o aço: (a) elastoplástico perfeito; (b) elastoplástico com endurecimento linear.....	87
Figura 4.1 - Geometria dos elementos (a) Solid185 e (b) Solid186.	89
Figura 4.2 - Elemento Reinf264 associado aos elementos (a) Solid185 ou (b) Solid186 do Ansys.....	89
Figura 4.3 – Possibilidades de posicionamento dos elementos de armadura incorporado dentro do elemento sólido.	90
Figura 4.4 - Funcionamento da <i>usermat</i> no Ansys.	93
Figura 4.5 - Modelo tridimensional com (a) maior refinamento da malha e (b) menor refinamento da malha.	95
Figura 4.6 - Perfil longitudinal do modelo e carregamento (a) dependente da profundidade e (b) uniforme.....	96
Figura 4.7 - Perfil transversal do modelo e detalhe da seção. Carregamento (a) dependente da profundidade e (b) uniforme.....	97
Figura 4.8 - Condição inicial: (a) de deformações e (b) de tensões.....	98
Figura 5.1 – Formato da deformada da seção para os túneis estudados.	101
Figura 5.2 - Variação do assentamento superficial máximo com a profundidade para túnel com maciço em elasticidade e sem revestimento.	102
Figura 5.3 - Assentamento superficial longitudinal do túnel do Exemplo 1, com relação $H/D = 2$	103

Figura 5.4 - Variação da convergência de equilíbrio com a profundidade para túnel elástico sem revestimento.	104
Figura 5.5 - Indicação dos pontos onde são avaliados os resultados de tensão no revestimento.	106
Figura 5.6 – Tensões (a) σ_{rr} e (b) $\sigma_{\theta\theta}$ no revestimento do túnel com $H = 60$ m ($H/D = 10$).	108
Figura 5.7 – Tensões (a) σ_{rr} e (b) $\sigma_{\theta\theta}$ no revestimento do túnel com $H=30$ m.	109
Figura 5.8 – Tensões (a) σ_{rr} e (b) $\sigma_{\theta\theta}$ no revestimento do túnel com $H=10$ m.	110
Figura 5.9 – Deformadas dos três túneis analisados: (a) $H=60$ m, (b) $H=30$ m e (c) $H=10$ m. Sem escala.	111
Figura 5.10 - Evolução da diferença entre deslocamentos em diferentes pontos do túnel conforme a relação H/D	112
Figura 5.11 - Tensões (a) σ_{rr} e (b) $\sigma_{\theta\theta}$ no revestimento do túnel com $K = 0,5$ e $H/D = 1,67$	113
Figura 5.12 - Tensões (a) σ_{rr} e (b) $\sigma_{\theta\theta}$ no revestimento do túnel com $K = 0,8$ e $H/D = 1,67$	115
Figura 5.13 – Deformadas dos três túneis analisados: (a) $K = 0,5$, (b) $K = 0,8$ e (c) $K = 1$. Relação $H/D = 1,67$. Sem escala.	117
Figura 5.14 – Localização dos pontos analisados para o túnel com seção ferradura.	118
Figura 5.15 - Tensões (a) σ_{rr} e (b) $\sigma_{\theta\theta}$ no revestimento do túnel com seção ferradura.	119
Figura 5.16 - Localização dos pontos analisados para o túnel com seção elipse.	120
Figura 5.17 - Tensões (a) σ_{rr} e (b) $\sigma_{\theta\theta}$ no revestimento do túnel com seção em elipse.	121
Figura 5.18 - Deformadas das duas seções de túneis analisados: (a) Ferradura e (b) Elipse. Sem escala.	123
Figura 5.19 - Comparação da convergência de equilíbrio pelas soluções numéricas e analíticas para o maciço em plasticidade.	124
Figura 5.20 - Comparação da convergência de equilíbrio pelas soluções numéricas do Ansys e do GEOMEQ91 para o maciço em viscoplasticidade sem revestimento.	126
Figura 6.1 – Malha do reforço com os elementos de armadura incorporada.	127
Figura 6.2 – Localização da máxima tensão de tração ($\sigma_{\theta\theta}$) para o modelo do concreto (a) viscoelástico e (b) viscoelástico com fissuração.	131
Figura 6.3 – Variação da tensão de tração na seção do concreto.	132

Figura 6.4 - Convergências em uma seção longe da face do túnel conforme o modelo utilizado para o revestimento.....	133
Figura 6.5 – Evolução dos assentamentos superficiais conforme o modelo utilizado para o revestimento.	135
Figura 6.6 – Tensões nas armaduras para o revestimento sem a consideração da fissuração. Valores em MPa.....	136
Figura 6.7 – Tensões nas armaduras para o revestimento com a consideração da fissuração. Valores em MPa.....	136
Figura 6.8 - Variação da convergência de equilíbrio conforme o comprimento não escavado utilizado.....	137
Figura 6.9 - Variação da convergência de equilíbrio conforme o fck utilizado.	138
Figura 6.10 - Variação da convergência de equilíbrio conforme o módulo de elasticidade do maciço utilizado.....	138

LISTA DE TABELAS

Tabela 5.1 - Parâmetros para validação em elasticidade sem revestimento.....	100
Tabela 5.2 - Deslocamentos para os exemplos em elasticidade sem revestimento. Valores em metros.....	101
Tabela 5.3 - Diferença entre os resultados numérico e analítico (solução de Park (2004)) em elasticidade sem revestimento.	102
Tabela 5.4 – Comparação dos resultados da convergência para os exemplos com $H/D = 5$ e $H/D = 10$	105
Tabela 5.5 - Deslocamentos para os exemplos em elasticidade com revestimento. Valores em metros.....	105
Tabela 5.6 - Parâmetros dos túneis em elasticidade com revestimento para análise da influência da profundidade nas tensões.....	107
Tabela 5.7 - Tensões no revestimento para o túnel com $H = 60$ m ($H/D = 10$).	107
Tabela 5.8 - Tensões no revestimento para o túnel com $H=30$ m ($H/D = 5$).	109
Tabela 5.9 - Tensões no revestimento para o túnel com $H=10$ m ($H/D = 1,67$).	110
Tabela 5.10 – Deslocamentos ao longo do perímetro da seção para as três profundidades analisadas.....	111
Tabela 5.11 - Tensões no revestimento para o túnel com $K = 0,5$ e $H/D = 1,67$	113
Tabela 5.12 - Tensões principais no revestimento para o túnel com $K = 0,5$ e $H/D = 1,67$. .	114
Tabela 5.13 - Tensões no revestimento para o túnel com $K = 0,8$ e $H/D = 1,67$	115
Tabela 5.14 – Tensões principais no revestimento para o túnel com $K = 0,8$ e $H/D = 1,67$..	116
Tabela 5.15 - Deslocamentos ao longo do perímetro da seção para os três valores de K analisados ($H/D = 1,67$).	117
Tabela 5.16 - Tensões no revestimento para o túnel com seção ferradura.....	119
Tabela 5.17 - Tensões principais no revestimento para o túnel com seção ferradura.	120
Tabela 5.18 - Tensões no revestimento para o túnel com seção em elipse.	121
Tabela 5.19 - Tensões principais no revestimento para o túnel com seção em elipse.	122
Tabela 5.20 - Deslocamentos ao longo do perímetro da seção para os dois tipos de seção analisados.	122
Tabela 5.21 - Parâmetros para validação em plasticidade sem revestimento.	123
Tabela 5.22 - Dados para o modelo em viscoplasticidade.	125

Tabela 6.1 – Parâmetros para análise da influência do concreto fissurado.....	129
---	-----

LISTA DE SÍMBOLOS

LETRAS ROMANAS MAIÚSCULAS

A_c	Área da seção transversal da peça de concreto
C	Coesão
D	Diâmetro do túnel
E_m	Módulo de elasticidade do maciço
E_r	Módulo de elasticidade do revestimento
E_a	Módulo de elasticidade do reforço em aço
E_c	Módulo de elasticidade tangente do concreto
E_{ci}	Módulo de elasticidade do concreto na idade de 28 dias
E_μ	Módulo de elasticidade da mola μ da cadeia de Kelvin
F	Critério de plasticidade
$\{Fa\}$	Vetor de forças externas
$\{Fnr\}_i$	Vetor de forças internas
G	Módulo de cisalhamento transversal
H	Profundidade do túnel
H_s	Parâmetro de endurecimento para o aço
I_1	Primeiro invariante do tensor de tensões
J_2	Segundo invariante do tensor desviador de tensões
J_3	Terceiro invariante do tensor desviador de tensões
K	Coefficiente de empuxo em repouso
$[K_T]_i$	Matriz de rigidez tangente na iteração i
P_1	Pressão vertical sobre o maciço
P_2	Pressão horizontal sobre o maciço
P_∞	Pressão geostática;
P_i	Pressão interna

R_e	Raio externo do túnel
RH	Umidade relativa do meio ambiente
R_i	Raio interno do túnel
$\{R\}_i$	Vetor de carga desbalanceado (ou resíduo)
$S(\alpha)$	Tensão de escoamento (Mohr-Coulomb e Drucker Prager)
T	Temperatura
U	Convergência
U_0	Convergência inicial
$V(t)$	Função de envelhecimento do concreto
Y	Raio de plastificação

LETRAS ROMANAS MINÚSCULAS

d_0	Comprimento não-revestido
f_{cm}	Resistência característica à compressão do concreto
f_{cm}	Resistência média à compressão do concreto
f_{c2m}	Resistência média biaxial à compressão do concreto
$f_{ct,m}$	Resistência média à tração do concreto
f_{ya}	Tensão de escoamento do aço
h	Espessura fictícia da peça de concreto
k	Coefficiente de empuxo em repouso
m	Parâmetro de viscosidade para o modelo de Perzyna
p	Passo de escavação
r	Coordenada radial
s	Parâmetro para o comportamento diferido do concreto, que depende do tipo de cimento utilizado
t	Tempo, idade do material
$t_{0,T}$	Idade do concreto no instante de aplicação da carga corrigido com o efeito da temperatura

t_s	Idade do concreto no início da retração (equivalente a idade do concreto no final da cura)
u	Perímetro da peça de concreto exposto ao meio ambiente para o cálculo da espessura fictícia
u_r	Deslocamento radial
u_θ	Deslocamento circunferencial
$\{u\}_i$	Vetor incógnita dos nós para a iteração i

LETRAS GREGAS MINÚSCULAS

α	Parâmetro de endurecimento isotrópico
$\beta_E(t)$	Coefficiente que leva em consideração o desenvolvimento da resistência ao longo do tempo no concreto
$\beta_{cc}(t)$	Coefficiente de ajuste em função da idade do concreto e do tipo de cimento
$\beta_c(t - t_0)$	Coefficiente que depende da idade do carregamento $(t - t_0)$ do concreto
β_f	Fator redutor do módulo de elasticidade tangente para o concreto fissurado
$\beta(f_{cm})$	Coefficiente que depende da resistência média à compressão do concreto
$\beta(t_{0,adj})$	Coefficiente que depende da idade do concreto no instante de aplicação da carga
$\beta_{s,RH}, \beta_{RH}$	Fatores que dependem da umidade relativa do meio ambiente;
β_{sT}	Fator que considera a temperatura
$\beta_{RH.T}$	Fator que depende da umidade relativa do ambiente ajustado com a temperatura
$\beta_s(t - t_s)$	Fator que depende da idade da retração $(t - t_s)$
$\{\Delta u\}_i$	Vetor de incremento de deslocamentos nodais na iteração i ;
λ_t	Meridiano de tração
λ_c	Meridiano de compressão
$\underline{\underline{\sigma}}^D$	Tensor desviador
ε_t	Deformação nominal de tração na zona fissurada;
ε_c	Deformação no concreto

ε_{cTU}	Limite de deformação em tração
ε_0	Deformação que independe da tensão (retração, térmica e fissuração)
ε_f	Parcela viscosa (fluidez) da deformação
ε_v	Parcela viscoelástica da deformação
$\varepsilon_s(f_{cm})$	Fator que depende da resistência média à compressão do concreto
ε_{cs0} retração	Fator da retração que depende da idade do concreto e independe da idade da
$\underline{\underline{\dot{\varepsilon}}}$	Taxa de deformação
$\underline{\underline{\dot{\varepsilon}_{el}}}$	Taxa de deformação elástica
$\underline{\underline{\dot{\varepsilon}_{vp}}}$	Taxa de deformação viscoplástica
σ	Tensão atuante
σ_{eq}	Tensão equivalente
σ_m	Tensão média
$\sigma_{1,2,3}$	Tensões principais
σ_{rr}	Tensão radial
σ_y	Tensão de escoamento (Von-Mises e Tresca)
$\sigma_{\theta\theta}$	Tensão circunferencial
$\tau_{r\theta}$	Tensão tangencial
τ_μ	Tempo de retardamento à fluência da unidade μ da cadeia de Kelvin
γ	Peso específico do material
γ_μ	Deformação da camada μ da cadeia de Kelvin
$\dot{\gamma}_\mu$	Derivada no tempo da deformação na camada μ
η	Constante de viscosidade dinâmica
θ	Coordenada circunferencial
θ'	Ângulo de Lode
μ	Camada da cadeia de Kelvin

ν	Coeficiente de Poisson
φ	Ângulo de atrito
$\phi(t, t_0)$	Coeficiente de fluência
ϕ_0	Coeficiente que depende da idade do concreto t_0
ϕ_{RH} ambiente	Coeficiente que depende da exposição da peça de concreto a umidade do ambiente
ϕ_T	Coeficiente que leva em consideração a temperatura
$\phi_{RH,T}$	Coeficiente que depende da exposição da peça a umidade do ambiente corrigido com a temperatura
ρ	Parâmetro de viscosidade para o modelo de Perzyna
ψ	Ângulo de dilatância do maciço

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	21
1.1	OBJETIVOS	23
1.1.1	Objetivo principal	23
1.1.2	Objetivos secundários	23
1.2	ESTRUTURA DO TRABALHO	24
2	ASPECTOS GERAIS SOBRE TÚNEIS	26
2.1	O PROJETO DE TÚNEIS	26
2.2	ESCAVAÇÃO	28
2.3	TIPOS DE REVESTIMENTO	31
2.4	COMPORTAMENTO MECÂNICO DO MACIÇO	33
2.4.1	Comportamento do maciço frente à escavação	33
2.4.2	Interação maciço-suporte	37
2.4.2.1	Tensões no revestimento	38
2.5	MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO E VERIFICAÇÃO	39
2.5.1	Soluções analíticas em elasticidade	40
2.5.2	Soluções analíticas em plasticidade	48
2.5.3	Método Convergência-Confinamento e Novo Método Implícito	50
2.5.4	Modelagem numérica em elementos finitos	53
2.6	TÚNEIS SUPERFICIAIS: DISTINÇÃO E PARTICULARIDADES	57
2.6.1	Túneis superficiais <i>versus</i> túneis profundos	57
2.6.2	Assentamentos superficiais	59
3	COMPORTAMENTO DOS MATERIAIS	63
3.1	MACIÇO	64
3.1.1	Comportamento diferido	64
3.1.1.1	Modelo de Perzyna.....	65
3.1.2	Crítérios de Plasticidade	67
3.2	CONCRETO	70
3.2.1	Comportamento diferido	70
3.2.1.1	Modelo reológico e teoria da solidificação	71
3.2.1.2	Modelos de fluência e retração: CEB-FIP-MC90.....	75
3.2.1.2.1	Fluência.....	76
3.2.1.2.2	Retração	81

3.2.2	Concreto tracionado: modelo para fissuração	82
3.3	AÇO.....	87
4	MODELAGEM NUMÉRICA.....	88
4.1	O SOFTWARE ANSYS.....	88
4.1.1	Elementos Finitos	88
4.1.2	Processo de solução não-linear e customização do comportamento do concreto	90
4.1.2.1	User Programmable Features – UPF e sub-rotina <i>usermat</i>	92
4.1.3	Modelos do maciço	93
4.2	O PROGRAMA GEOMECC91	94
4.3	MALHA E CONDIÇÕES DE CONTORNO	94
5	ANÁLISE NUMÉRICA DE TÚNEIS	100
5.1	TÚNEIS EM ELASTICIDADE.....	100
5.1.1	Túneis não revestidos	100
5.1.2	Tensões no revestimento.....	106
5.1.2.1	Influência da profundidade	106
5.1.2.2	Influência do coeficiente de empuxo ao repouso (K)	112
5.1.2.3	Influência da geometria do túnel.....	118
5.2	TÚNEIS EM PLASTICIDADE E VISCOPLASTICIDADE	123
6	ANÁLISE DE TÚNEIS REVESTIDOS EM CONCRETO ARMADO	127
6.1	MODELAGEM DAS ARMADURAS.....	127
6.2	FISSURAÇÃO DO REVESTIMENTO.....	128
6.3	ANÁLISE PARAMÉTRICA.....	137
7	CONSIDERAÇÕES FINAIS	140
	REFERÊNCIAS.....	144

1 INTRODUÇÃO

Os túneis desempenharam um papel vital na evolução das civilizações ao longo dos séculos. Segundo Moreira (2006), o homem já detinha certo conhecimento sobre as rochas desde a Pré-História, utilizando-se das mesmas para a fabricação de utensílios, bem como supõe-se que alguns dos instrumentos primitivos existentes serviam para, por exemplo, escavar o solo. Há, também, muitos registros da utilização do espaço subterrâneo na Antiguidade, principalmente para o transporte de água e esgoto, como por exemplo na Cloaca Máxima, monumental esgoto urbano construído na Roma Antiga, no fim do século VI a.C. Mais recentemente, houve, ainda, a proliferação da utilização subterrânea para construção de canais de navegação, no século XVII, e de túneis ferroviários, no século XIX (MOREIRA, 2006).

Nos dias atuais, o crescente desenvolvimento urbano, aliado à necessidade de preservação do meio ambiente, faz aumentar a demanda pela utilização do espaço subterrâneo, tanto em obras viárias quanto em serviços como distribuição de água, gás, redes de esgoto, eletricidade e comunicação, visto a otimização dada assim ao espaço da superfície, que fica disponível para outras finalidades. A procura por esta alternativa, em detrimento da utilização de vias elevadas, por exemplo, no âmbito das rodovias ou estradas de ferro, se dá não somente quando esta é indispensável, como no caso de topografias acentuadas, mas também devido aos menores impactos provocados pelos túneis, uma vez que há uma menor deterioração do entorno e do meio ambiente, além de redução na necessidade de desapropriações e modificação da paisagem, quando em comparação com pontes ou viadutos.

Na medida em que cresce o uso desse tipo de estrutura, aumenta também a necessidade do melhoramento de procedimentos de projeto e construção, que deve levar em conta a minimização de impactos ambientais, além de questões econômicas, sociais e de segurança. Bernaud *et al.* (1994) destacam que, de modo geral, a análise do comportamento de um túnel com algum tipo de suporte (revestimento) tem duas particularidades: o comportamento essencialmente tridimensional, evidente próximo a face do túnel, onde os deslocamentos assumem uma forma complexa; e o fato de ser um problema em que deva ser considerada a interação entre duas diferentes estruturas, de comportamento e geometria muito diferentes: o revestimento e o maciço. A interação solo-estrutura, assim, torna-se complicada não só pelas diferentes características dos materiais envolvidos, mas também pelas condições de equilíbrio e compatibilidade da interface entre eles.

Dessa maneira, o projeto de um túnel requer tanto a correta estimativa das deformações sofridas pelo maciço, quanto das tensões atuantes no revestimento. A magnitude destas solicitações dependerá de diversos fatores, dentre os quais se destacam o método de escavação e o tipo de suporte adotado, além da geometria e características do maciço e do revestimento, o que evidencia a importância da inclusão destes dados nas análises e cálculos preliminares à execução.

No caso de túneis superficiais, a proximidade com a superfície introduz fatores que não estão presentes na análise de túneis profundos, como por exemplo o formato não uniforme da seção deformada e a presença de maiores heterogeneidades, fazendo com que aproximações, como o método convergência-confinamento, não sejam aplicáveis. Assim, é necessário dar atenção especial ao comportamento do campo de tensões e deformações desse tipo de túnel, por serem mais suscetíveis ao surgimento de tensões de tração no revestimento e conseqüente fissuração deste, além de apresentarem um diferente tipo de deformação, os chamados assentamentos superficiais, que podem influenciar prejudicialmente obras próximas.

Nesse sentido, a presente dissertação apresenta um estudo referente ao comportamento estrutural de túneis superficiais revestidos em concreto armado, por meio de simulação numérica em elementos finitos onde é utilizado, como ferramenta computacional, o *software* Ansys, versão 18.2. No processo de modelagem tridimensional, é utilizado o recurso de ativação e desativação dos elementos finitos para simular o processo de escavação e colocação do revestimento, passo por passo.

Primeiramente, são feitas análises em elasticidade, com e sem revestimento, a fim de verificar a concordância do modelo com soluções empíricas e analíticas. Em seguida, o maciço é modelado de outras duas maneiras: plástico, com o critério de Mohr-Coulomb, disponibilizado pelo programa Ansys, e viscoplástico, combinando o modelo de Perzyna com o critério de plasticidade de Von-Mises. Já o modelo para o revestimento em concreto é representado por um comportamento viscoelástico, além de incluir a possibilidade de considerar a fissuração dos pontos tracionados, que faz com que sejam modificadas algumas propriedades e a relação tensão-deformação. Para tanto, torna-se necessária a adoção de modelos constitutivos diferentes dos disponíveis no *software*, processo que é feito utilizando a ferramenta de customização UPF (*User Programmable Features*) do Ansys, onde são adicionadas ao programa principal novas sub-rotinas em linguagem Fortran, conforme os modelos já implementados por Quevedo (2017)

e Schmitz (2017). Além disso, para representar o reforço em aço, utiliza-se o sistema de armadura incorporada.

Destaca-se que este estudo segue a linha de pesquisa de alguns trabalhos já desenvolvidos no PPGEC/UFRGS na análise do comportamento de túneis com o uso do Método dos Elementos Finitos. Couto (2011) apresentou um modelo numérico para análise tridimensional de túneis escavados em rocha reforçados por tirantes, onde modelou a interação maciço/tirante pelo método da homogeneização de meios periódicos, considerando um maciço elastoplástico e revestimento elástico; Villalba Fiore (2015) implementou um modelo viscoelástico tridimensional para o revestimento de túneis em concreto armado e projetado; Quevedo (2017), por sua vez, também estudou o comportamento a longo prazo de túneis profundos revestidos em concreto, com análises paramétricas, inclusive de túneis gêmeos e galerias transversais, em modelos axissimétricos e tridimensionais; por último, mais recentemente, tem-se o trabalho de Ferrão (2018), que avaliou o comportamento de túneis superficiais e a influência da superfície nos deslocamentos, além de simular o comportamento do campo de tensões para um revestimento elástico.

1.1 OBJETIVOS

Os objetivos desta pesquisa estão divididos em principal e secundários e são apresentados nos itens que seguem.

1.1.1 Objetivo principal

Esta dissertação tem como objetivo principal estudar o comportamento do campo de tensões e deformações do revestimento em concreto armado de túneis superficiais, bem como a influência de alguns dos parâmetros envolvidos, avaliando o possível surgimento de tensões de tração, que podem acarretar na fissuração desse revestimento.

1.1.2 Objetivos secundários

Para que seja possível atingir ao objetivo principal desta dissertação, são definidos os seguintes objetivos secundários:

- a) realizar estudo referente às características e ao comportamento estrutural de túneis, em especial daqueles chamados superficiais;

- b) determinar e descrever os modelos constitutivos a serem adotados para os materiais (maciço e suporte);
- c) desenvolver, no *software* Ansys, um modelo numérico tridimensional para túneis superficiais revestidos em concreto, utilizando o método de ativação e desativação dos elementos, com base nos modelos já elaborados por outros pesquisadores do PPGECC;
- d) validar o modelo desenvolvido, através de análises em elasticidade e plasticidade, e determinar os locais onde surgem tensões de tração, em que o suporte deverá ser reforçado com armaduras;
- e) revisar e implementar no modelo a customização do comportamento do concreto a partir da ferramenta UPF do Ansys, utilizando as sub-rotinas *usermat* elaboradas por Quevedo (2017) e Schmitz (2017).
- f) de posse dos túneis e locais do revestimento onde seja mais suscetível de aparecerem tensões significativas de tração, implementar o reforço do revestimento com armaduras, para então estudar a influência da fissuração do concreto nas tensões e deformações.

1.2 ESTRUTURA DO TRABALHO

A presente dissertação está dividida em 7 capítulos. Este primeiro capítulo apresentou uma breve introdução ao assunto que será abordado ao longo do trabalho, trazendo a problemática envolvida e importância do tema, além de traçar os objetivos da pesquisa e elencar os pressupostos utilizados nas simulações feitas.

O Capítulo 2, por sua vez, se refere a uma revisão geral sobre túneis, de maneira a contextualizar e trazer as informações necessárias ao entendimento do tema. São discutidos, então, aspectos de projeto, construtivos (método de escavação e tipos de revestimento), estruturais (comportamento do maciço frente à escavação e métodos de verificação e dimensionamento), além de apresentada a diferenciação entre túneis superficiais e profundos.

No Capítulo 3 são estudados os modelos constitutivos utilizados para os materiais do túnel e apresentadas suas respectivas formulações. É abordado o comportamento do maciço, em solo, que neste trabalho será modelado em elasticidade, plasticidade e viscoplasticidade; do revestimento, em concreto, modelado em elasticidade e em viscoelasticidade com verificação da fissuração, além do das armaduras de reforço.

No Capítulo 4 é abordada a modelagem em elementos finitos no programa Ansys. São apresentados os elementos finitos utilizados e suas características, aspectos relacionados ao processo de solução do programa, além de informações referentes à implementação dos modelos dos materiais. Além disso, é mostrada a discretização da malha e as condições de contorno e carregamento gerais do modelo, bem como descritas algumas simplificações e hipóteses adotadas para os problemas simulados.

O Capítulo 5 traz os resultados referentes as primeiras análises de túneis. São feitas, inicialmente, análises em elasticidade com e sem revestimento a fim de verificar o comportamento das deformações e tensões. É realizada, ainda, uma análise da influência da profundidade, do coeficiente de empuxo ao repouso e do formato do túnel nas tensões do revestimento, investigando o surgimento de tensões de tração. Em seguida, é feita também uma verificação para o modelo do maciço em plasticidade, simulando um túnel profundo, que dispõe de solução analítica.

O Capítulo 6 traz a colocação das armaduras no revestimento e os resultados das análises com os modelos finais: maciço plástico ou viscoplástico e revestimento viscoelástico com ou sem a verificação e consideração do concreto fissurado. É realizada, também, uma pequena análise paramétrica a fim de determinar a influência de alguns parâmetros na magnitude dos deslocamentos.

Por fim, o Capítulo 7 traz as conclusões e considerações finais sobre o estudo realizado, destacando os principais pontos abordados ao longo do texto, além de elencar algumas sugestões para trabalhos futuros.

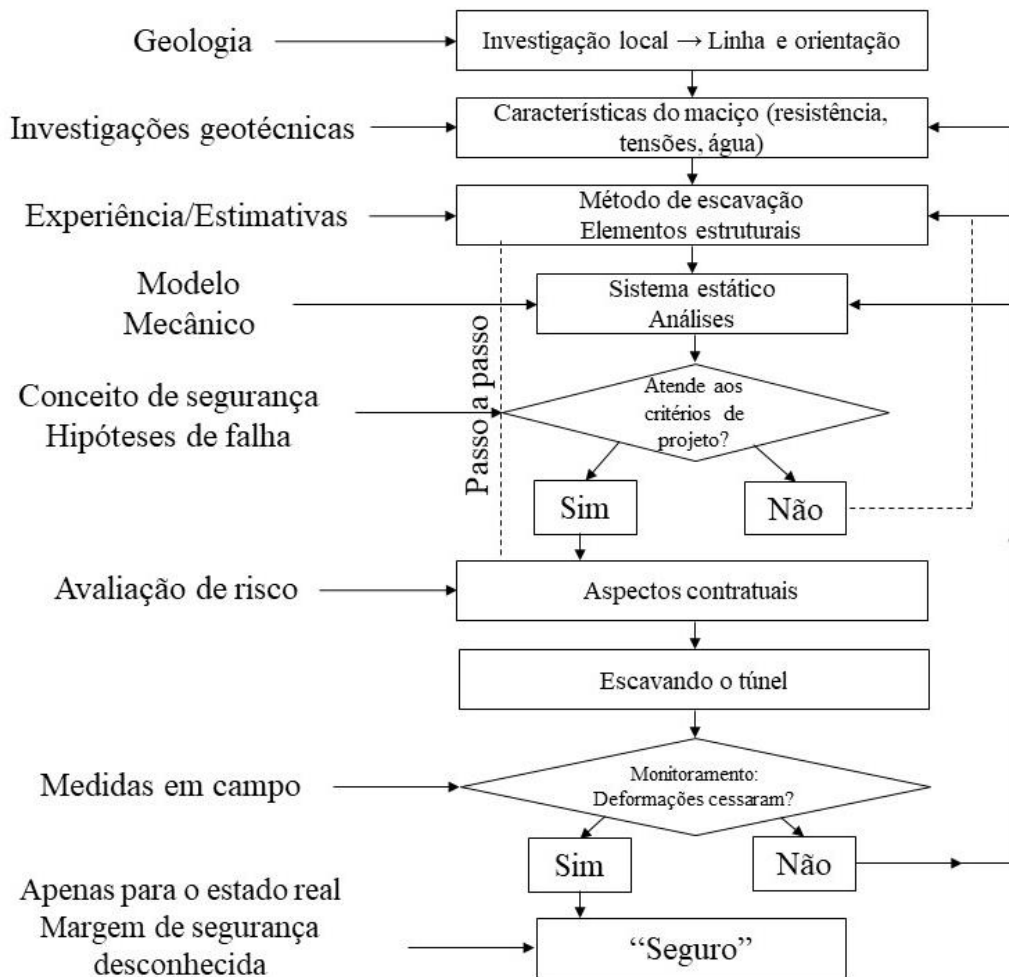
2 ASPECTOS GERAIS SOBRE TÚNEIS

A seguir, são apresentadas algumas informações importantes a respeito do projeto e execução de um túnel, como o processo de escavação e colocação do revestimento, além de tópicos relacionados ao comportamento mecânico do maciço quando submetido à escavação e sua interação com o suporte, e de algumas particularidades a respeito de túneis mais próximos à superfície.

2.1 O PROJETO DE TÚNEIS

Conforme a Associação Internacional de Túneis (ITA WORKING GROUP ON GENERAL APPROACHES TO THE DESIGN OF TUNNELS) (1988), o projeto de um túnel deve contar com a participação de diferentes disciplinas em seu planejamento: geologia, engenharia geotécnica, tecnologia de escavação e construção, engenharia estrutural, além de conhecimentos contratuais e de legislação. Assim, são necessários, dentre outros procedimentos: investigação geológica e geotécnica do local de construção, incluindo testes laboratoriais referentes ao tipo de solo ou rocha e sua resistência; planejamento do processo de escavação, considerando o método a ser adotado, além dos elementos de suporte; programação do monitoramento de deslocamentos do túnel *in-situ* e análise de tensões e deformações; projeto de impermeabilização e drenagem. Um esquema incluindo os processos envolvidos no projeto e construção de um túnel, que são desenvolvidos progressivamente, é ilustrado a seguir (Figura 2.1).

Figura 2.1 - Etapas envolvidas no projeto de um túnel.



Fonte: adaptado de ITA WORKING GROUP ON GENERAL APPROACHES TO THE DESIGN OF TUNNELS (1988).

A escolha dos procedimentos de construção de um túnel passa, principalmente, pela seleção do método de escavação e do sistema de suporte. Os principais fatores que determinam o método de construção e o custo total da obra são: a reologia do maciço e do revestimento, o entorno da construção e a geometria do túnel. Em áreas urbanas, além disso, deve ser dada atenção especial ao entorno, devido ao impacto sentido pela população (necessidade de desapropriação, deterioração do meio), que deve ser o mínimo (IFTIMIE, 1996).

O Departamento de Estradas e Rodagem do Estado de São Paulo – DER (2005) destaca que o projeto de túneis deve ser elaborado de forma progressiva, podendo ser dividido em três etapas: estudos preliminares, projeto básico e projeto executivo. A fase de estudos preliminares tem o objetivo de analisar a exequibilidade e viabilidade da obra, bem como fazer uma estimativa preliminar de custo. Nessa fase, definem-se as alternativas de traçado mais viáveis e as melhores

soluções de engenharia para a implantação da obra, por meio de estudos preliminares do projeto geométrico e da análise topográfica, geológica e geotécnica do local. A partir da definição da alternativa mais viável de construção, por meio da elaboração de um estudo de alternativas através de dados como: levantamentos planialtimétricos, prospecções geotécnicas e projeto geométrico, realizam-se os cálculos iniciais em termos de tensões e deformações, a fim de estimar o fator de segurança do túnel. Da fase de projeto básico, deriva o denominado projeto detalhado, que contém, claramente, os métodos de execução, quantidades de material e mão de obra necessárias, além do cronograma da obra. A etapa final, de projeto executivo, serve para possibilitar a perfeita execução da obra, devendo ser realizada a validação das informações obtidas nas fases anteriores, de modo a complementá-las e revisá-las se necessário.

Além disso, devido à complexidade da obra, deve-se destacar a necessidade da instrumentação e do monitoramento. Brady e Brown (2004) enumeram algumas razões principais para a vigilância do comportamento da estrutura, tratando-se de engenharia geotécnica: o registro dos valores naturais e variação de parâmetros geotécnicos; a garantia da segurança durante a construção e operação, acompanhando o desenvolvimento das deformações no solo; verificação das premissas e modelos adotados; controle da necessidade do tratamento do solo e obras corretivas, como drenagem ou eventual reforço no suporte.

2.2 ESCAVAÇÃO

Existem inúmeros métodos de escavação de estruturas subterrâneas. A escolha do método a ser adotado depende de diversos fatores, como o material do maciço, profundidade e geometria do túnel, estabilidade da cavidade, nível freático no terreno, além de condições financeiras, ambientais e de segurança. Há, inclusive, a possibilidade do emprego de mais de um método de escavação ao longo do eixo do túnel, como é o caso, por exemplo, do túnel de Saint Gotthard, localizado na Suíça.

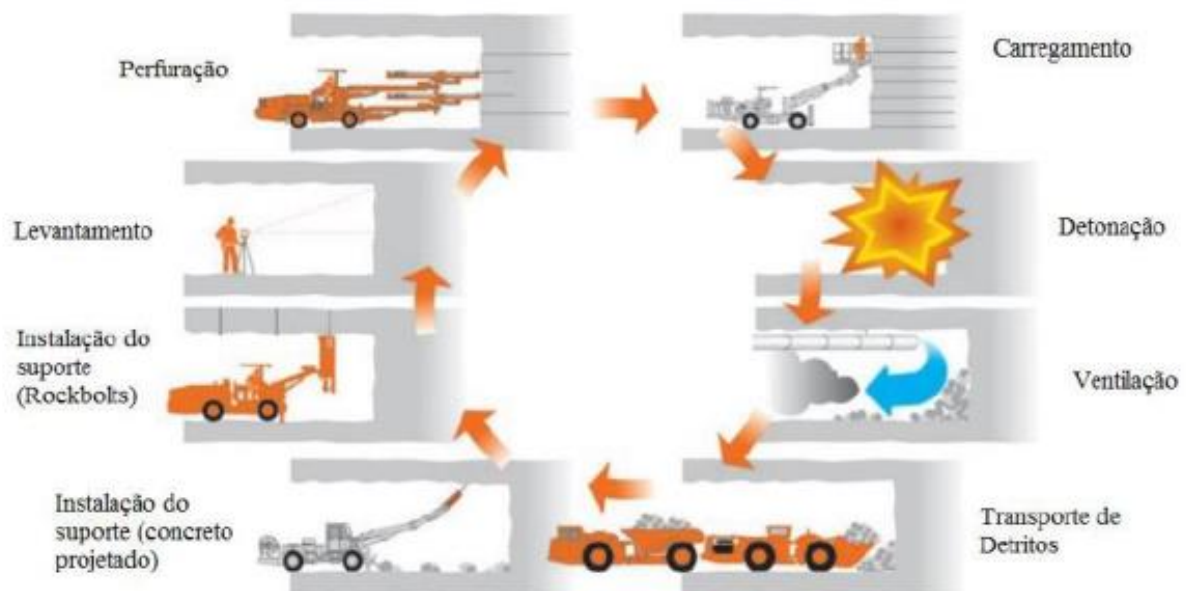
Pode-se dividir os métodos disponíveis em dois grupos: não-mecanizados e mecanizados. Os processos não-mecanizados, executados sem a presença de grandes máquinas, podem ser executados em fases, de acordo com as características da obra e do maciço. Utilizada principalmente em túneis de grande seção, a técnica de desmonte sucessivo de seções parciais minimiza a instabilidade da cavidade e reduz os deslocamentos do túnel.

Existe, ainda, o método de construção convencional chamado NATM - *New Austrian Tunneling Method* (Novo Método Austríaco de Abertura de Túneis), desenvolvido entre 1957 e 1965 por Ladislaus Von Rabcewicz, que mais se enquadra em um método de dimensionamento, mas que, para abertura do túnel, também utiliza seções parciais.

A escavação sequencial, executada com o estabelecimento de etapas, pode ser feita tanto por escavação simples quanto por perfuração e detonação, ambas também conhecidas por escavação mineira. A escavação simples, que permite grande flexibilidade quanto à geometria da seção, é ideal para escavar galerias de formatos complexos. Esse tipo de escavação pode ser feito por meio de uma combinação de ferramentas manuais até equipamentos mecânicos, como escavadeiras, escavadeiras rotativas (*Roadheader*), escarificadoras e martelo hidráulico (*Hammerhead*) para quebrar o maciço.

Por outro lado, o método de perfuração e detonação, utilizado em caso de dificuldade de penetração no maciço, consiste em perfurar o maciço, instalar material explosivo e detonar a frente de escavação. O processo executivo desse tipo de escavação é ilustrado na Figura 2.2.

Figura 2.2 - Sequência executiva do método de escavação por perfuração e detonação.

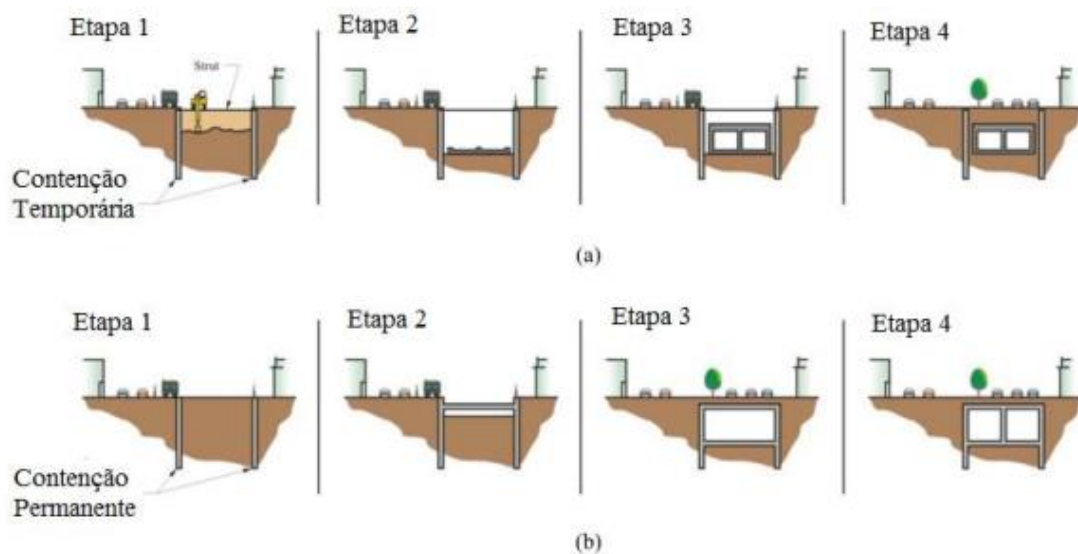


Fonte: HEINIÖ (1999).

Por último, ainda nos métodos de escavação não-mecanizada, tem-se a construção por recobrimento de vala, majoritariamente utilizada em túneis rasos, em que estrutura é feita dentro

de uma escavação a céu aberto, que é coberta com aterro no fim construção. O método pode ser executado por meio de duas técnicas: direta, em que são construídas estruturas de contenção temporárias, retirado o solo e então se constrói a estrutura do túnel e se aterra a escavação; e indireta, em que são construídas estruturas de contenção permanentes (parte da estrutura do túnel), para então escavar e, após terminada a estrutura, recobrir com solo (Figura 2.3) (HUNG *et al.*, 2009).

Figura 2.3 - Método da vala recoberta (a) direto e (b) indireto.



Fonte: HUNG *et al.* (2009).

Os processos mecanizados, por sua vez, são divididos em dois grupos. O primeiro diz respeito à utilização de máquinas tuneladoras, que proporcionam ótima regularidade durante a escavação, podem contar com dispositivos para o controle de água no interior da cavidade e geralmente possuem maquinários acoplados para execução do revestimento concomitantemente à escavação. Caso o maciço a ser escavado seja pouco resistente, a tuneladora pode contar com um escudo (*shield*) no trecho não revestido, a fim de evitar o colapso da cavidade. Como desvantagem de sua utilização, tem-se a inflexibilidade quanto à mudança de geometria da seção do túnel, que deve ser constante, além do elevado investimento necessário.

O outro tipo de método mecanizado é feito com a cravação de tubos. Comum em túneis rasos e de comprimento limitado, como por exemplo obras de fornecimento de água, eletricidade e

gás, o método consiste em conectar dois poços cravando tubos com auxílio de macacos hidráulicos, uma parede de reação e uma pequena tuneladora com ou sem escudo na frente de escavação (QUEVEDO, 2017).

2.3 TIPOS DE REVESTIMENTO

Os revestimentos de túneis são sistemas estruturais instalados com o intuito de providenciar o suporte necessário ao maciço, manter a abertura do túnel, limitar a infiltração de água, além de constituir a base para a superfície final interna do túnel. Podem ser divididos em revestimento primário e revestimento secundário, este último utilizado se necessário. O revestimento primário é aplicado imediatamente após a escavação e atua principalmente na estabilização da cavidade, garantindo a segurança de trabalho e dando ao túnel a geometria desejada. Já o suporte secundário tem como objetivo a estabilidade a longo prazo, além de estabelecer as condições de serviço da infraestrutura.

Dentre os sistemas de revestimento primário usualmente empregados, destaca-se o concreto projetado, aplicado pneumáticamente após a escavação e constituído de cimento Portland, agregados, água e uma série de aditivos (aceleradores e retardadores, sílica, fibras de reforço). Como vantagens de sua utilização, destacam-se: a boa adaptação a diferentes superfícies, sem necessidade de forma; a ligação com o maciço em todo o contorno da superfície escavada, que em geral apresenta irregularidades; e a possibilidade de combinação com outros tipos de suporte.

Além disso, são bastante utilizados componentes adicionais, geralmente metálicos, também para o auxílio da estabilidade da cavidade na escavação. Como exemplo, tem-se os elementos de: enfilagem (elementos longitudinais, instalados no contorno do teto da escavação); pregagem (elementos em fibra de vidro instalados na face frontal de escavação do túnel, por meio de perfuração e preenchimento com cimento ou resina); cambotas (elementos com a forma do arco superior do túnel); tirantes convencionais (barras de aço pré-tensionadas); tirantes passivos (sem pré-tensão); chumbadores (barras ou hastes com algum sistema de ancoragem mecânica e/ou química ao longo do seu comprimento ou ponta); além de malhas metálicas (DER-SP, 2005).

Como revestimento secundário, também chamado de definitivo, têm-se, predominantemente, o uso de concreto pré-moldado, de uma camada adicional de concreto projetado ou, ainda, de

estruturas metálicas. Os anéis de concreto pré-moldado, cujo número de segmentos depende do diâmetro do túnel, são usados em túneis circulares e podem ser empregados tanto em solos moles quanto rochosos. Ademais, seu emprego é feito, geralmente, em túneis escavados com tuneladoras, que erguem os segmentos e os utilizam como forma de suporte para empurrá-las e avançar a escavação (HUNG *et al.*, 2009).

O concreto que compõe o revestimento secundário, seja ele pré-moldado ou moldado *in loco*, geralmente é armado com barras de aço, que o conferem resistência frente às tensões de tração que podem surgir e à possível consequente fissuração do concreto. Segundo Hung *et al.* (2009), no caso do concreto moldado *in loco*, deve-se dar atenção especial à consolidação do mesmo, que pode ser prejudicada caso a espessura desse revestimento seja fina e existam duas camadas de armadura, dificultando o processo de vibração. Em alguns casos, portanto, é recomendado um processo de escalonamento das armaduras ou o uso de concretos auto adensáveis.

A Associação Internacional de Túneis (ITA WORKING GROUP ON GENERAL APPROACHES TO THE DESIGN OF TUNNELS) (1988) sugere algumas especificações para o revestimento em concreto de túneis. Dentre elas, está a de que a espessura do revestimento secundário moldado *in loco* deve ser de no mínimo 25 cm, para concreto simples, e 30 cm, para concreto armado, justamente para coibir problemas de adensamento. Além disso, a ITA (1988) propõe que, no caso de adoção de reforço para o controle de fissuras, deve ser colocada uma malha de barras de aço nas duas direções da seção do túnel, tanto na face interna quanto na externa do revestimento.

Destaca-se que, nas análises realizadas neste trabalho, o revestimento é tratado com um só, sem fazer a separação entre primário e secundário. Ademais, são adotadas algumas dimensões reduzidas, tanto para a espessura do revestimento, quanto para as barras de aço, que são calculadas através de uma taxa de armadura mínima, como será especificado no Capítulo 6.

2.4 COMPORTAMENTO MECÂNICO DO MACIÇO

O maciço, seja ele composto de solo ou rocha, é o principal material de construção de um túnel e, comparativamente a outros materiais utilizados na engenharia civil, apresenta comportamento complexo e de mais difícil previsão, apresentando descontinuidades, heterogeneidade e anisotropia. Além disso, na superfície, as características do maciço variam com base em sua natureza intrínseca, que determina as condições morfológicas da crosta terrestre; já em seu interior, essas características também dependem do estado de tensão ao qual o maciço está ou esteve sujeito (LUNARDI, 2008). Simplificadamente, Lunardi (2008) divide os tipos de maciço em três grupos, que apresentam diferentes consistências: a areia, cujo comportamento é dado sobretudo em termos de atrito; a argila, cujo comportamento é dado sobretudo em termos de coesão; e a rocha, cujo comportamento é dado em termos tanto de coesão quanto do atrito, com valores bem mais elevados que os dos outros dois grupos.

Nos subitens que seguem, é discutido o comportamento mecânico do maciço quando submetido à escavação, além de sua interação com o suporte e fatores envolvidos.

2.4.1 Comportamento do maciço frente à escavação

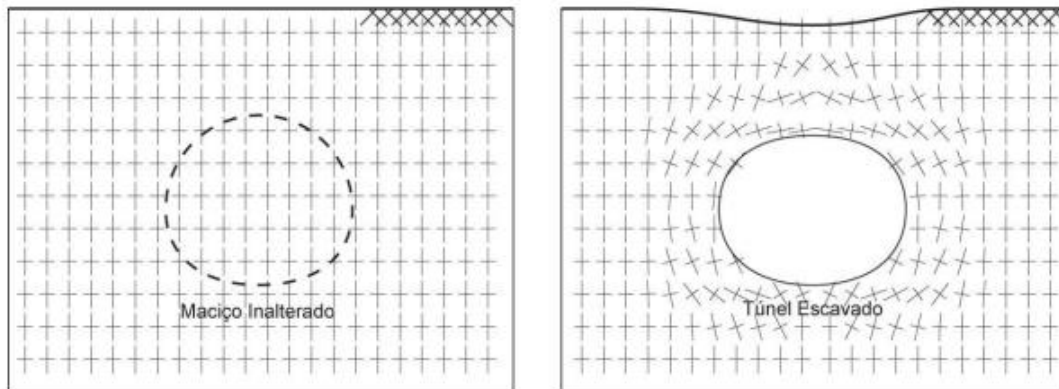
Conforme Lunardi (2008), uma das peculiaridades de obras subterrâneas é o fato de que o momento em que a estrutura precisa de mais atenção muitas vezes não é a fase final, em que o túnel está sujeito às cargas externas previstas em projeto, mas sim a fase intermediária, durante a qual o túnel está sendo escavado.

A escavação de um túnel pode ser entendida como a remoção das tensões de superfície existentes no contorno da escavação, anteriormente em equilíbrio. Dessa maneira, conforme o avanço da escavação, há uma perturbação do estado natural de tensões do maciço, que acaba sendo rearranjado ao buscar uma nova condição de equilíbrio. Essa estabilização pode ser atingida com a mobilização apenas da resistência do maciço, neste caso chamado de autoportante, ou ainda com a adoção de um sistema de suporte, como é feito na maioria dos casos (ROCHA, 1971 *apud* FRANÇA, 2006).

A alteração do campo de tensões no maciço quando da escavação é explicada pelo chamado efeito de arqueamento, introduzido por Terzaghi (1943), fenômeno que causa o redirecionamento das tensões principais no maciço. Em maciços inalterados, a direção das tensões principais coincide com os eixos verticais e horizontais e, segundo França (2006),

indicam as direções dos planos onde não ocorrem tensões de cisalhamento, apenas tensões normais; conforme o maciço é escavado, as tensões se redistribuem, mobilizando tensões de cisalhamento ao redor da abertura (Figura 2.5).

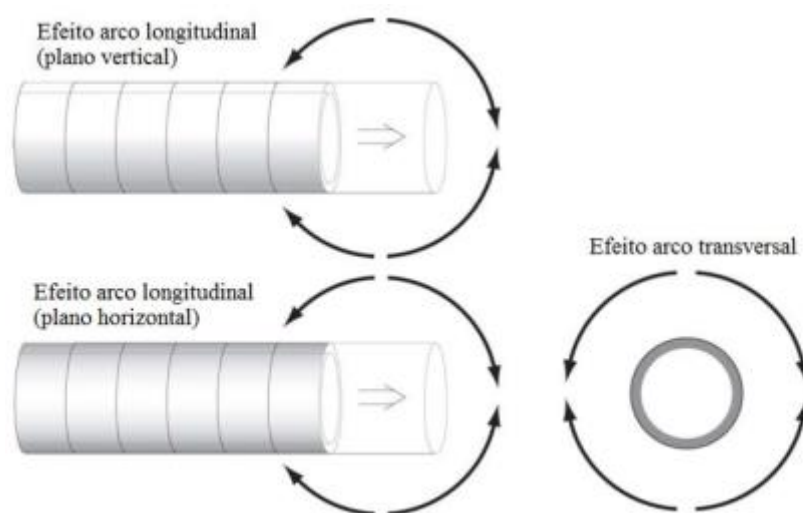
Figura 2.4 - Direção das tensões principais antes e depois da escavação



Fonte: FRANÇA (2006).

Assim, ao mobilizar tensões tangenciais, a frente de escavação cria uma zona de influência tridimensional. O efeito de arco ocorre, portanto, tanto em planos transversais ao longo das seções do túnel, quanto em planos verticais e horizontais longitudinais (Figura 2.5).

Figura 2.5 - Arqueamento tridimensional de tensões.

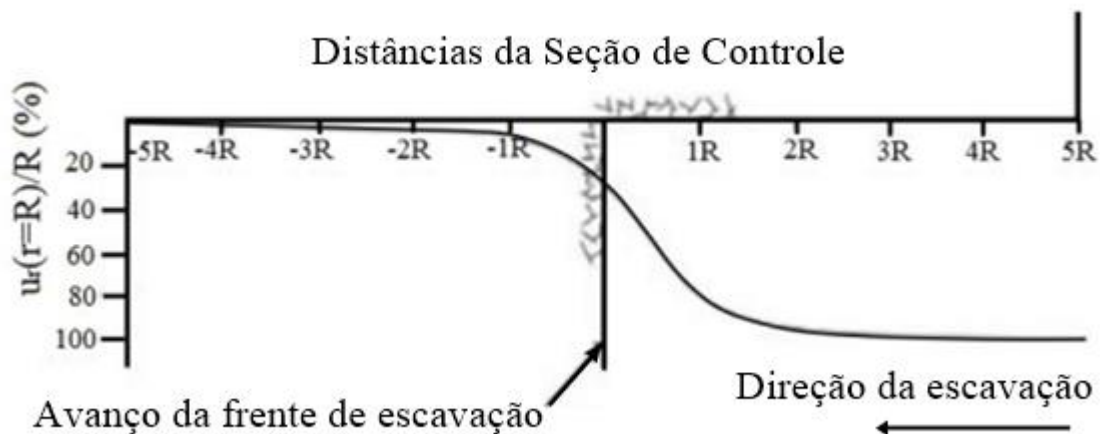


Fonte: FRANÇA (2006).

Surgem, conseqüentemente, dois tipos de deformações: longitudinais e radiais. Gomes (1998) destaca que, a uma certa distância não-escavada da frente de escavação, os deslocamentos são essencialmente longitudinais e, conforme essa escavação avança, os deslocamentos crescem e vem a atingir seu máximo exatamente na seção da face do túnel. O autor acrescenta ainda que avanços posteriores originam uma redução dos deslocamentos longitudinais, que no final se aproximam de um valor nulo.

Os deslocamentos radiais, por sua vez, crescem de forma contínua até atingirem o equilíbrio e apresentam uma zona de inflexão junto à frente de escavação, vindo a atingir seu valor máximo a uma certa distância da face. Hafany e Emery (1980 *apud* Couto, 2011) verificaram, através da modelagem de um túnel circular de comportamento elástico, que os deslocamentos radiais iniciam a uma distância de cinco raios para dentro da face de escavação. Já na seção situada exatamente na frente de escavação, os deslocamentos são superiores a 35% do total, chegando a 80% quando a distância da face é de um raio e a sua totalidade quando a distância é de dois raios (Figura 2.6).

Figura 2.6 - Perfil de convergências próximo à frente de escavação.



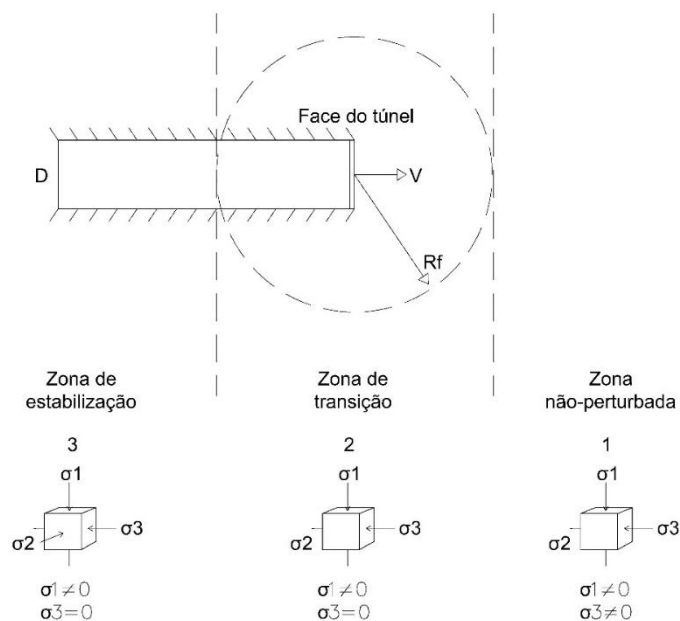
Fonte: HAFANY e EMERY (1980 *apud* COUTO, 2011).

Assim, como destacado por Couto (2011), pode-se dizer que para um túnel circular de comportamento elástico existe uma chamada “zona de influência da frente de escavação”, situada em um trecho de aproximadamente dois diâmetros desse túnel ao redor da face do mesmo. No entanto, não se pode apontar precisamente a faixa de atuação que define esta zona, visto que depende de fatores como características de resistência do maciço e do suporte (quando

existente), além da distância de colocação do revestimento em relação à face do túnel (GOMES, 1998).

Nesse sentido, Lunardi (2008) descreve três zonas características identificadas ao longo do avanço do túnel. São elas: a) zona não perturbada, na qual o maciço ainda não foi afetado pela escavação; b) face do túnel ou zona de transição, sob o qual a escavação tem efeito considerável; c) zona de estabilização, onde a escavação não mais influi e há novamente o equilíbrio. O raio de influência da zona de transição (R_f), ilustrado na Figura 2.7, segundo o mesmo autor, depende do diâmetro do túnel, da rigidez do maciço, do estado inicial de tensões e da velocidade do avanço de escavação.

Figura 2.7 - Zona de influência da face de escavação considerando um estado de tensões biaxial.



Fonte: adaptado de LUNARDI (2008).

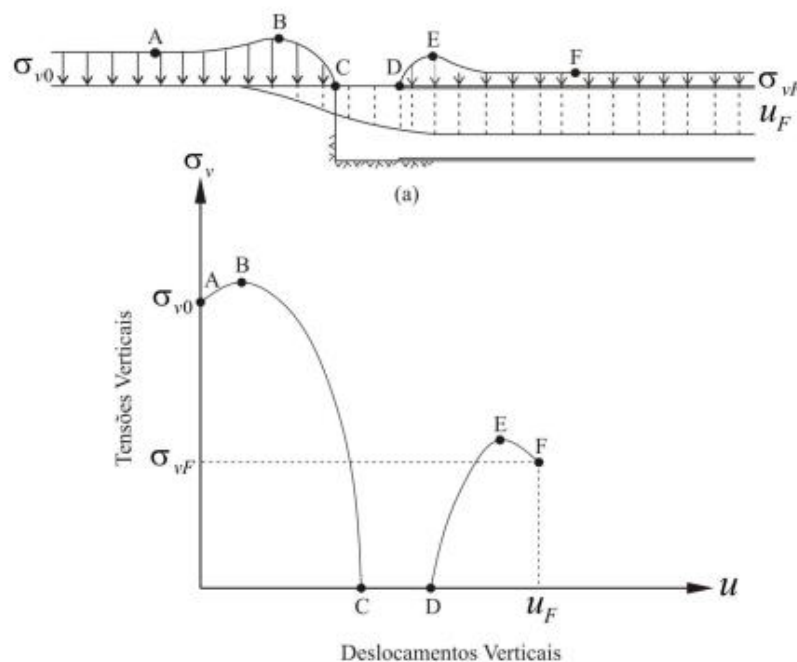
Sobre as três zonas características citadas acima, é válido ainda fazer algumas considerações acerca do estado de tensões e deformações, bem como sua evolução. Na primeira zona, não perturbada, o estado de tensões é natural e triaxial em todos os pontos, já a deformação é nula; na segunda zona, de transição, o campo de tensões encontra-se perturbado e começa a evoluir de triaxial para biaxial, enquanto a deformação é crescente; já na terceira zona, de estabilização, há o equilíbrio do campo de tensões, que se torna biaxial, estado de deformações planas e deformações cessando (LUNARDI, 2008).

2.4.2 Interação maciço-suporte

A redistribuição das tensões para as zonas vizinhas no interior do maciço depende dos deslocamentos permitidos pelo suporte e, então, há um problema altamente hiperestático, onde não só as tensões iniciais e características geométricas interessam, mas também o comportamento conjunto do maciço e do suporte (QUEVEDO, 2017). Essa interação depende, dentre outros fatores, da rigidez dos dois materiais, da deformação no instante de colocação do revestimento e da distância entre a colocação do revestimento e a face do túnel.

Nesse sentido, Eseinstein *et al.* (1984 *apud* Couto, 2011) relacionaram a tensão e o deslocamento radial, em diferentes pontos do comprimento do túnel, ao longo de uma linha longitudinal situada em seu teto (Figura 2.8 (a)). No ponto B, situado para dentro do maciço, próximo à frente de escavação, é verificada a tensão máxima, devido ao efeito de arco longitudinal; a tensão vai diminuindo até o ponto C, situado na face do túnel, onde é nula e assim permanece até o ponto D, onde é iniciada a colocação do revestimento; já entre os pontos D e E há, novamente devido ao efeito de arco, um aumento nas tensões, até que seja alcançado o equilíbrio, no ponto F.

Figura 2.8 - (a) Distribuição longitudinal das tensões e deslocamentos verticais ao longo do túnel; (b) Curva de reação maciço-suporte.



Fonte: ESEINSTEIN *et al.* (1984 *apud* COUTO, 2011).

Gomes (1998), ao analisar a distribuição de tensões e curva interação maciço-suporte mostradas, conclui que, sendo o gradiente de tensões adiante da frente de escavação maior que o gradiente de deformações, devido à influência do avanço, mesmo que se considere o comportamento do maciço como linear, a referida curva tensão/deformação será não-linear. Além disso, o autor cita a influência do tempo de colocação do suporte após a escavação: um atraso na sua colocação não produz mudanças significativas na parte ABC da curva de interação, que não é afetada pela rigidez do suporte; já na parte DEF, tanto as tensões quanto deslocamentos são altamente condicionados pela rigidez do suporte e afetados pela distância entre o revestimento e a face do túnel (d_0).

2.4.2.1 Tensões no revestimento

As tensões desenvolvidas no revestimento do túnel dependem de diversos fatores, dentre os quais destaca-se a rigidez deste revestimento. Para o entendimento da influência da rigidez, Peck (1969) sugere que sejam supostas duas situações, ambas para um túnel circular com revestimento. Caso o revestimento do túnel fosse perfeitamente flexível, mas capaz de suportar as pressões radiais que o comprimem, tensões tangenciais e de cisalhamento não apareceriam e, portanto, não existiriam momentos fletores. Por outro lado, supondo esse revestimento como perfeitamente rígido, as pressões atuantes causariam momentos fletores, devido à resistência do revestimento às deformações que seriam impostas. Na prática, entretanto, a rigidez do revestimento é intermediária entre os dois casos propostos. Dessa maneira, o equilíbrio do túnel não pode ser atingido somente pela mudança do seu diâmetro, e essa distorção poderá induzir o surgimento de momentos fletores residuais (PECK, 1969).

Além disso, segundo Peck (1969), os momentos fletores que poderão surgir no suporte de um túnel dependem fortemente do formato de sua seção transversal. Dentre os formatos mais utilizados, além da seção circular, tem-se a seção tipo ferradura (ou D-invertido) e a seção em elipse. Túneis com seção ferradura, por exemplo, podem apresentar concentração de tensões próximas às quinas do contorno da seção e maiores tensões de tração nas partes em que a seção é retilínea (FERRÃO, 2018).

Em seu estudo, Ferrão (2018) analisa as tensões no revestimento dos três tipos de túneis citados. Nos túneis com formato circular ou elíptico, as tensões foram sempre de compressão, enquanto nos de seção ferradura foram observadas tensões de tração nas paredes lateral e de fundo, com valores que se aproximam da tensão de fissuração do concreto. O autor indica ainda que,

dependendo das características dos túneis circulares e elípticos, como pouca profundidade, revestimentos pouco espessos ou raio horizontal muito prolongado (no caso elíptico), podem também aparecer tensões de tração.

2.5 MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO E VERIFICAÇÃO

A Associação Francesa de Túneis e do Espaço Subterrâneo – AFTES (2001) classifica os métodos de dimensionamento do suporte de túneis em quatro tipos: puramente empíricos; métodos que determinam a carga que atua no suporte (chamados em outras referências de semi-empíricos); métodos que levam em conta a rigidez e deformação do suporte; e métodos que levam em conta a interação maciço-suporte.

Os métodos puramente empíricos são aqueles baseados na experiência e observação do desempenho de revestimentos de obras precedentes com características semelhantes. Dessa maneira, não envolvem a adoção de modelos de comportamento para a estrutura, mas sim analisam o maciço e o classificam com base em alguns parâmetros geotécnicos, para, a partir de sua avaliação, ser recomendado um tipo específico de revestimento. Destacam-se, dentre os métodos empíricos existentes, o *New Austrian Tunneling Method* (NATM), o *Rock Mass Rating* (RMR), proposto por Bieniawski, e o Índice Q, proposto por Barton e Gristmand.

O Método Austríaco de Construção de Túneis, ou NATM (*New Austrian Tunneling Method*), por exemplo, também reconhecido como uma filosofia de construção, mas que pode ser enquadrado como um método de dimensionamento, assume que a principal componente da estrutura de suporte de um túnel está ligada à resistência do próprio maciço, de forma que é necessária sua máxima mobilização, por meio da conservação de suas características iniciais. Assim, deve-se perturbá-lo o mínimo possível, além de aplicar um suporte primário logo após a escavação para garantir a estabilidade da abertura. Dessa maneira, entende-se que o maciço faz parte da estrutura portante (MOREIRA, 2006).

Os métodos semi-empíricos, por sua vez, além de levarem em consideração a natureza do terreno, definem as cargas exercidas sobre a estrutura, através de métodos como os propostos por Terzaghi, Caquot e Protodiconov, para então dimensionar o suporte por meio de cálculos estáticos que determinam a reação necessária para que a zona de ruptura seja mantida estável. Não são levadas em consideração, no entanto, as características do tipo de suporte, considerando-o, por exemplo, como um anel infinitamente rígido.

No que diz respeito aos métodos que levam em conta a rigidez e deformação do suporte, dentre os quais se destaca o método das reações hiperestáticas, podem ser considerados como um complemento para os métodos semi-empíricos. Neste método, a interação solo-estrutura é simulada ao considerar o suporte como barras e a reação do solo como vínculos elásticos (molas de Winkler). São, em suma, governados pela teoria da resistência dos materiais, sendo o carregamento dividido entre cargas ativas, como as pressões de terra, que atuam diretamente sob o suporte, e cargas passivas, que advém das reações que se opõem à deformação do suporte.

Por fim, tem-se os métodos que levam em conta a interação maciço-suporte, que se dividem em soluções analíticas e numéricas. As analíticas representam soluções baseadas em equações matemáticas exatas, formuladas com base na teoria da elasticidade e da plasticidade. Ao longo do processo desse tipo de solução, no entanto, são adotadas algumas simplificações, condicionando o problema a uma situação idealizada (seção circular, meio homogêneo, estado plano de deformações, etc.).

Por outro lado, há ainda as soluções numéricas, métodos aproximados que permitem incluir na análise fatores como a geometria do túnel e do suporte e a composição geotécnica real do maciço, com suas respectivas equações constitutivas, além das fases do processo de escavação e colocação do revestimento. Dentre os métodos existentes, os de maior utilização são: o método dos elementos finitos, o método dos elementos de contorno e o método das diferenças finitas.

Nos itens a seguir, serão apresentadas algumas soluções analíticas em elasticidade, que demonstram satisfatoriamente o comportamento de tensões e deformações dos túneis, mesmo com algumas simplificações. Além disso, serão elencados alguns tópicos sobre o método Convergência-Confinamento (que não é válido para túneis superficiais, mas que apresenta importância devido a sua grande utilização) e sobre as soluções numéricas pelo Método dos Elementos Finitos.

2.5.1 Soluções analíticas em elasticidade

Lamé (1852) propõe a primeira solução, em estado plano de deformações, para aberturas cilíndricas em meio elástico sob um estado inicial de tensões hidrostático, assumindo a hipótese de uma cavidade em meio infinito. Mais tarde, Kirsch (1898) apresenta outra solução para determinação de tensões e deslocamentos para o mesmo tipo de abertura em meio elástico, no entanto considerando um estado de tensões iniciais não hidrostático (podendo haver diferença

entre as tensões vertical e horizontal), além das seguintes premissas: seção circular, face do túnel plana e ortogonal ao eixo, maciço homogêneo, seção do túnel afastada da frente de escavação e túnel suficientemente profundo.

Em túneis circulares dito profundos, cujo esquema em estado plano de deformações é ilustrado na Figura 2.9, as tensões iniciais são definidas pelas Equações 2.1 e 2.2:

$$P_v = -\gamma H \quad (2.1)$$

$$P_h = -K\gamma H \quad (2.2)$$

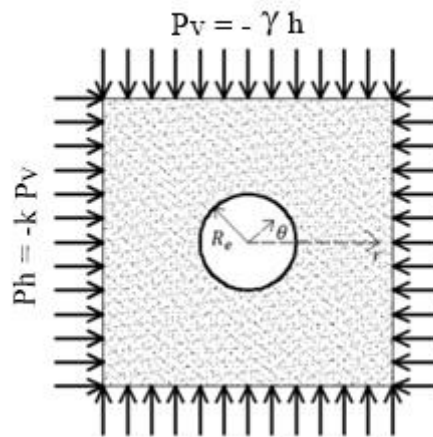
Onde:

γ = peso específico do maciço;

H = profundidade do túnel, medida até o eixo;

K = coeficiente de empuxo em repouso.

Figura 2.9 - Tensões em túnel profundo.



Fonte: PARK (2004).

Baseada no estado de tensões ilustrado acima, a solução de Kirsch (1898) é dada por meio das Equações 2.3 a 2.7:

$$u_r = -\frac{1}{4} \frac{(P_v + P_h)}{G} \left(\frac{R_e^2}{r} \right) - \frac{1}{4} \frac{(P_v - P_h)}{G} \left(\frac{R_e^2}{r} \right) \left(4 - 4\nu - \frac{R_e^2}{r} \right) \cos(2\theta) \quad (2.3)$$

$$u_\theta = \frac{1}{4} \frac{(P_v - P_h)}{G} \left(\frac{R_e^2}{r} \right) \left(2(1 - 2\nu) + \frac{R_e^2}{r} \right) \sin(2\theta) \quad (2.4)$$

$$\sigma_{rr} = -\frac{1}{2}(P_v + P_h) \left(1 - \frac{R_e^2}{r^2}\right) + \frac{1}{2}(P_v + P_h) \left(1 - 4\frac{R_e^2}{r^2} + 3\frac{R_e^4}{r^4}\right) \cos(2\theta) \quad (2.5)$$

$$\sigma_{\theta\theta} = -\frac{1}{2}(P_v + P_h) \left(1 + \frac{R_e^2}{r^2}\right) + \frac{1}{2}(P_v - P_h) \left(1 + 3\frac{R_e^4}{r^4}\right) \cos(2\theta) \quad (2.6)$$

$$\tau_{r\theta} = \frac{1}{2}(P_v - P_h) \left(1 + 2\frac{R_e^2}{r^2} - 3\frac{R_e^4}{r^4}\right) \sin(2\theta) \quad (2.7)$$

Onde:

u_r, u_θ = deslocamentos radial e circunferencial, respectivamente;

$\sigma_{rr}, \sigma_{\theta\theta}, \tau_{r\theta}$ = tensões radial, circunferencial e tangencial, respectivamente;

P_v = pressão vertical sobre o maciço;

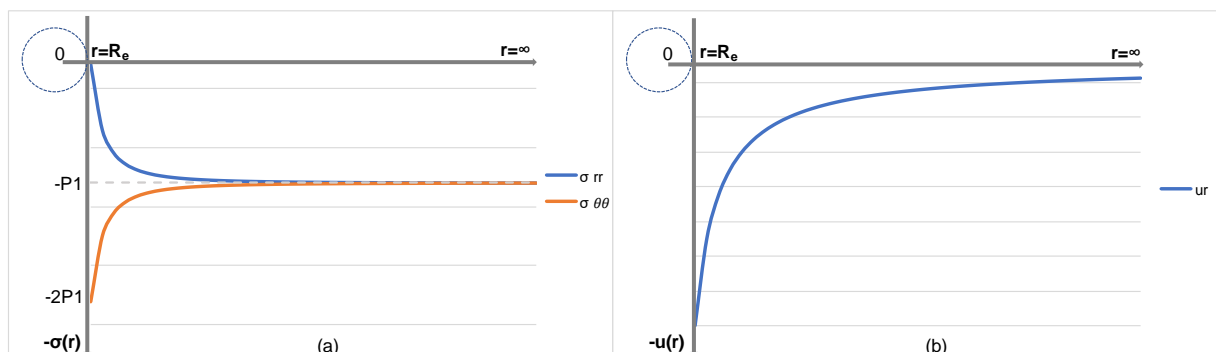
P_h = pressão horizontal sobre o maciço;

G = módulo de cisalhamento transversal;

r, θ = coordenadas do ponto de interesse.

O comportamento das tensões radial e circunferencial, bem como o deslocamento radial, em função do afastamento da coordenada r da abertura do túnel, é ilustrado na Figura 2.10. O valor do deslocamento circunferencial resulta nulo para túneis profundos; além disso, o comportamento é o mesmo para qualquer posição θ .

Figura 2.10 - Comportamento das equações da solução elástica de Kirsch para (a) Tensões e (b) deslocamento radial.



Fonte: Elaborada pela autora.

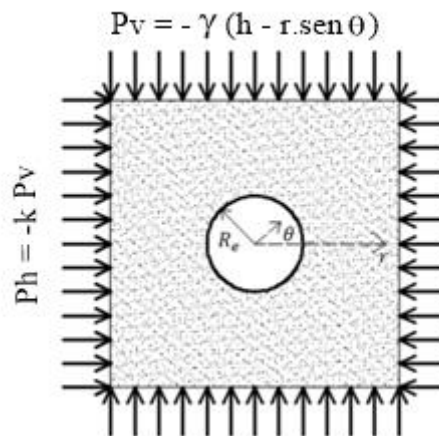
Para túneis rasos, por outro lado, tem-se um estado de tensões iniciais variável linearmente com a profundidade, como mostram as Equações 2.8 e 2.9:

$$P_v = -\gamma(H - r \sin(\theta)) \quad (2.8)$$

$$P_h = -k\gamma(H - r \sin(\theta)) \quad (2.9)$$

Nas expressões acima, r e θ são as coordenadas do ponto de interesse. As tensões e condições de contorno em um túnel superficial são ilustradas na Figura 2.11.

Figura 2.11 - Tensões em um túnel superficial.



Fonte: PARK (2004).

Nesse sentido, algumas soluções foram posteriormente propostas considerando a tensão dependente da profundidade. Bobet (2001) apresenta soluções elásticas para túneis rasos circulares com e sem revestimento, considerando diferentes processos de construção e condição do solo: solo não-saturado; solo saturado com e sem pressões internas; túnel com ou sem lacuna entre o maciço e o revestimento; aplicação para análises a curto e longo prazo. Em seguida, Park (2004) propõe quatro diferentes soluções para túneis não-revestidos, para $k = 1$ e $\nu = 0,5$, considerando quatro diferentes condições de contorno. Primeiramente, ele traz uma solução geral para as tensões e deslocamentos, em que a convergência do túnel é considerada uniforme, sem ovalização.

Para um túnel não revestido, as soluções encontradas por Bobet (2001) e Park (2004) são análogas. As Equações 2.10 até 2.14 ilustram os resultados desses estudos, considerando uma convergência uniforme:

$$2Gu_r = -\frac{a_0}{r} + \left\{ \frac{c'_1}{r^2} + c_1(1 - \nu) \ln r + d'_1(1 - 2\nu) \ln r \right\} \sin\theta$$

$$+2 \left\{ \frac{a'_2}{r^3} - \frac{2b'_2(1-v)}{r} \right\} \cos(2\theta) + \left\{ 3 \frac{c'_3}{r^4} + \frac{d'_3(5-4v)}{r^2} \right\} \text{sen}(3\theta) \quad (2.10)$$

$$2Gu_\theta = - \left\{ \frac{c'_1}{r^2} - c_1v - c_1(1-v) \ln r + d'_1(1-2v)(1-\ln r) \right\} \cos\theta$$

$$+2 \left\{ \frac{a'_2}{r^3} - \frac{b'_2(1-2v)}{r} \right\} \text{sen}(2\theta) + \left\{ 3 \frac{c'_3}{r^4} - \frac{d'_3(1-4v)}{r^2} \right\} \cos(3\theta) \quad (2.11)$$

$$\sigma_{rr} = -\frac{(1+k)}{2} \gamma H + \frac{a_0}{r^2} + \left\{ \frac{(3+k)}{4} \gamma r - \frac{2c'_1}{r^3} + \frac{c_1}{r} + \frac{d'_1}{r} \right\} \text{sen}\theta$$

$$+ \left\{ \frac{(1-k)}{2} \gamma H - \frac{6a'_2}{r^4} - \frac{4b'_2}{r^2} \right\} \cos(2\theta) - \left\{ \frac{(1-k)}{4} \gamma r + \frac{12c'_3}{r^5} + \frac{10d'_3}{r^3} \right\} \text{sen}(3\theta) \quad (2.12)$$

$$\sigma_{\theta\theta} = -\frac{(1+k)}{2} \gamma H - \frac{a_0}{r^2} + \left\{ \frac{(1+3k)}{4} \gamma r + \frac{2c'_1}{r^3} + \frac{d'_1}{r} \right\} \text{sen}\theta$$

$$- \left\{ \frac{(1-k)}{2} \gamma H - \frac{6a'_2}{r^4} \right\} \cos(2\theta) + \left\{ \frac{(1-k)}{4} \gamma r + \frac{12c'_3}{r^5} + \frac{2d'_3}{r^3} \right\} \text{sen}(3\theta) \quad (2.13)$$

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

$$- \left\{ \frac{(1-k)}{4} \gamma r - \frac{12c'_3}{r^5} - \frac{6d'_3}{r^3} \right\} \cos(3\theta) \quad (2.14)$$

Onde:

$$a_0 = \frac{(1+k)}{2} \gamma h R_e^2 \quad (2.15)$$

$$a'_2 = -\frac{(1-k)}{4} \gamma h R_e^4 \quad (2.16)$$

$$b'_2 = \frac{(1-k)}{2} \gamma h R_e^2 \quad (2.17)$$

$$c_1 = -\gamma R_e^2 \quad (2.18)$$

$$c'_1 = \frac{1}{8} \left(k - \frac{v}{1-v} \right) \gamma R_e^4 \quad (2.19)$$

$$c'_3 = \frac{(1-k)}{12} \gamma R_e^6 \quad (2.20)$$

$$d'_1 = \frac{(1 - \nu)}{4} \gamma R_e^2 \quad (2.21)$$

$$d'_3 = -\frac{(1 - k)}{8} \gamma R_e^4 \quad (2.22)$$

Nas Equações 2.10 a 2.22 acima:

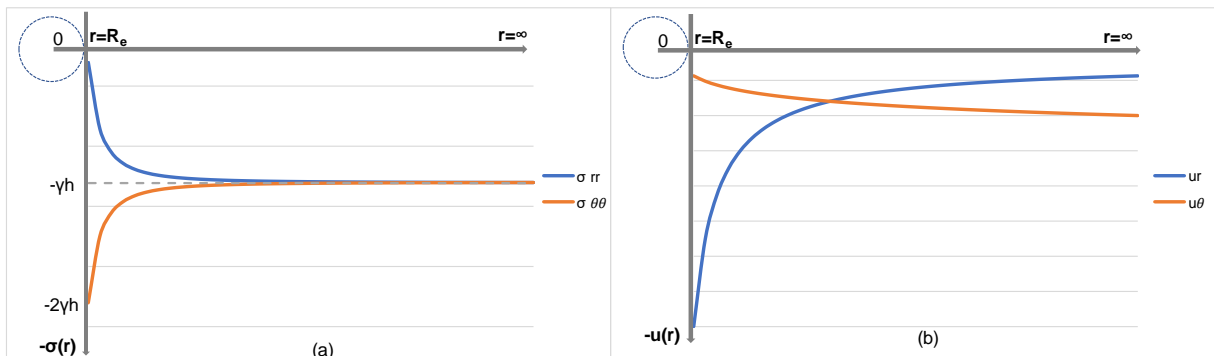
γ = peso específico do maciço;

H = profundidade do eixo do túnel;

k = coeficiente de empuxo em repouso.

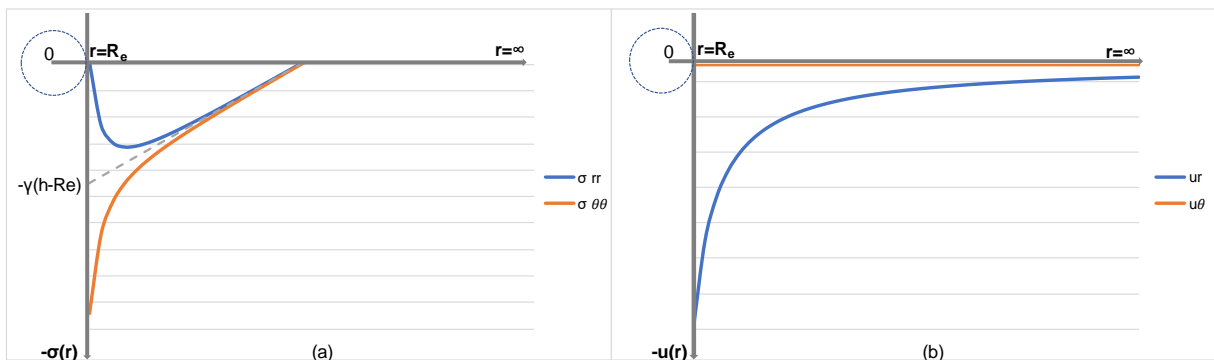
O comportamento das tensões radial e circunferencial, bem como o deslocamento radial e circunferencial, para $k = 1$ e $\nu = 0,5$, em função do afastamento da coordenada r da abertura do túnel, é ilustrado nas Figuras 2.12, 2.13 e 2.14, para três diferentes ângulos θ .

Figura 2.12 - Comportamento das equações da solução de Park (2004) para (a) tensões e (b) deslocamentos, com a $\theta = 0^\circ$



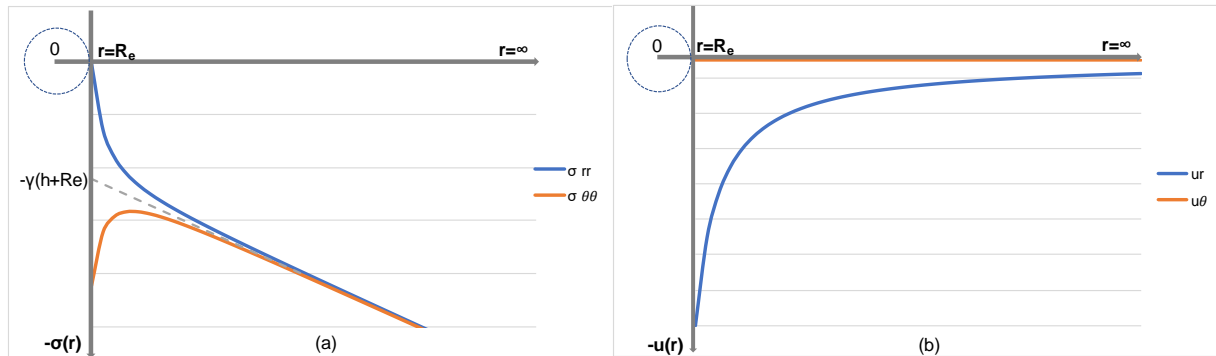
Fonte: Elaborada pela autora.

Figura 2.13 - Comportamento das equações da solução de Park (2004) para (a) tensões e (b) deslocamentos, com a $\theta = 90^\circ$.



Fonte: Produzida pela autora.

Figura 2.14 - Comportamento das equações da solução de Park (2004) para (a) tensões e (b) deslocamentos, com a $\theta = 270^\circ$.



Fonte: Produzida pela autora.

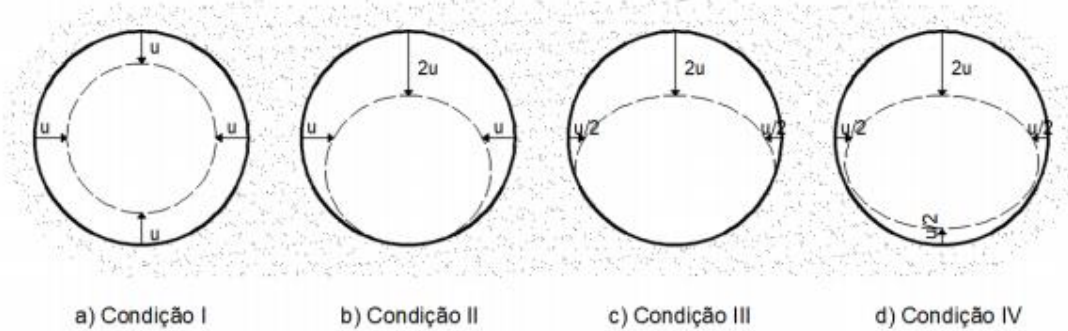
No que diz respeito às tensões, verifica-se que a solução de Park (2004), para túneis rasos, demonstra o mesmo comportamento da solução de Kirsch (1898) (túneis profundos) quando analisada a um ângulo θ de 0° , já que neste ponto a profundidade se mantém sempre a mesma, de maneira que quanto maior a distância r , mais as tensões se aproximam da tensão vertical ($-\gamma H$). Já a 90° , as tensões se anulam à medida que a coordenada r se aproxima da superfície, com a linha de tendência entre estas tensões indicando este decréscimo linear com a diminuição na profundidade. Por outro lado, a 270° as tensões sofrem um aumento linear com o aumento da profundidade.

Em relação aos deslocamentos, percebe-se que a parcela radial segue a mesma configuração encontrada para túneis profundos, em qualquer um dos pontos analisados, tendendo a zero quanto maior o afastamento da seção do túnel. O deslocamento circunferencial, por sua vez, é nulo a 90° e 270° , porém, a 0° a equação indica um aumento do deslocamento conforme r se distancia da seção do túnel, explicado matematicamente pela dependência do logaritmo desta coordenada, porém sem sentido físico, já que todos os deslocamentos devem se anular a uma certa distância da seção.

Park (2004) ainda particulariza sua solução para cada condição de contorno, passando a levar em conta o parâmetro *gap*, obtido através de dados experimentais e dependente de fatores referentes à escavação e construção do túnel. Rowe e Kack (1983) definem este parâmetro como a magnitude do vazio equivalente bidimensional formado em volta do túnel devido aos efeitos combinado da deformação elastoplástica tridimensional do solo na face do túnel, da superescavação do solo causada pela passagem da tuneladora e da lacuna física relacionada

com a tuneladora, seu escudo e a geometria do revestimento. A Figura 2.15 representa essas diferentes condições de contorno, onde u é igual a metade do parâmetro gap .

Figura 2.15 - Condições de contorno consideradas por Park (2004).



Fonte: FERRÃO (2018), adaptado de PARK (2004).

A condição de contorno I proposta por Park (2004) se refere a um túnel com a deformada uniforme, igual em todos os pontos; as condições II e III apresentam uma certa ovalização das deformações, com deslocamento nulo da parte inferior da seção, e diferem entre si na magnitude dos deslocamentos laterais; enquanto a condição IV considera uma deformada também ovalizada e adiciona um deslocamento na parte inferior do túnel. A diferença em relação a solução dada nas Equações 2.10 a 2.14 é a expressão da constante a_0 , particular para cada uma das condições de contorno ilustradas e dependente do parâmetro gap , dada pelas Equações 2.23 a 2.26:

$$a_{0,1} = G \cdot gap \cdot R_e \quad (2.23)$$

$$a_{0,2} = G \cdot gap \cdot (1 + \text{sen}\theta) \cdot R_e \quad (2.24)$$

$$a_{0,3} = G \cdot gap \cdot (1 + \text{sen}\theta - 0,5\text{cos}^2\theta) \cdot R_e \quad (2.25)$$

$$a_{0,4} = G \cdot \frac{gap}{4} \cdot (5 + 3\text{sen}\theta - 3\text{cos}^2\theta) \cdot R_e \quad (2.26)$$

O parâmetro gap pode ser estimado usando um método desenvolvido por Lee *et al.* (1992), uma vez que sejam conhecidos detalhes referentes ao sistema de suporte da tuneladora e parâmetros do maciço. Estes dados, no entanto, são de difícil acesso e determinação, o que dificulta o emprego dessas equações para fins de validação.

2.5.2 Soluções analíticas em plasticidade

Existem, ainda, algumas soluções que consideram o maciço elastoplástico, embora destinadas apenas a túneis profundos, por conta do estado de tensões hidrostático, que faz com que surjam apenas deslocamentos radiais e, portanto, possibilita a utilização de equações unidimensionais. São, neste item, apresentadas soluções presentes no estudo de Corbetta (1990) apenas para a convergência do túnel (deslocamentos da seção), que serão utilizadas para verificar, de forma simplificada, a validade do modelo numérico, ainda que o autor apresente também as soluções em termos de tensões.

A plastificação ocorre quando a pressão interna P_i atinge um valor limite P_{lim} devido a descompressão causada pela abertura do túnel, de modo que no entorno da abertura surgirá uma zona plastificada com raio Y (chamado de raio de plastificação). Quando $r < Y$ o ponto se encontra dentro dessa zona plástica e quando $r > Y$ tem-se o maciço em regime elástico (BERNAUD, 2008).

Considerando o critério de plasticidade de Coulomb, tem-se a convergência de equilíbrio dada pelas Equações 2.27 e 2.28 (CORBETTA, 1990):

Domínio elástico:

$$U_i = \frac{1 + \nu}{E} \left\{ \left(\frac{Kp - 1}{Kp + 1} \right) (-P_\infty - H') \left(\frac{Y}{R} \right)^2 \right\} \quad (2.27)$$

Domínio plástico:

$$U_i = \frac{1 + \nu}{E} \left\{ (1 - 2\nu) \left[(-P_i - H') \left(\frac{r}{R} \right)^{Kp-1} + H' - P_\infty \right] + 2(1 - \nu) \frac{(Kp - 1)}{(Kp + 1)} \left[(-P_\infty - H') \left(\frac{Y}{R} \right)^2 \right] \right\} \quad (2.28)$$

Cujos parâmetros necessários são calculados pelas Equações 2.29 a 2.32:

$$Y^{(Kp-1)} = \frac{2}{Kp + 1} \frac{P_\infty + H'}{P_i + H'} \quad (2.29)$$

$$H' = C \cdot \cot g(\varphi) \quad (2.30)$$

$$Kp = \frac{1 + \text{sen}(\varphi)}{1 - \text{sen}(\varphi)} \quad (2.31)$$

$$P_{lim} = \frac{2P_{\infty} + H'(1 - Kp)}{(Kp + 1)} \quad (2.32)$$

Onde:

R = raio do túnel;

C = coesão do maciço;

φ = ângulo de atrito do maciço;

P_{∞} = pressão geostática;

P_i = pressão interna;

P_{lim} = pressão interna a partir da qual tem-se regime elástico;

Y = raio da zona plastificada.

Considerando o critério de plasticidade de Tresca, que pode ser aproximado ao critério de Von-Mises por meio de uma equivalência entre os dois modelos em estado plano (que será apresentada no Capítulo 3), tem-se, para a convergência de equilíbrio, as Equações de 2.33 e 2.34 (CORBETTA, 1990):

Domínio elástico:

$$U_i = -C \frac{(1 + \nu)}{E} \left(\frac{Y}{r}\right)^2 \quad (2.33)$$

Domínio plástico:

$$U_i = -2C \frac{(1 - \nu^2)}{E} \left(\frac{Y}{r}\right)^2 + \frac{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}{E} (-P_i + P_{\infty}) \quad (2.34)$$

Cujos parâmetros necessários são calculados pelas Equações 2.35 e 2.36:

$$Y = e^{\left(\frac{(P_{\infty} - P_i)}{2C} - 0,5\right)} \quad (2.35)$$

$$P_{lim} = P_{\infty} - C \quad (2.36)$$

Em que:

R = raio do túnel;

C = coesão do maciço;

P_{∞} = pressão geostática;

P_i = pressão interna;

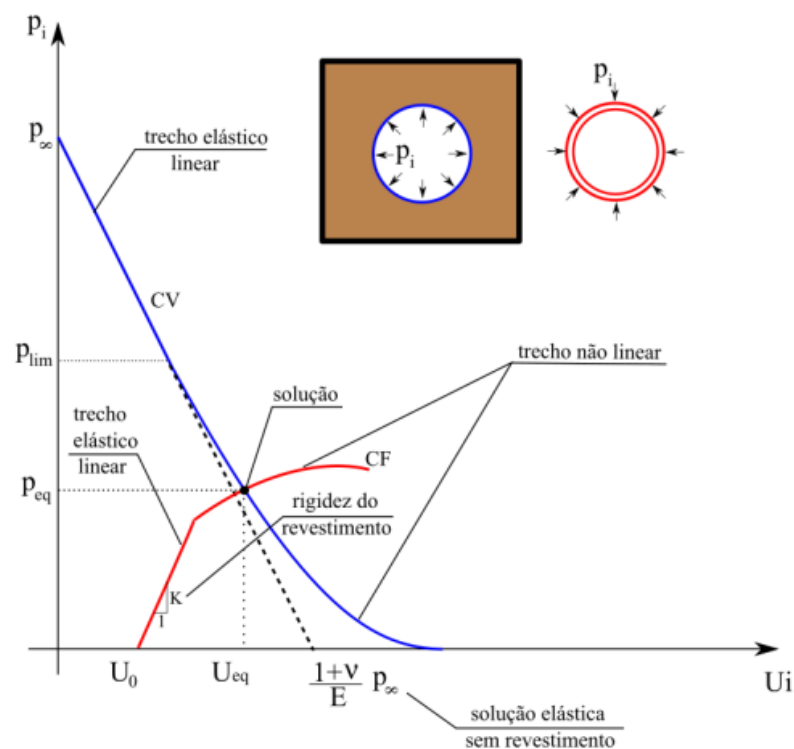
P_{lim} = pressão interna a partir da qual tem-se regime elástico;

Y = raio da zona plastificada.

2.5.3 Método Convergência-Confinamento e Novo Método Implícito

O método Convergência-Confinamento (CV-CF), ou método das curvas características, envolve a análise simplificada da interação maciço-suporte por meio de estudos em separado do comportamento do maciço e do revestimento. Os comportamentos são representados por duas curvas diferentes, uma que descreve a convergência do maciço em função da pressão de confinamento aplicada, e outra que representa a atuação desta pressão nos deslocamentos do revestimento, chamada de curva de confinamento do suporte. A solução da interação entre o maciço e o suporte é dada, então, pela intersecção destas duas curvas, que representa o equilíbrio, como ilustrado na Figura 2.16.

Figura 2.16 - Método Convergência-Confinamento.



Fonte: QUEVEDO (2017).

A convergência de um túnel é definida como o deslocamento relativo entre dois pontos opostos da parede do mesmo, conforme o avanço da escavação. Depende de parâmetros como a distância (x) entre a seção onde se está medindo o deslocamento e a face do túnel, o intervalo de tempo (t) entre escavações, a distância entre a face do túnel e o início de colocação do revestimento (d_0) e a rigidez (K_s) do revestimento. É calculada através da relação entre os deslocamentos radiais absolutos, em dada seção, e o raio do túnel, como mostra a Equação 2.37:

$$U_i = \frac{-u_r(r = R_e)}{R_e} \quad (2.37)$$

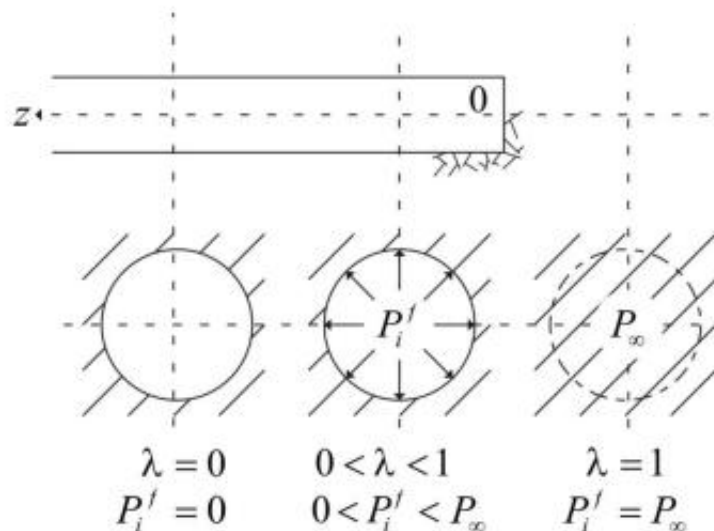
A curva de convergência do maciço é obtida, então, plotando a convergência (U_i), definida acima, em função de uma pressão interna fictícia (P_i^f) aplicada na parede do túnel (partindo da pressão hidrostática (P_∞) até zero). Essa pressão não atua realmente na superfície do túnel, mas constitui um artifício para tratar o problema como deformações planas, podendo ser expressa pela Equação 2.38:

$$P_i^f = (1 - \lambda(z))P_\infty \quad (2.38)$$

Onde:

$\lambda(z)$ = parâmetro de perda de confinamento, variável de 1 a 0 (Figura 2.17).

Figura 2.17 - Representação da pressão fictícia.



Fonte: COUTO (2011).

A curva de confinamento do suporte, que depende somente do comportamento deste, caracterizado por sua rigidez (K_s), começa na abcissa correspondente à convergência inicial do túnel (U_0), cujo valor depende da interação com o maciço, já que essa deformação já existe no momento de colocação do revestimento. Os resultados encontrados por meio do método CV-CF, no entanto, podem ser considerados em desfavor da segurança, pois o método originalmente não considera a rigidez do revestimento já colocado na determinação de U_0 , levando em conta somente a deformação do maciço e a distância de colocação do revestimento em relação à face de escavação (d_0) e estimando, no caso de revestimentos mais rígidos, maiores deslocamentos e conseqüentemente menores pressões atuando nesse suporte. Bernaud e Rousset (1992) mostram a diferença no perfil de convergências ao longo do eixo longitudinal do túnel ao considerar a rigidez do revestimento, por análise numérica, ou utilizar o método CV-CF (Figura 2.18).

Figura 2.18 - Influência da rigidez no perfil de convergências do túnel ao considerá-la na determinação de U_0 .



Fonte: BERNAUD & ROUSSET (1992).

Diante disso, Bernaud e Rousset (1992) propõem um aprimoramento do método, por meio de estudos de um modelo numérico bidimensional axissimétrico em elementos finitos, resultando no chamado *New Implicit Method* (NIM), ou Novo Método Implícito. No NIM, a curva de convergência do túnel revestido é plotada por meio de uma transformação geométrica da curva do túnel não revestido. Essa transformação se dá a partir da introdução de um coeficiente $\alpha(K'_s)$, dependente da rigidez do revestimento ($K'_s = K_s/E$).

O NIM, desta maneira, substitui o método CV-CF, conservando a característica de ser um método relativamente simples e de fácil aplicação, assim como a boa adaptação para análises paramétricas, indicando a sensibilidade da solução conforme a escolha de parâmetros do

maciço, do revestimento e modos de construção. A fim de manter essa simplicidade, são assumidas, no entanto, algumas simplificações, que fazem com que o método seja, a princípio, aplicável somente a túneis profundos sujeitos à pressão hidrostática. Dentre as limitações, há a de que o método é válido apenas para o modelo cilíndrico bidimensional onde, independente das propriedades, o solo e o suporte seguem o mesmo modo radial de deformação, o que, na maioria das vezes não se aplica a um túnel superficial, visto que neles, a proximidade da superfície livre acima resulta em um campo de tensões não-hidrostático (EISENSTEIN & BRANCO, 1991). Dessa forma, o método não leva em consideração o desenvolvimento de momento fletor no suporte, além de não considerar o movimento de terra rente à superfície do solo (assentamento).

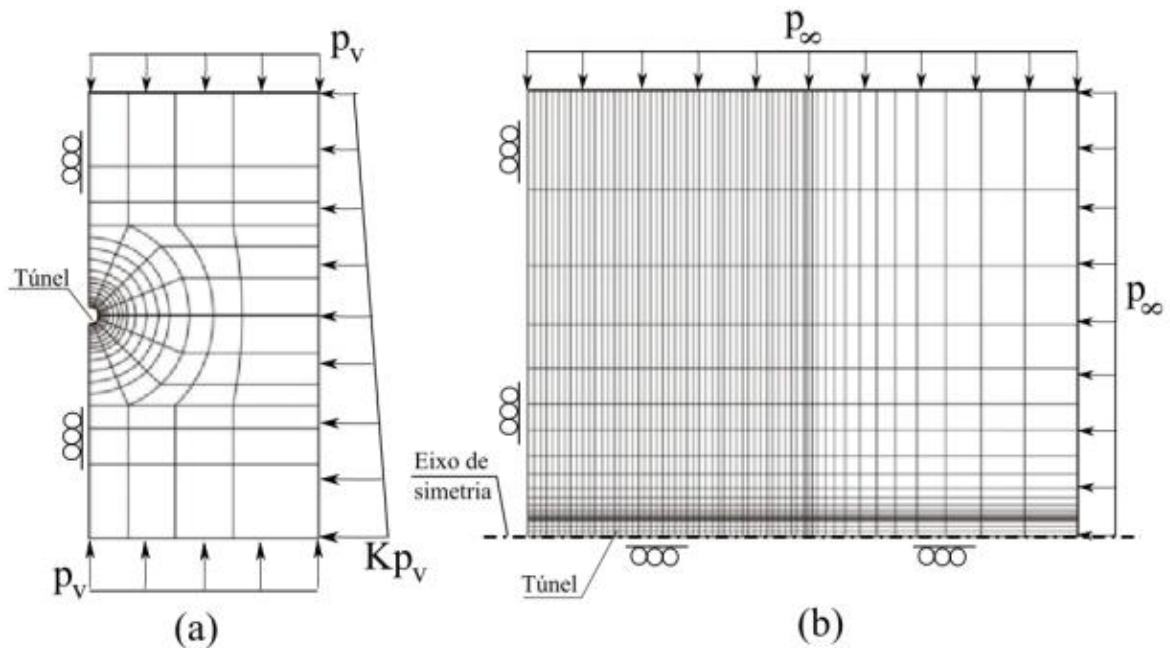
Eiseinstein e Branco (1991) estudaram a aplicação do método CV-CF para túneis rasos, ao comparar os resultados do método com medidas *in situ*, em dois túneis localizados em um maciço de areia em Edmonton, no Canadá. Ambos os túneis foram executados sob condições muito similares, diferenciados pela relação de seu raio com a profundidade (o que, como será explicado posteriormente, difere o túnel entre superficial e profundo). Devido a essa diferença, os túneis se comportaram de maneira distinta quanto à utilização do método: para o profundo, houve uma boa concordância entre os resultados analíticos e experimentais, enquanto para o superficial, a resposta não foi satisfatória. Os autores justificam esta discrepância devido ao modo de deformação não-axissimétrico que se desenvolve em volta do túnel raso, condição essa que é pré-requisito do método CV-CF.

2.5.4 Modelagem numérica em elementos finitos

Soluções numéricas como o Método dos Elementos Finitos podem levar em conta a heterogeneidade dos maciços de solos, além de possibilitarem a utilização de modelos constitutivos mais sofisticados para os materiais (tanto relativos ao maciço quanto ao revestimento), com condições iniciais e de contorno semelhantes às encontradas em campo, além de efeitos diferidos. O método é bastante efetivo para a consideração do comportamento não-linear dos materiais, além de geometrias mais complexas.

As análises numéricas de túneis podem ser bidimensionais, tratando o problema como em estado plano de deformações ou axissimetria (Figura 2.19), ou ainda tridimensionais.

Figura 2.19 - (a) Modelo em deformações planas e (b) axissimetria.



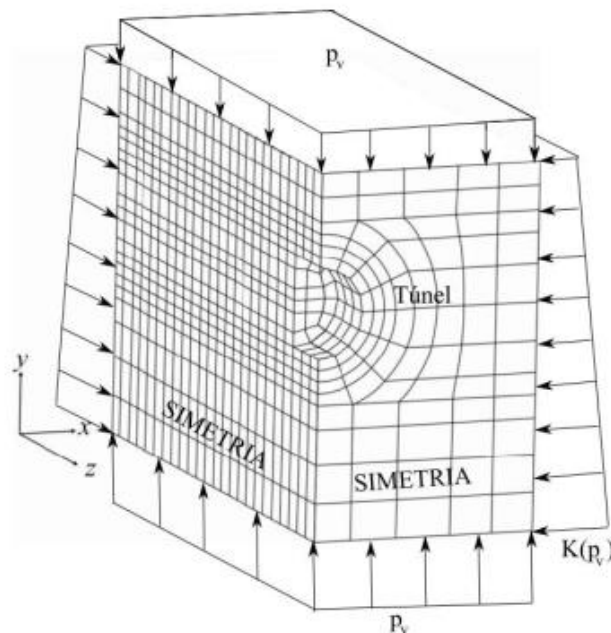
Fonte: QUEVEDO (2017), adaptado de COUTO (2011).

Nas análises em deformações planas, o processo de escavação e colocação do revestimento é considerado simplificado, por meio de métodos como o da pressão fictícia interna, conceito utilizado no Método Convergência-Confinamento. Assim, são consideradas três etapas distintas: na primeira, considera-se o túnel como uma abertura não revestida, em que a tensão é igual a tensão geostática; em seguida, ainda antes da instalação do suporte, essa tensão é reduzida através do fator de alívio, ao passo que há um deslocamento radial da cavidade; por fim, no instante de colocação do revestimento, em que o deslocamento radial se iguala a medições de campo ou ao calculado por métodos como o NIM, a pressão fictícia é reduzida a zero.

As análises em axissimetria, por sua vez, permitem a redução das dimensões do problema, resultando em uma maior facilidade de modelagem e interpretação de resultados. Porém, existem algumas restrições em sua utilização, como: seção do túnel circular, face do túnel plana e ortogonal ao eixo, maciço homogêneo e isotrópico e campo de tensões geostático. A análise em axissimetria possibilita, ainda, simular de maneira correta o processo de escavação e colocação do revestimento, por meio do recurso de ativação e desativação dos elementos, que será explicado posteriormente.

Em contrapartida, as análises tridimensionais (Figura 2.20) não estão sujeitas às limitações dos modelos bidimensionais e, assim, permitem a inclusão de heterogeneidades e anisotropias, diferentes geometrias para o túnel, condições de carregamento diferentes da geostática-hidroestática, além da avaliação correta do efeito de arqueamento de tensões na frente de escavação. Como desvantagens, podem ser citadas: a necessidade de maiores recursos computacionais e maior complexidade na construção das malhas, o que implica em um maior tempo de processamento e análise de resultados.

Figura 2.20 - Modelo tridimensional.



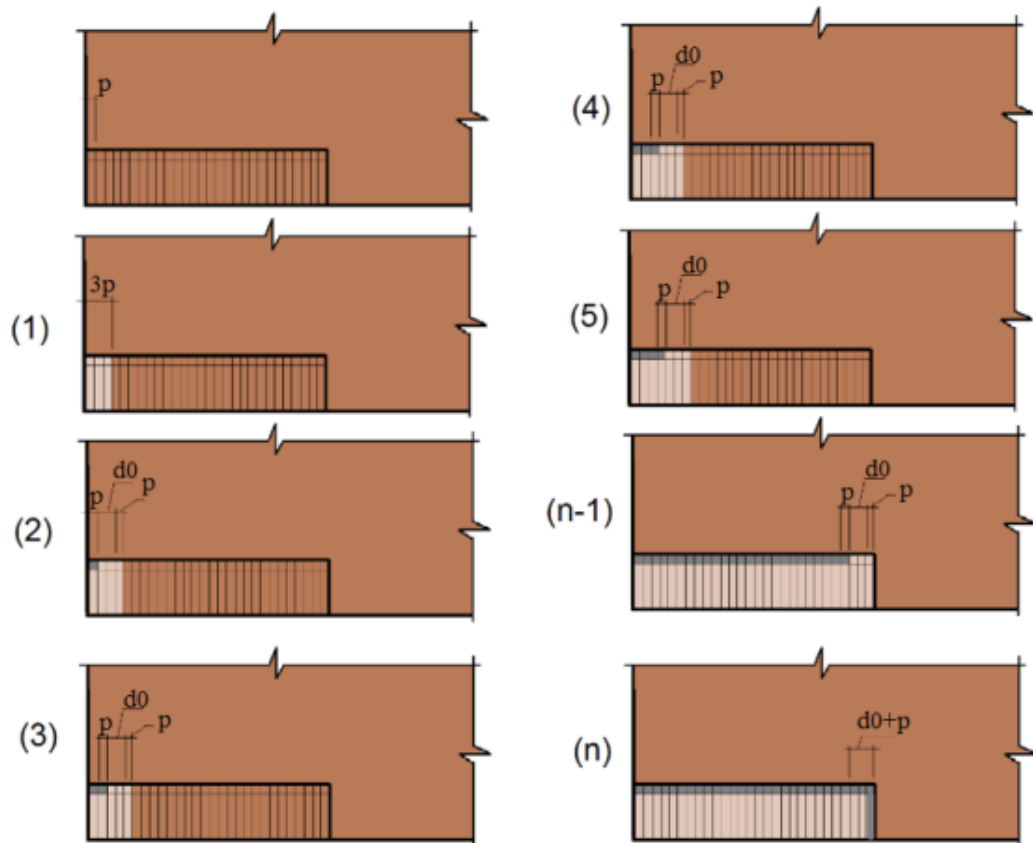
Fonte: QUEVEDO (2017), adaptado de COUTO (2011).

Um dos pontos importantes a serem considerados na modelagem numérica é o processo de escavação. No procedimento de construção de um túnel, o sistema de suporte é instalado a uma certa distância (d_0) da face de escavação, o que estabelece o chamado comprimento não suportado. Conforme a escavação avança, por meio de passos de escavação, o revestimento é colocado, sempre mantendo o valor da distância d_0 . Este processo pode ser simulado, numericamente, pelo método de ativação e desativação dos elementos. Neste método, as sequências de escavação e colocação do revestimento são simuladas ao se alterar o valor da rigidez dos elementos afetados a cada etapa de escavação. Para representar a retirada do maciço, diminui-se a rigidez dos elementos escavados, enquanto que para simular a colocação do

suporte, altera-se as características mecânicas dos respectivos elementos, que antes eram respectivas ao maciço, para o concreto.

Neste trabalho, esse processo é feito da mesma maneira que o implementado no programa GEOMEQ91, onde cada passo de escavação equivale a “p”. Na primeira escavação, são desativados os elementos correspondentes ao maciço em um comprimento de $3p$. Em cada passo seguinte, são ativados os elementos correspondentes ao revestimento, sendo mantida uma distância não suportada (d_0) da face da escavação. Na última escavação, são ativados os elementos restantes, que correspondem ao último passo escavado, a distância não revestida e a última face de escavação. O processo é ilustrado na Figura 2.21.

Figura 2.21 - Processo de desativação e ativação dos elementos finitos.



Fonte: QUEVEDO (2017).

2.6 TÚNEIS SUPERFICIAIS: DISTINÇÃO E PARTICULARIDADES

Nos itens a seguir é abordada a diferenciação entre túneis superficiais e profundos, caracterizada pela adoção de um critério que relaciona profundidade e dimensões, e percebida através de comportamentos distintos em relação a tensões e deslocamentos, além de apresentadas algumas particularidades referentes aos túneis que mais sofrem a influência da superfície livre.

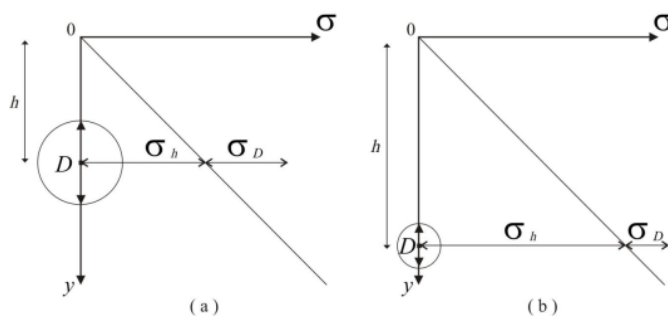
2.6.1 Túneis superficiais *versus* túneis profundos

Para distinguir um túnel superficial de um profundo, devem ser considerados aspectos como a distribuição de tensões no maciço, a ordem de grandeza dos deslocamentos na superfície (assentamentos) e o grau de simetria encontrado entre os deslocamentos do maciço acima e abaixo do túnel. Esses fatores, por sua vez, dependem tanto da geometria e profundidade do túnel, quanto do tipo e comportamento do maciço que o circunda.

Nesse sentido, a diferenciação entre os dois tipos de túnel geralmente é feita por meio da análise da relação entre sua profundidade (H) e seu diâmetro (D), embora não exista um consenso acerca da relação H/D que define o limite para o túnel ser tratado como superficial ou profundo. Neste trabalho, é considerado o limite adotado por Benamar (1996), que indica que um túnel pode ser considerado superficial se a relação H/D for menor ou igual a 10, condição essa confirmada por Ferrão (2018) em seu estudo.

Assim, tem-se que em túneis superficiais a variação entre a pressão vertical inicial nas partes superior e inferior da seção do túnel, antes da escavação, é considerável em comparação à pressão vertical inicial devido ao peso de terra em profundidade média do túnel, diferentemente de túneis profundos, onde é pouco significativa (Figura 2.22).

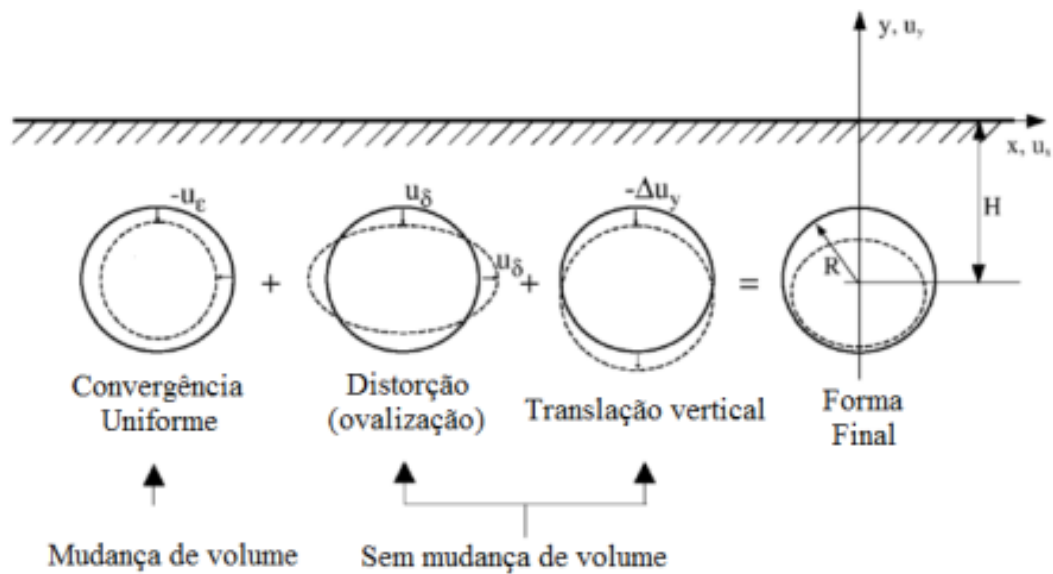
Figura 2.22 - Distinção entre (a) túnel superficial e (b) túnel profundo.



Fonte: BENAMAR (1996).

Nos túneis superficiais atuam pressões diferentes das geostáticas-hidroestáticas, influenciadas por parâmetros como, por exemplo, o coeficiente de empuxo ao repouso (K), que minora as pressões horizontais em relação às verticais. Dessa maneira, o campo de tensões não pode mais ser considerado como puramente radial e, conseqüentemente, a deformação do túnel deixa de ser representada somente pela convergência uniforme, adotada tradicionalmente e relacionada à mudança de volume da cavidade, surgindo outras duas componentes que formam o estado final deformado do túnel: a distorção (ou ovalização) e a translação vertical (Figura 2.23).

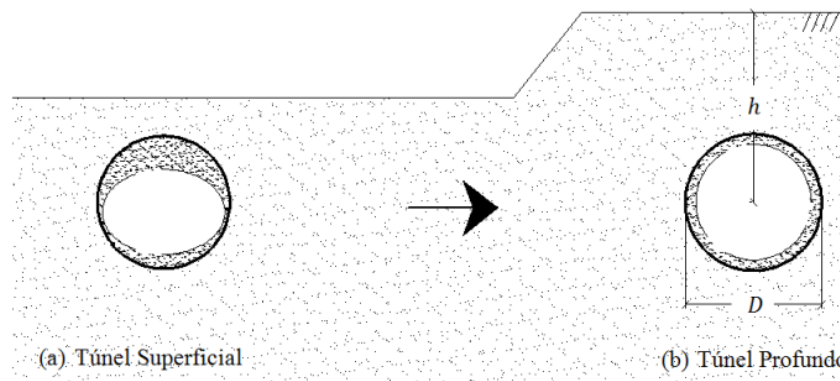
Figura 2.23 - Deformação em túneis superficiais.



Fonte: PINTO & WHITTLE (2013).

Dessa maneira, quanto maior a profundidade de um túnel, mais uniforme será o fechamento de sua cavidade (Figura 2.24 (b)), com deslocamentos simétricos em relação a pontos situados acima e abaixo de sua seção. Em contrapartida, quanto mais próximo à superfície, mais oval tende a se tornar esta deformada (Figura 2.24 (a)), o que pode fazer com que, em caso de túneis revestidos por concreto, surja um alívio das tensões atuantes, passando a não mais se comportar como compressão radial (FERRÃO, 2018).

Figura 2.24 - Alteração de deformada da seção com o tipo de túnel: (a) superficial e (b) profundo.



Fonte: FERRÃO (2018).

2.6.2 Assentamentos superficiais

No caso de túneis superficiais, a alteração no estado de tensões do maciço, provocada pela escavação, induz também um outro tipo de deslocamento, chamado de assentamento superficial. Fattah *et al.* (2013) indica dois motivos principais para a existência desses movimentos de terra na superfície, são eles: alívio de tensões, que causa um movimento de cima para baixo do solo, devido à redução no peso do solo que a remoção de parte do mesmo provoca; e a remoção de elementos de suporte temporários durante a escavação, que causa um movimento de baixo para cima.

Os métodos de análise dos assentamentos superficiais podem ser divididos em: empíricos, analíticos e numéricos. Os métodos empíricos são aqueles baseados na experiência de medições e observações, feitas em campo ou laboratório. Dentre as existentes, uma das soluções mais aceitas é proposta inicialmente por Peck (1969), e sugere que a forma dos recalques superficiais (transversalmente) se assemelha a uma curva Gaussiana, como a da Figura 2.25, descrita pela Equação 2.37:

$$u = u_{m\acute{a}x} e^{\left(-\frac{x^2}{2i^2}\right)} \quad (2.37)$$

Onde:

$u_{m\acute{a}x}$ = deslocamento vertical máximo;

x = distância transversal a partir do eixo do túnel;

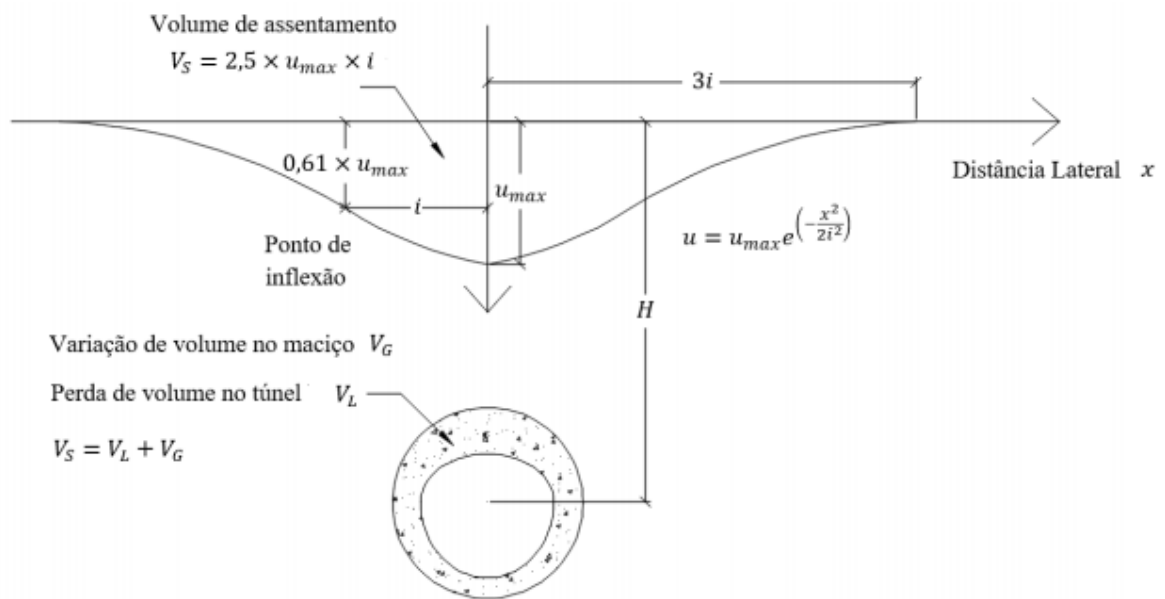
i = abscissa de inflexão (máxima distorção angular) da curva, medido a partir do $u_{máx}$ até o ponto em que $u = 0,61u_{máx}$.

Peck (1969) estima ainda o ponto de inflexão, por meio da Equação 2.38:

$$\frac{i}{R_e} = \left(\frac{H}{2R_e} \right)^n \quad (2.38)$$

Na Equação acima, H é a profundidade do túnel, R_e o raio e o parâmetro n depende de propriedades do solo, variando de 0,8 a 1, conforme ábaco apresentado no estudo de Peck (1969).

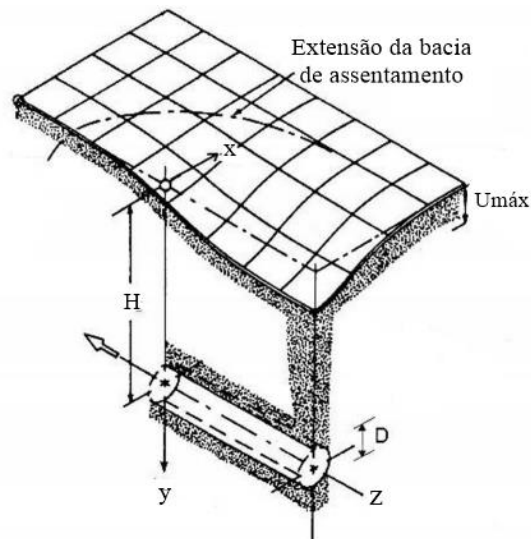
Figura 2.25 - Modelo empírico para previsão de assentamento transversal.



Fonte: FERRÃO (2018), adaptado de PINTO & WHITTLE (2014).

No sentido longitudinal, o valor do assentamento cresce continuamente conforme avança a escavação, atingindo valor máximo próximo à face do túnel (de maneira análoga à convergência). Nas zonas iniciais da bacia, o gradiente de deformações é reduzido, e o valor dos deslocamentos diminui até se anular à uma certa distância da frente de escavação (GOMES, 1998). Assim, tridimensionalmente, a bacia de assentamento se comporta como o ilustrado na Figura 2.26:

Figura 2.26 – Formato tridimensional da bacia de assentamento.



Fonte: LECA & NEW (2007).

Diversos autores propõem expressões para a determinação do ponto de inflexão (i) e do valor do deslocamento vertical máximo ($u_{máx}$), originados, principalmente, de observações e experimentos em campo, levando em consideração fatores como tipo de solo, geometria escavada e profundidade da escavação. Para o ponto de inflexão, algumas das soluções existentes giram em torno de $i = 0,5 \cdot H$, para argilas, e $i = 0,25 \cdot H$, para areias.

Por outro lado, tem-se os métodos analíticos, que derivam, em sua maioria, das leis de continuidade do maciço. Sagaseta (1987) propõe uma solução fechada para obtenção do campo de deformações devido à perda de solo em um maciço incompressível, isotrópico e homogêneo, desconsiderando as tensões das equações e trabalhando somente em termos de deformações, que são obtidas através das condições de incompressibilidade (válida para casos em que as condições de contorno impostas são dadas em termos de deslocamentos). Verruijt e Booker (1996) generalizam as soluções propostas por Sagaseta (1987), tornando-as aplicáveis a solos não incompressíveis (valores do coeficiente de Poisson diferente de 0,5) e incluindo o efeito da ovalização; a solução, no entanto, apresentou perfis mais longos e movimentos horizontais maiores do que valores observados em estudos posteriores.

Outro estudo analítico, feito por Dormieux, Buhan e Leca (1992), a partir de princípios variacionais de elasticidade, permite prever os movimentos no solo devido a escavação do túnel, possibilitando prever o assentamento máximo e distribuição de volumes do recalque (tridimensionalmente). Da mesma maneira, Bobet (2001) apresenta uma solução elástica para

túneis rasos em solo saturado, mas ainda assumindo uma deformação radial uniforme, sem considerar a ovalização.

Em contrapartida, Park (2004) apresenta, além da solução considerando a convergência uniforme, soluções elásticas para a estimativa de deformação induzida pela escavação de túneis em areias, em que a deformação por ovalização é considerada como uma condição de contorno junto à seção do túnel. Pinto e Whittle (2014) também levam em consideração a ovalização em suas soluções analíticas. Além disso, existem soluções que podem ser consideradas como mistas, já que incluem no método o chamado parâmetro *gap*, obtido em campo. Loganathan e Poulos (1998) e Park (2004) são exemplos de autores que utilizam o parâmetro *gap* em suas soluções.

A utilização de modelos numéricos, por sua vez, também apresenta vantagens quando o objetivo é determinar os assentamentos superficiais, principalmente quando o túnel apresentar complexidades, como por exemplo estar inserido em um meio urbanizado onde existam construções sobre o terreno. Os métodos numéricos possibilitam, nesse sentido, a consideração da tridimensionalidade do problema, além de permitir a análise da influência de sobrecarga na superfície, inclusão de heterogeneidades do terreno e diferentes modelos de comportamento dos materiais (elástico, plástico e viscoso), o que faz com que os resultados estejam mais próximos da realidade.

3 COMPORTAMENTO DOS MATERIAIS

A fim de analisar o comportamento de uma estrutura, é fundamental o conhecimento das equações constitutivas dos materiais que a compõem, as quais são estudadas pelo ramo da Mecânica dos Materiais chamado de Reologia. Estas equações relacionam, por meio de expressões, as tensões, as deformações e o tempo. Os três tipos básicos de comportamento reológico são: o elástico, o plástico e o viscoso.

Materiais representados por um modelo reológico elástico tem como característica o aparecimento de deformações imediatas e reversíveis, que surgem de maneira simultânea com as correspondentes tensões e permanecem constantes ao longo do tempo se as tensões também permanecerem. Por outro lado, as deformações se anulam ao se anularem as tensões que as originaram, desaparecendo no descarregamento.

Por sua vez, o modelo reológico plástico tem como característica que define o comportamento do material o aparecimento de deformações imediatas e irreversíveis. Assim, essas deformações não desaparecem na descarga.

Por fim, materiais definidos por modelos reológicos viscosos apresentam propriedades referentes ao aparecimento de deformações não-imediatas. Desse modo, as deformações não aparecem de forma simultânea com as tensões e não são constantes ao longo do tempo.

No entanto, materiais reais se comportam como combinações destes três materiais ideais, dando origem aos chamados modelos conjugados. Os materiais elastoplásticos, por exemplo, se deformam elasticamente até atingirem a tensão de escoamento, isto é, o limiar da plasticidade, e plasticamente após ser atingida essa tensão. Nos viscoelásticos, a deformação evolui com o tempo sob uma tensão constante, tendendo a um limite, enquanto nos viscoplásticos, além de evoluir ao longo do tempo, há também deformações residuais.

Neste capítulo são tratados os modelos constitutivos utilizados para representar o comportamento dos materiais que compõem os túneis analisados neste trabalho: o maciço, o concreto e o aço.

3.1 MACIÇO

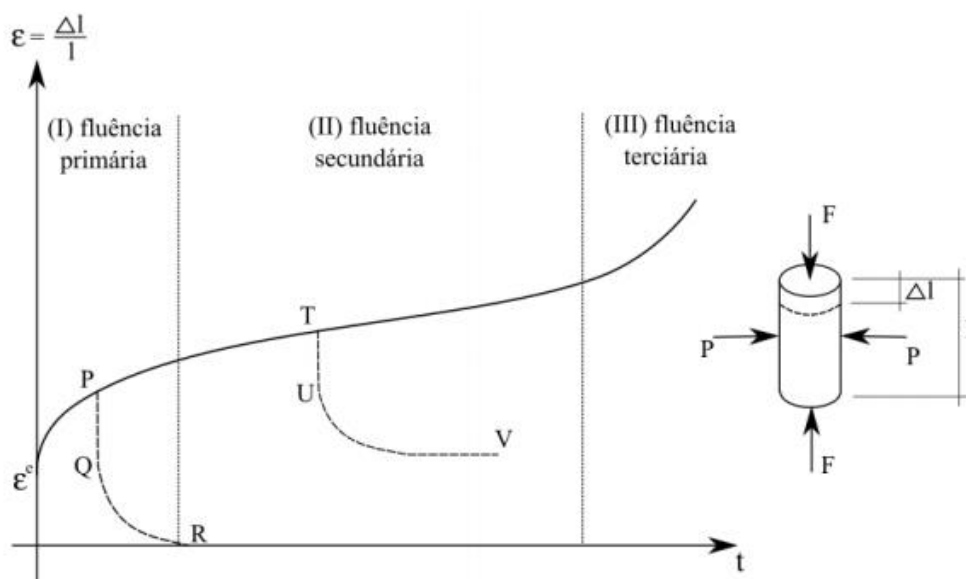
Neste trabalho, o comportamento do maciço pode ser simulado por meio de três modelos de comportamento: elástico, elastoplástico ou viscoplástico. Neste item, primeiramente é abordado o modo como o comportamento diferido será implementado e, em seguida, são apresentados os critérios de plasticidade utilizados tanto para o modelo elastoplástico quanto para o viscoplástico.

3.1.1 Comportamento diferido

A viscosidade do maciço, caracterizada por uma deformação lenta e contínua, sob tensão e temperatura constantes, é denominada fluência (*Creep*), fenômeno que pode ocorrer nos solos devido a variados mecanismos físicos. Dentre estes mecanismos, que estão também relacionados com variações de temperatura e pressão, pode-se citar, por exemplo, o deslizamento de grãos, transporte e difusão de massa, além da redistribuição da poro-pressão, em solos, e o avanço de trincas e fissuras, em rochas (QUEVEDO, 2017).

A evolução das deformações com o tempo pode ser caracterizada pelo ensaio de fluência, em que amostras extraídas do maciço são submetidas a uma condição triaxial de carregamento, com temperatura e pressão constantes durante um longo tempo. A curva típica gerada neste ensaio, caracterizada por três estágios de comportamento, é apresentada na Figura 3.1:

Figura 3.1 - Curva característica de um ensaio de fluência.



Fonte: QUEVEDO (2017), adaptado de COSTA (1984).

Ao iniciar o ensaio, no instante de aplicação do carregamento axial, ocorre uma deformação elástica instantânea. Com o passar do tempo, as deformações continuam aumentando, entretanto a uma taxa decrescente. Este primeiro estágio é denominado transiente ou fluência primária. Em seguida, a taxa de deformação continua diminuindo até ficar constante, iniciando o segundo estágio, chamado de fluência secundária (permanente ou estacionária). Já no terceiro estágio, chamado de fluência terciária, a taxa de deformação passa a aumentar até que o material atinja a ruptura (COSTA, 1984).

De acordo com Costa (1984), além destes três estágios, há outro fenômeno característico de materiais em regime de fluência: a recuperação das deformações. Caso a carga F for retirada durante a fluência primária, o corpo recuperará sua configuração inicial seguindo a trajetória PQR, onde o trecho PQ traz uma recuperação rápida instantânea e o trecho QR uma recuperação lenta, assintótica e completa (exceto se houver a ocorrência de deformações plásticas no carregamento). Neste caso, o maciço estará em regime viscoelástico. Já se a descarga ocorrer no segundo estágio, apesar de o comportamento ser o mesmo, a recuperação pode não ser mais completa, evidenciando-se um comportamento viscoplástico.

Diversas são as leis empíricas e modelos reológicos que buscam reproduzir, por meio de ajustes com dados experimentais, a curva de fluência. Os primeiros estudos de modelos reológicos viscoplásticos são os de Bingham (1922), em seguida generalizados por Perzyna (1966), cujo modelo tem como resultado a aproximação da curva de fluência da Figura 3.1 por uma reta, caracterizando bem o trecho secundário da curva de fluência.

A teoria utilizada neste trabalho para tratar o comportamento do maciço a longo prazo segue o feito por Quevedo (2017), que, ao simular o comportamento viscoplástico para o maciço de túneis, baseia-se no modelo implementado no programa GEOMEQ91 por Bernaud (1991) e pauta-se no trabalho de Zienkiewicz & Corneau (1974), os quais modificam, ligeiramente, a formulação original dada por Perzyna. Além disso, é possível implementar este modelo no Ansys, conforme será exposto adiante.

3.1.1.1 Modelo de Perzyna

Em pequenas deformações, a taxa da deformação total do material ($\underline{\dot{\epsilon}}$) é dada por duas parcelas, uma elástica e a outra viscoplástica (Equação 3.1):

$$\underline{\dot{\epsilon}} = \underline{\dot{\epsilon}_{el}} + \underline{\dot{\epsilon}_{vp}} \quad (3.1)$$

No software GEOMECC91, a taxa de deformação viscoplástica implementada é dada na Equação 3.2 (ZIENKIEWICZ & CORMEAU, 1974 *apud* BERNAUD, 1991):

$$\underline{\underline{\dot{\varepsilon}}}_{vp} = \frac{1}{\eta} \left\langle \left(\frac{F(\underline{\underline{\sigma}}, \alpha)}{F_0} \right)^n \right\rangle \frac{\partial G(\underline{\underline{\sigma}})}{\partial \underline{\underline{\sigma}}} \quad (3.2)$$

Onde:

$F(\underline{\underline{\sigma}}, \alpha)$ = critério de plasticidade, em MPa;

α = parâmetro adimensional de endurecimento isotrópico;

$\langle X \rangle$ = parênteses de McCauley, nulo quando $X < 0$;

$G(\underline{\underline{\sigma}})$ = função potencial;

η = constante de viscosidade dinâmica, em dias;

n = parâmetro adimensional que generaliza a expressão para uma lei do tipo potência;

F_0 = constante para adimensionalização do critério de plasticidade F , em MPa;

Além disso, no GEOMECC91, F_0 e o parâmetro n são adotados como 1 e é alterada a unidade de η para pressão (MPa) vezes tempo (dia).

No *software* Ansys também é possível utilizar a teoria de Perzyna para a evolução da deformação viscoplástica. O modelo é apresentado, no manual do programa, como uma taxa de deformação plástica equivalente e dependente do tempo (*rate-dependent plasticity*), dada na Equação 3.3:

$$\dot{\varepsilon}_{vp} = \rho \left\langle \frac{\sigma_{eq}}{\sigma_y} - 1 \right\rangle^{\frac{1}{m}} \quad (3.3)$$

Em que:

$\langle X \rangle$ = parênteses de McCauley, nulo para $X < 0$;

ρ, m = parâmetros de viscosidade do material;

σ_y = tensão de escoamento do material;

σ_{eq} = tensão equivalente (3.4):

$$\sigma_{eq} = \sqrt{\frac{3}{2} \underline{\underline{\sigma}}_D : \underline{\underline{\sigma}}_D} = \sqrt{\frac{3}{2}} \|\underline{\underline{\sigma}}_D\| \quad (3.4)$$

A taxa de deformação viscoplástica (Equação 3.3) é definida, ainda, por (3.5):

$$\dot{\epsilon}_{vp} = \sqrt{\frac{2}{3} \underline{\underline{\dot{\epsilon}}}_{pl} : \underline{\underline{\dot{\epsilon}}}_{pl}} = \sqrt{\frac{2}{3}} \|\underline{\underline{\dot{\epsilon}}}_{pl}\| \quad (3.5)$$

Há, como pode ser visto, algumas diferenças entre a implementação do Ansys e o modelo utilizado no GEOMECH91. Assim, para que os modelos sejam equivalentes, relaciona-se as taxas de deformação viscosa por meio dos parâmetros envolvidos ao igualar as taxas de deformação equivalente de ambos os modelos, conforme o feito por Quevedo (2017). Para a superfície de Von-Mises, única disponível no Ansys para viscoplasticidade, a equivalência segue o exposto a seguir (Equação 3.6):

$$\sqrt{\frac{2}{3}} \left\| \frac{1}{\eta} \left(\frac{\frac{3}{2} \|\underline{\underline{\sigma}}_D\| - \sigma_s}{F_0} \right)^n \sqrt{\frac{3}{2}} \frac{\underline{\underline{\sigma}}_D}{\|\underline{\underline{\sigma}}_D\|} \right\| = \rho \left(\frac{\sqrt{\frac{3}{2}} \|\underline{\underline{\sigma}}_D\|}{\sigma_y} - 1 \right)^{\frac{1}{m}} \quad (3.6)$$

Onde:

$\sigma_s = \sigma_y$ = Tensão de escoamento do material.

Simplificando a Equação 3.6, a equivalência entre os modelos é dada pelas Equações 3.7 e 3.8 (QUEVEDO, 2017):

$$\rho = \frac{1}{\eta} \left(\frac{\sigma_s}{F_0} \right)^n \quad (3.7)$$

$$m = \frac{1}{n} \quad (3.8)$$

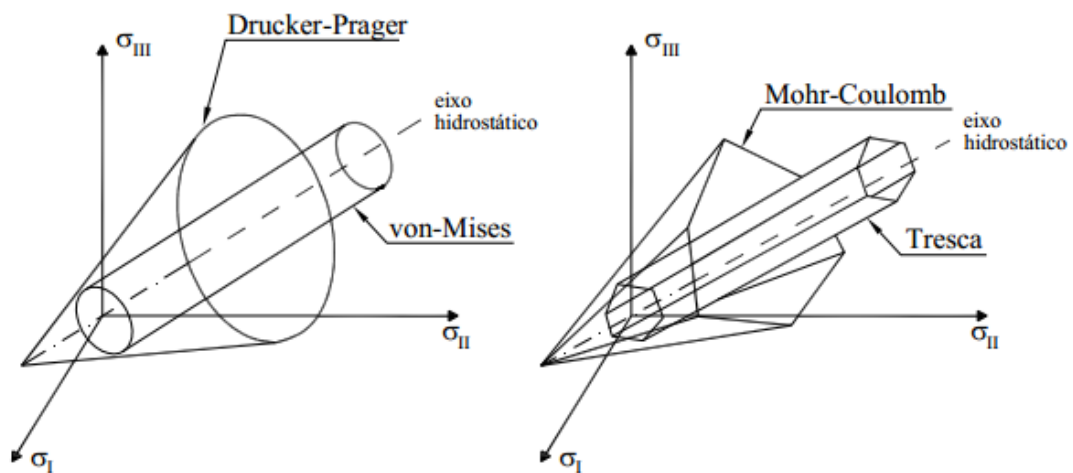
3.1.2 Critérios de Plasticidade

A caracterização da transição do regime elástico para o plástico de um material é dada pela definição de uma função de escoamento, aproximada através de ensaios experimentais. Essas funções definem superfícies geométricas no espaço de tensões, de modo que se considera que

um material plastifica, ou escoar, sempre que seu estado de tensão pertencer a uma dessas superfícies.

As superfícies de plastificação mais comuns são as de Tresca, Von-Mises, Drucker Prager e Mohr-Coulomb (Figura 3.2). Nos critérios de Tresca e Von-Mises, o escoamento independe da componente hidrostática do estado de tensão, assumindo formas cilíndricas ou prismáticas; são satisfatórios para materiais coesivos, como as argilas. Já nas superfícies de Mohr-Coulomb e Drucker-Prager, o escoamento é dependente da componente hidrostática, assumindo formas piramidais ou cônicas; são ideais para descrever o comportamento de materiais que apresentem ângulo de atrito interno, como as areias. De qualquer maneira, as superfícies de Mohr-Coulomb e Drucker-Prager se reduzem às de Tresca e Von-Mises quando o ângulo de atrito é nulo.

Figura 3.2 - Superfícies de plastificação usuais.



Fonte: SILVA (2008).

Neste trabalho são utilizadas, em momentos distintos, duas superfícies: a superfície de Mohr-Coulomb, disponível no *software* Ansys e bastante empregada para materiais naturais como o solo ou rocha, visando simular o maciço com comportamento elastoplástico; e a superfície de Von-Mises, disponibilizada no Ansys para ser utilizada em conjunto com o modelo de Perzyna, simulando o comportamento viscoplástico. O modo com que esses critérios são introduzidos na modelagem no *software* Ansys será abordado no próximo capítulo.

Vale destacar, ainda, que o critério de plasticidade $F(\underline{\underline{\sigma}}, \alpha)$, relacionado a uma das quatro superfícies de plastificação ilustradas na Figura 3.2, é apresentado por Bernaud (1991) em função do tensor desviador e dos parâmetros do material, conforme o Quadro 3.1:

Quadro 3.1 – Superfícies de plasticidade.

CRITÉRIO	SUPERFÍCIE
von-Mises	$F(\underline{\underline{\sigma}}, \alpha) = \sqrt{\frac{3}{2}} \ \underline{\underline{\sigma}}^D\ - \sigma_s$
Tresca	$F(\underline{\underline{\sigma}}, \alpha) = \sqrt{2} \cos(\theta) \ \underline{\underline{\sigma}}^D\ - \sigma_s$
Mohr-Coulomb	$F(\underline{\underline{\sigma}}, \alpha) = \frac{k-1}{3} \text{tr}(\underline{\underline{\sigma}}) + \frac{\sqrt{3}(k+1)\cos(\theta) - (k-1)\text{sen}(\theta)}{\sqrt{6}} \ \underline{\underline{\sigma}}^D\ - S(\alpha)$
Drucker-Prager	$F(\underline{\underline{\sigma}}, \alpha) = \frac{k-1}{3} \text{tr}(\underline{\underline{\sigma}}) + \frac{k_1}{\sqrt{6}} \ \underline{\underline{\sigma}}^D\ - S(\alpha)$

Fonte: BERNAUD (1991).

No Quadro 3.1:

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

$c(\alpha)$ = coesão do material;

α = parâmetro de encruamento;

$k = \frac{1+\text{sen}(\varphi)}{1-\text{sen}(\varphi)}$ = coeficiente de empuxo ao repouso;

φ = ângulo de atrito do material;

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

$k_1 = 2k + 1$ (cone inscrito na pirâmide de MC); $k_1 = k + 2$ (cone circunscrito na pirâmide de MC);

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

$\underline{\underline{\sigma}}^D = \underline{\underline{\sigma}} - \sigma_m \underline{\underline{1}}$ = tensor desviador;

$\|\underline{\underline{\sigma}}^D\| = \sqrt{\sigma_{ij}^D \sigma_{ij}^D}$ = norma do tensor desviador;

$$\theta' = \frac{1}{3} \arcsen(-3\sqrt{6} \det \underline{\underline{\sigma}}^D \left\| \underline{\underline{\sigma}}^D \right\|^{-3}); \quad -\frac{\pi}{6} \leq \theta' \leq \frac{\pi}{6} = \text{ângulo de Lode.}$$

Uma aproximação interessante a ser feita é a equivalência entre os critérios de plasticidade, válida em deformações planas, e útil para quando são conhecidos apenas os parâmetros de um desses critérios, mas o modelo disponível para cálculo é outro. Assim, é possível relacionar os critérios de Von-Mises (VM) e Tresca (TR) e os de Mohr-Coulomb (MC) e Drucker-Prager (DP) igualando as superfícies e isolando a coesão, resultando nas relações (Equações 3.9 e 3.10):

$$C_{TR} = \frac{\sqrt{3}}{2 \cos(\theta')} C_{VM} \quad (3.9)$$

$$C_{DP} = \frac{(\sqrt{3}(k+1)\cos(\theta') - (k-1)\sen(\theta'))}{k+2} C_{MC} \quad (3.10)$$

3.2 CONCRETO

Neste trabalho, além das simulações que consideram o revestimento como elástico, o comportamento desse revestimento em concreto é traduzido por um modelo viscoelástico, que verifica e considera também os efeitos da fissuração para os pontos tracionados. Para tanto, serão utilizados como base os trabalhos e sub-rotinas elaboradas por Quevedo (2017), que em seu estudo de túneis profundos implementa a formulação para o comportamento diferido do concreto, abrangendo os efeitos da fluência e da retração; e Schmitz (2017), que, por sua vez baseada no trabalho de Lazzari (2016), inclui a fissuração no comportamento instantâneo do concreto tracionado.

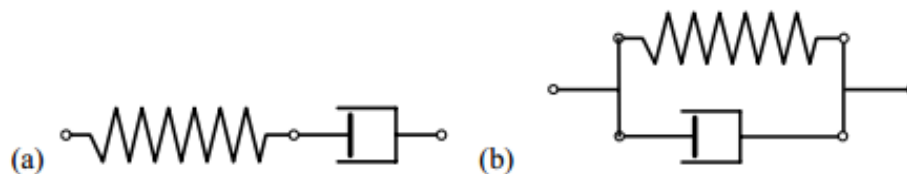
3.2.1 Comportamento diferido

No concreto, o comportamento diferido pode ser descrito por meio de dois fenômenos: fluência e retração. A fluência é caracterizada pelo aumento contínuo e gradual das deformações, mesmo sob tensões constantes. A retração, por sua vez, diz respeito à redução do volume do material, dada pela perda gradual da água remanescente em vasos capilares no interior do concreto, caso não tenha sido completamente utilizada nas reações de hidratação do cimento. Além disso, estes efeitos a longo prazo são influenciados por diversos fatores, tais como: relação água/cimento, tipo de cimento, finura dos grãos de cimento e dos agregados, umidade, temperatura do ambiente, exposição da peça ao ambiente e condições de cura.

3.2.1.1 Modelo reológico e teoria da solidificação

O comportamento viscoelástico dos materiais é representado, geralmente, por modelos reológicos compostos por molas e amortecedores, onde as molas representam o comportamento elástico, conforme a Lei de Hooke, e os amortecedores o comportamento viscoso, seguindo a Lei de Newton. Estes elementos podem ser associados de diversas maneiras, dentre as quais as mais conhecidas e utilizadas são as cadeias de Maxwell (em série) e de Kelvin (em paralelo), conforme indica a Figura 3.3:

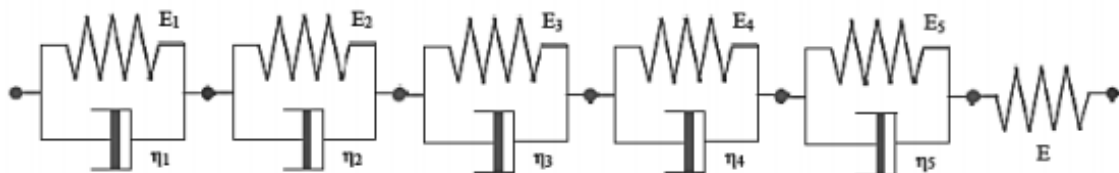
Figura 3.3 – Modelos reológicos (a) de Maxwell e (b) de Kelvin.



Fonte: DIAS (2013).

Além disso, pode ser obtida uma melhor aproximação do comportamento viscoelástico, por meio de combinações dos modelos citados acima: os modelos generalizados (DIAS, 2013). Na Figura 3.4, pode ser visualizado o modelo de Kelvin generalizado, composto com n elementos de Kelvin associados em série:

Figura 3.4 - Modelo de cinco camadas de Kelvin.

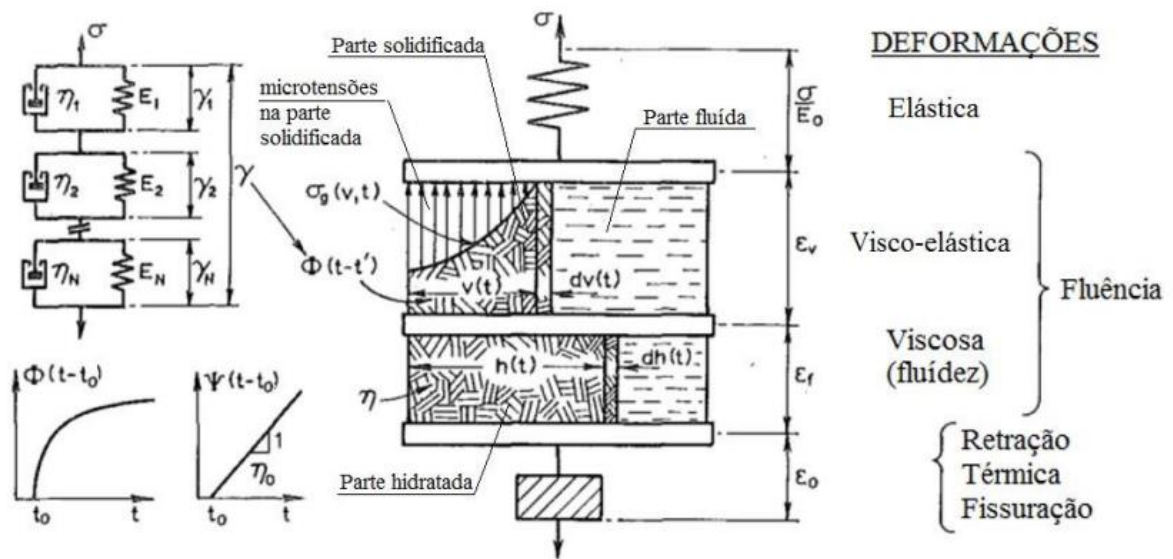


Fonte: VILLALBA FIORE (2015).

Para estruturas de concreto, a utilização da cadeia de Maxwell era preferida em relação à cadeia de Kelvin, devido a diferença nas ordens das equações diferenciais que as descrevem: a de Maxwell é de primeira ordem, enquanto a de Kelvin é de segunda ordem. Entretanto, Bazant e Prasannan (1989) apresentaram um novo modelo para o tratamento da fluência no concreto, chamado Teoria da Solidificação, que descreve um novo uso para a cadeia de Kelvin.

Se, por um lado, a retração independe da tensão, na fluência a idade do concreto no momento da aplicação da tensão influencia nas deformações diferidas. Bazant e Prasannan (1989) separaram a deformação por fluência em duas parcelas: viscoelástica e viscosa, sendo a primeira relacionada a pequenas idades de carregamento e a segunda à fluência no longo prazo. Assim, a deformação total no concreto se dá pela soma destas, mais a parcela elástica e a parcela devido à retração, como ilustra a Figura 3.5:

Figura 3.5 - Modelo de representação do concreto.



Fonte: BAZANT & PRASANNAN (1989).

Conforme o modelo apresentado, a deformação total no concreto é dada por (Equação 3.11):

$$\varepsilon(t, t_0) = \frac{\sigma}{E(t_0)} + \varepsilon_v + \varepsilon_f + \varepsilon_0 \quad (3.11)$$

Onde:

σ = tensão constante atuante no concreto;

$E(t_0)$ = módulo de elasticidade do concreto para a idade t_0 ;

ε_v = parcela viscoelástica da deformação;

ε_f = parcela viscosa (fluidez) da deformação;

ε_0 = deformação que independe da tensão (retração, térmica e fissuração).

De acordo com o modelo proposto, a expressão para a função de fluência de um material com envelhecimento pode ser então dada pela Equação 3.12:

$$J(t, t_0) = \frac{1}{E(t_0)} + \frac{\gamma(t, t_0)}{V(t)} \quad (3.12)$$

Em que:

$V(t)$ = função de envelhecimento devido à variação de volume;

$\gamma(t, t_0)$ = função de fluência para material sem envelhecimento.

A teoria da solidificação afirma, então, que o efeito do envelhecimento relacionado à fluência do concreto é dado pela alteração do volume de concreto solidificado ao longo do tempo. Assim, o envelhecimento do concreto é expresso pela mudança de volume, através da função $V(t)$, enquanto os demais parâmetros do concreto são independentes do tempo (constantes), simplificando a cadeia de Kelvin, cuja equação diferencial sem envelhecimento é dada na Equação 3.13:

$$\sigma = E_\mu \gamma_\mu + \eta_\mu \dot{\gamma}_\mu \quad (3.13)$$

Onde:

σ = tensão atuante;

E_μ = módulo de elasticidade da mola μ , independente da idade do concreto;

γ_μ = deformação da camada μ ;

η_μ = coeficiente de viscosidade do amortecedor μ , independente da idade do concreto;

$\dot{\gamma}_\mu$ = derivada no tempo da deformação na camada μ .

A deformação total da cadeia de Kelvin (γ) é dada como a soma da deformação de cada elemento, de acordo com a Equação 3.14:

$$\gamma = \sum_{\mu=1}^N \gamma_\mu \quad (3.14)$$

Solucionando a equação diferencial dada na Equação 3.13, para uma tensão constante e unitária aplicada no tempo t_0 , tem-se o indicado a seguir (Equação 3.15):

$$\gamma(t - t_0) = \sum_{\mu=1}^N \frac{1}{E_{\mu}} \left(1 - e^{-\frac{t-t_0}{\tau_{\mu}}} \right) \quad (3.15)$$

Em que:

$\gamma(t - t_0)$ = função de fluência sem envelhecimento;

t = idade do concreto;

t_0 = idade do concreto em que foi aplicada a carga;

τ_{μ} = tempo de retardamento à fluência da unidade μ (Equação 3.16):

$$\tau_{\mu} = \frac{\eta_{\mu}}{E_{\mu}} \quad (3.16)$$

A Equação 3.15 é conhecida como série de Dirichlet (ou Prony) e pode ser aproximada para várias curvas de fluência, por meio de um método de mínimos quadrados. A aplicação deste método consiste na resolução do sistema $[A]\{X\} = [B]$, cujos componentes são (Equações 3.17, 3.18 e 3.19):

$$A(i, j) = \sum_{k=1}^N \left[1 - e^{-\frac{t_k - t_0}{\tau_i}} \right] \left[1 - e^{-\frac{t_k - t_0}{\tau_j}} \right] \quad (3.17)$$

$$B(i, j) = \sum_{k=1}^N \gamma(t_k - t_0) \left[1 - e^{-\frac{t_k - t_0}{\tau_i}} \right] \quad (3.18)$$

$$X(j) = \frac{1}{E_j} \quad (3.19)$$

Conforme Bazant e Prasannan (1989), para garantir que o sistema apresentado acima esteja bem condicionado, devem ser definidos os tempos de retardamento a partir da seguinte formulação (Equação 3.20):

$$\tau_{\mu} = \tau_1 10^{\mu-1}; \quad \mu = 1, 2, \dots, N \quad (3.20)$$

Além disso, as escolhas dos tempos de retardamento devem cobrir o período total de interesse (BAZANT & PRASANNAN, 1989). Desse modo, neste trabalho são adotados os mesmos valores utilizados por Dias (2013), conforme Equação 3.21, em que t_0 é o momento de aplicação da primeira carga e t_{max} é o tempo final da análise:

$$\tau_1 = 0,01t_0; \quad \tau_N \geq 0,5t_{max} \quad (3.21)$$

A quantidade N de unidades de Kelvin pode ser adotada como sendo a máxima possível até que a condição acima seja satisfeita. Porém, limita-se a quantidade a seis unidades de Kelvin (DIAS, 2013).

Para resolver o sistema apresentado pelas Equações 3.17, 3.18 e 3.19, é preciso ainda escolher os tempos para o cálculo da função a ser aproximada. Uma vez que o comportamento da função é mais acentuado nas primeiras idades de carregamento, é interessante manter os passos de tempo constantes em escala logarítmica $(t - t_0)$, conforme a Equação 3.22:

$$(t_{k+1} - t_0) = 10^{\frac{1}{m}}(t_k - t_0), \quad k = 1, \dots, N \quad (3.22)$$

Na expressão acima, m é o número de passos por década, segundo Dias (2013) podendo ser adotado como 10 para uma boa precisão. Para o primeiro passo de tempo, adota-se: $(t_1 - t_0) = 0,1t_0$.

Ajustados os parâmetros da cadeia de Kelvin, é necessário introduzi-los no algoritmo incremental que resolve a solução numérica (QUEVEDO, 2017). O algoritmo utilizado nos modelos desenvolvidos de Quevedo (2017) e Schmitz (2017) é o mesmo desenvolvido por Bazant e Prasannan (1989), que resolve a Equação 3.13 considerando a tensão $(\sigma(t))$ como linearmente variável em cada passo de tempo. Maiores detalhes sobre esse algoritmo podem ser consultados nos referidos trabalhos.

3.2.1.2 Modelos de fluência e retração: CEB-FIP-MC90

Nessa dissertação, para caracterizar os fenômenos de fluência e retração do concreto, é utilizado o modelo proposto pelo Comité Euro-International du Béton (1993): CEB-FIP Model Code 1990 (ou CEB-FIP-MC90). Segundo Quevedo (2017), esse modelo se encaixa na teoria da solidificação de Bazant e Prasannan (1989), uma vez que separa o fator do coeficiente de fluência que depende do envelhecimento (idade do concreto) do fator de fluência que depende do tempo de aplicação da carga (idade da carga), separação essa que não ocorre na formulação mais atual feita pela Fédération Internationale du Béton (2010).

O modelo proposto pelo CEB-FIP-MC90 apresenta um comportamento médio, limitado a concretos com resistência característica entre 12 e 80 MPa, sujeitos a uma tensão de compressão média menor de que 40% da resistência média do concreto e expostos a uma umidade relativa

acima 40%. O limite citado para a tensão faz com que seja necessária uma verificação; no modelo implementado por Quevedo (2017), o autor define um fator de validação $FV = p_{lim,CEB90}/p_{eq}$, em que $p_{lim,CEB90}$ é a pressão a partir da qual se tem uma tensão igual ao limite definido, e p_{eq} é a pressão atuante no final dos movimentos diferidos. Se FV resultar menor que 1, as tensões internas estarão acima da validade da formulação do CEB-MC90 e os resultados subestimarão a não linearidade entre a deformação diferida e a tensão; por outro lado, se FV resultar maior que 1, a deformação por fluência pode ser simplificada considerando a superposição dos efeitos e a função de fluência poderá ser considerada como independente do nível de tensão.

3.2.1.2.1 Fluência

Analogamente ao apresentado na Equação 3.11, o Comité Euro-Internacional du Béton (1993) apresenta a deformação total na idade t de uma peça de concreto uniaxialmente carregada a partir da idade t_0 com uma tensão constante $\sigma_c(t_0)$ como (Equação 3.23):

$$\varepsilon_c(t) = \varepsilon_{ci}(t_0) + \varepsilon_{cc}(t) + \varepsilon_{cs}(t) + \varepsilon_{cT}(t) = \varepsilon_{c\sigma}(t) + \varepsilon_{cn}(t) \quad (3.23)$$

Onde:

t = idade do concreto, em dias;

t_0 = idade do concreto no instante de aplicação da tensão (momento em que o revestimento é colocado), em dias;

$\varepsilon_c(t)$ = deformação total;

$\varepsilon_{ci}(t_0)$ = deformação inicial (instantânea) elástica e linear devido a aplicação do carregamento no tempo t_0 ;

$\varepsilon_{cc}(t)$ = deformação por fluência, resultante para um tempo $t > t_0$;

$\varepsilon_{cs}(t)$ = deformação por retração;

$\varepsilon_{cT}(t)$ = deformação térmica.

Assim, a deformação total é composta de duas parcelas: uma que depende da tensão e compreende a deformação elástica e a deformação por fluência, e outra independente da tensão, correspondente à deformação por retração e à deformação térmica, sendo que essa última não é abordada neste trabalho.

A deformação dependente da tensão pode ser expressa, então, por (Equações 3.24 e 3.25):

$$\varepsilon_{c\sigma}(t, t_0) = \sigma_c(t_0) \left[\frac{1}{E_c(t_0)} + \frac{\phi(t, t_0)}{E_{ci}} \right] = \sigma_c(t_0) J(t, t_0) \quad (3.24)$$

$$J(t, t_0) = \frac{1}{E_c(t_0)} + \frac{\phi(t, t_0)}{E_{ci}} \quad (3.25)$$

Onde:

$\sigma_c(t_0)$ = tensão constante aplicada em t_0 , em MPa;

$E_c(t_0)$ = módulo de elasticidade tangente do concreto em t_0 , em MPa.

$\phi(t, t_0)$ = coeficiente de fluência;

E_{ci} = módulo de elasticidade do concreto na idade de 28 dias.

Acima, a expressão $J(t, t_0)$ é a função de fluência, que representa a deformação na idade t causada por uma tensão unitária constante atuante no intervalo de tempo $(t - t_0)$. Para cargas em diferentes idades, utilizando o princípio da superposição dos efeitos, a deformação por fluência pode ser dada por (Equação 3.26):

$$\varepsilon_{c\sigma}(t, t_0) = \sigma_c(t_0) J(t, t_0) + \int_{t_0}^t J(t, \tau) \frac{\partial \sigma_c(\tau)}{\partial \tau} d\tau \quad (3.26)$$

Em que $\int_{t_0}^t J(t, \tau) \frac{\partial \sigma_c(\tau)}{\partial \tau} d\tau$ é a deformação dependente da tensão devido a um histórico de tensão qualquer ao longo do tempo.

O módulo de elasticidade do concreto pode ser obtido através do seguinte roteiro de Equações (3.27 a 3.31) (COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON, 1993):

$$E_{ci} = E_{c0} \left(\frac{f_{cm}}{f_{cm0}} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (3.27)$$

$$E_{ci}(T) = E_{ci} \left(1.06 - \frac{0,003T}{T_0} \right) \quad (3.28)$$

$$\beta_E(t) = [\beta_{cc}(t)]^{0,5} \quad (3.29)$$

$$\beta_{cc}(t) = e^s \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{0,5} \right] \quad (3.30)$$

$$E_c(t) = \beta_E(t)E_{ci}(T) \quad (3.31)$$

Onde:

$E_{c0} = 21500$ MPa = módulo de elasticidade de referência;

f_{cm} = resistência média à compressão do concreto, em MPa;

$f_{cm0} = 10$ MPa = resistência média de referência;

$E_{ci}(T)$ = módulo de elasticidade tangente do concreto na idade de 28 dias, em MPa;

$T_0 = 1^\circ$ C = temperatura de referência;

$\beta_E(t)$ = coeficiente que leva em consideração o desenvolvimento da resistência ao longo do tempo;

$\beta_{cc}(t)$ = coeficiente de ajuste em função da idade do concreto e do tipo de cimento;

s = parâmetro que depende do tipo de cimento utilizado: 0,20 cimento de endurecimento rápido e alta resistência inicial; 0,25 para cimento de endurecimento rápido e normal e 0,38 para cimento de endurecimento lento;

$E_c(t)$ = módulo de elasticidade tangente na idade t , em MPa.

Já o coeficiente de fluência é dado por (Equação 3.32):

$$\phi(t, t_0) = \phi_0\beta_c(t - t_0) \quad (3.32)$$

Em que:

ϕ_0 = coeficiente que depende da idade do concreto t_0 no instante em que a tensão foi aplicada;

$\beta_c(t - t_0)$ = coeficiente que depende da idade do carregamento $(t - t_0)$.

De acordo com o Comité Euro-International du Béton (1993) o fator ϕ_0 , da Equação 3.32, pode ser calculado através das Equações 3.33 a 3.41:

$$h = \frac{2A_c}{u} \quad (3.33)$$

$$\phi_{RH} = 1 + \frac{1 - \frac{RH}{RH_0}}{0,46 \left(\frac{h}{h_0}\right)^{\frac{1}{3}}} \quad (3.34)$$

$$\phi_T = \exp \left[0,015 \left(\frac{T}{T_0} - 20 \right) \right] \quad (3.35)$$

$$\phi_{RH,T} = \phi_T + (\phi_{RH} - 1)\phi_T^{1,2} \quad (3.36)$$

$$\beta(f_{cm}) = \frac{5.3}{\left(\frac{f_{cm}}{f_{cm0}}\right)^{0,5}} \quad (3.37)$$

$$t_{0,T} = \sum_{i=1}^n \Delta t_i \exp \left[13,65 - \frac{4000}{273 + \frac{T(\Delta t_i)}{T_0}} \right] \quad (3.38)$$

$$t_{0,adj} = t_{0,T} \left[\frac{9}{2 + \left(\frac{t_{0,T}}{t_{1,T}}\right)^{1,2}} + 1 \right]^{\alpha} \geq 0,5 \text{ dias} \quad (3.39)$$

$$\beta(t_{0,adj}) = \frac{1}{0.1 + \left(\frac{t_{0,adj}}{t_1}\right)^{0,5}} \quad (3.40)$$

$$\phi_0 = \phi_{RH,T} \beta(f_{cm}) \beta(t_{0,adj}) \quad (3.41)$$

Nas expressões acima:

h = espessura fictícia da peça de concreto, em mm;

A_c = área da seção transversal da peça de concreto, em mm²;

u = perímetro da peça de concreto exposto ao meio ambiente, em mm, que para túneis pode ser adotado como sendo a circunferência calculada com o raio interno da seção;

ϕ_{RH} = coeficiente que depende da exposição da peça a umidade do ambiente;

RH = umidade relativa do meio ambiente, em %;

$RH_0 = 100 \%$ = umidade relativa de referência;

$h_0 = 100 \text{ mm}$ = espessura fictícia de referência;

ϕ_T = coeficiente que leva em consideração a temperatura;

$\phi_{RH,T}$ = coeficiente que depende da exposição da peça a umidade do ambiente corrigido com a temperatura;

$\beta(f_{cm})$ = coeficiente que depende da resistência média à compressão do concreto;

$t_{0,T}$ = idade do concreto no instante de aplicação da carga corrigido com o efeito da temperatura, em dias;

Δt_i = número de dias onde a temperatura T prevalece;

$T(\Delta t_i)$ = temperatura, em °C, predominante durante o período Δt_i ;

$t_{0,adj}$ = idade do concreto no instante em que o carregamento é aplicado ajustada com o efeito da temperatura, em dias;

$t_{1,T} = 1 \text{ dia}$ = idade de referência;

α = coeficiente que depende do tipo de cimento: -1 para endurecimento lento, 0 para endurecimento rápido e normal e 1 para endurecimento rápido de alta resistência;

$\beta(t_{0,adj})$ = coeficiente que depende da idade do concreto no instante de aplicação da carga;

$t_1 = 1 \text{ dia}$ = idade de referência.

Já o fator $\beta_c(t - t_0)$ da Equação 3.32 pode ser calculado através das Equações 3.42 e 3.43 (COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON, 1993):

$$\beta_H = 150 \left\{ 1 + \left(1,2 \frac{RH}{RH_0} \right)^{18} \right\} \frac{h}{h_0} + 250 \leq 1500 \quad (3.42)$$

$$\beta_c(t - t_0) = \left[\frac{\frac{(t - t_0)}{t_1}}{\beta_H + \frac{(t - t_0)}{t_1}} \right]^{0,3} \quad (3.43)$$

Nas expressões acima, β_H é um coeficiente que depende da umidade relativa do ambiente.

3.2.1.2.2 Retração

O Comité Euro-International du Béton (1993) define a seguinte relação para a deformação por retração (Equação 3.44):

$$\varepsilon_{cs}(t, t_s) = \varepsilon_{cs0} \beta_s(t - t_s) \quad (3.44)$$

Onde:

t_s = idade do concreto no início da retração (idade no final da cura), em dias;

ε_{cs0} = fator da retração que depende da idade do concreto e independe da idade da retração;

$\beta_s(t - t_s)$ = fator que depende da idade da retração ($t - t_s$).

Ainda segundo o Comité Euro-International du Béton (1993), o fator ε_{cs0} é obtido pelas Equações 3.45 a 3.50:

$$\varepsilon_s(f_{cm}) = \left[160 + 10\beta_{sc} \left(9 - \frac{f_{cm}}{f_{cm0}} \right) \right] 10^{-6} \quad (3.45)$$

$$\beta_{s,RH} = 1 - \left(\frac{RH}{RH_0} \right)^3 \quad (3.46)$$

$$\beta_{RH} = \begin{cases} -1,55\beta_{s,RH} & \text{para } 40\% \leq RH < 99\% \\ 0,25 & \text{para } RH \geq 99\% \end{cases} \quad (3.47)$$

$$\beta_{sT} = 1 + \left(\frac{8}{103 - \frac{100RH}{RH_0}} \right) \left(\frac{\frac{T}{T_0} - 20}{40} \right) \quad (3.48)$$

$$\beta_{RH,T} = \beta_{RH} \beta_{sT} \quad (3.49)$$

$$\varepsilon_{cs0} = \varepsilon_s(f_{cm}) \beta_{RH,T} \quad (3.50)$$

Nas expressões acima:

β_{sc} = parâmetro que depende do tipo de cimento utilizado: 8 para cimento de endurecimento rápido e alta resistência inicial; 5 para cimento de endurecimento rápido e normal e 4 para cimento de endurecimento lento;

$\varepsilon_s(f_{cm})$ = fator que depende da resistência média à compressão do concreto;

$\beta_{s,RH}, \beta_{RH}$ = fatores que dependem da umidade relativa do meio ambiente;

β_{sT} = fator que considera a temperatura;

$\beta_{RH,T}$ = fator que depende da umidade relativa do ambiente ajustado com a temperatura;

T = temperatura, em ° C;

$T_0 = 1^\circ \text{C}$ = temperatura de referência.

E o fator $\beta_s(t - t_s)$ que independe da idade do concreto no final da cura é dado por (Equações 3.51 e 3.52):

$$\alpha_{sT}(T) = 350 \left(\frac{h}{h_0} \right)^2 \exp \left[-0,06 \left(\frac{T}{T_0} - 20 \right) \right] \quad (3.51)$$

$$\beta_s(t - t_s) = \left[\frac{\frac{t - t_s}{t_1}}{\alpha_{sT}(T) + \frac{t - t_s}{t_1}} \right]^{0,5} \quad (3.52)$$

Nas expressões acima, $\alpha_{sT}(T)$ é um fator que leva em consideração a espessura fictícia corrigido com a temperatura.

3.2.2 Concreto tracionado: modelo para fissuração

A característica do concreto de resistir menos à tração do que à compressão resulta em formação de fissuras mesmo a baixos níveis de tensão (a que geralmente estão submetidos os túneis superficiais, por exemplo). Uma vez que a fissuração induz um forte comportamento não-linear, considerá-la na análise estrutural é muito importante. Neste trabalho, assim como no de Schmitz (2017), o modelo que representa a fissuração é o sugerido por Hinton (1988), e pode ser descrito por três procedimentos: critério de fissuração, regra para a colaboração do concreto entre fissuras e modelo para a transferência das tensões de corte.

Primeiramente, para avaliar a ocorrência da fissuração do concreto, deve-se verificar se o nível de tensão dos pontos de integração dos elementos atingiu a superfície de ruptura. Neste trabalho, o critério de ruptura utilizado para tal verificação é o de Ottosen (1977). Trata-se de um modelo classificado como de quatro parâmetros, cuja superfície de ruptura para o concreto, quando submetido a estados multiaxiais de tensões, é dado por (Equação 3.53):

$$\alpha \frac{J_2}{f_{cm}^2} + \lambda \frac{\sqrt{J_2}}{f_{cm}} + \beta \frac{I_1}{f_{cm}} - 1 = 0 \quad (3.53)$$

Onde os parâmetros são:

$$\lambda = c_1 \cdot \cos \left[\frac{1}{3} \arccos(c_2 \cos 3\theta') \right] \quad (3.54)$$

$$\cos 3\theta' = \frac{3\sqrt{3}}{2} \cdot \frac{J_3}{J_2^{3/2}} \quad (3.55)$$

$$I_1 = \sigma_{xx} + \sigma_{yy} + \sigma_{zz} \quad (3.56)$$

$$J_2 = \frac{1}{6} \left[(\sigma_{xx} - \sigma_{yy})^2 + (\sigma_{yy} - \sigma_{zz})^2 + (\sigma_{zz} - \sigma_{xx})^2 \right] + \tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{xz}^2 \quad (3.57)$$

$$J_3 = \frac{1}{3} S_{ij} S_{jk} S_{ki} = \begin{vmatrix} S_{xx} & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & S_{yy} & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & S_{zz} \end{vmatrix} \quad (3.58)$$

Em que:

f_{cm} = resistência média à compressão do concreto;

α, β, c_1 e c_2 = parâmetros do material;

λ = função no plano desviador, dependente de θ' ;

θ' = ângulo de similaridade do concreto;

I_1 = primeiro invariante do tensor de tensões;

J_2 = segundo invariante do tensor desviador de tensões;

J_3 = terceiro invariante do tensor desviador de tensões.

Os parâmetros para ajuste da superfície (α, β, c_1 e c_2) dependem de propriedades do concreto, resultantes de ensaios. Estas propriedades são: a resistência uniaxial em tração (f_{ctm}) e compressão (f_{cm}), resistência biaxial à compressão (f_{c2cm}) e um estado de ruptura sobre o meridiano de compressão ($\sigma_1 = \sigma_2 > \sigma_3$), descrito por σ_{com} e τ_{com} . O Código Modelo *fib* 2010 (2012) dispõe as equações a seguir para aproximar esses valores a partir da resistência à compressão característica do concreto (f_{ck}), sendo os valores fornecidos e calculados em MPa, de acordo com as Equações 3.59 a 3.62.

$$f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}}, \quad \text{para } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa};$$

$$f_{ctm} = 2,12 \cdot \ln(1 + 0,1 \cdot f_{cm}); \quad f_{cm} = f_{ck} + 8, \quad \text{para } f_{ck} > 50 \text{ MPa}; \quad (3.59)$$

$$f_{c2m} = \left(1,2 - \frac{f_{cm}}{1000} \right) \cdot f_{cm}; \quad (3.60)$$

$$\sigma_{com} = -240 \text{ Mpa}; \quad (3.61)$$

$$\tau_{com} = \left[185 - 180 \frac{f_{cm}}{100} + 260 \left(\frac{f_{cm}}{100} \right)^2 - 84 \left(\frac{f_{cm}}{100} \right)^3 \right] \quad (3.62)$$

Com base nas equações acima, podem ser calculados os parâmetros α e β (Equações 3.63, 3.64 e 3.65):

$$\alpha = \frac{h \cdot \beta - \sqrt{2}}{y} \quad (3.63)$$

$$\beta = \frac{\sqrt{2} - \frac{3y}{k \cdot f_{2c}}}{h - \frac{9y}{f_{2c} - k}} \quad (3.64)$$

$$k = \frac{f_{ctm}}{f_{cm}}; f_{2c} = \frac{f_{c2cm}}{f_{cm}}; x = \frac{\sigma_{com}}{f_{cm}}; y = \frac{\tau_{com}}{f_{cm}}; h = -\frac{\sqrt{2}x + y}{\frac{y}{\sqrt{2}} - \frac{1}{3}} \quad (3.65)$$

Já para o cálculo das constantes c_1 e c_2 , primeiramente devem ser definidas as funções dos meridianos de tração (λ_t) e compressão (λ_c), conforme as Equações 3.66 e 3.67:

$$\lambda_t = \left(2\sqrt{3} - \frac{f_{2c} \cdot h}{\sqrt{3} \cdot y} \right) \cdot \beta + \frac{\sqrt{3}}{f_{2c}} + \frac{\sqrt{2} \cdot f_{2c}}{\sqrt{3} \cdot y} \quad (3.66)$$

$$\lambda_c = \left(1 - \frac{h}{3y} \right) \cdot \sqrt{3} \cdot \beta + \sqrt{3} + \frac{\sqrt{2}}{\sqrt{3} \cdot y} \quad (3.67)$$

Calculam-se, de acordo com a relação entre as funções acima, os parâmetros c_1 e c_2 (Equações 3.68 e 3.69):

$$c_1 = (2\cos\theta - 1) \cdot \lambda_t + 4(1 - \cos\theta) \cdot \lambda_c, \text{ para } \frac{\lambda_c}{\lambda_t} \leq \frac{1}{2}$$

$$c_1 = \frac{\lambda_c}{\cos\left(\frac{\pi}{3} - \frac{1}{3}\arccos(c_2)\right)}, \text{ para } \frac{\lambda_c}{\lambda_t} \geq \frac{1}{2} \quad (3.68)$$

$$c_2 = 1, \text{ para } \frac{\lambda_c}{\lambda_t} \leq \frac{1}{2}$$

$$c_2 = \cos \left\{ 3 \cdot \arctan \left[\frac{2 \frac{\lambda_c}{\lambda_t} - 1}{\sqrt{3}} \right] \right\}, \text{ para } \frac{\lambda_c}{\lambda_t} \leq \frac{1}{2} \quad (3.69)$$

Além disso, como a ruptura pode acontecer tanto pela fissuração quanto por esmagamento, deve-se distinguir os dois casos analisando o valor da tensão principal (calculada pela Equação 3.70), conforme indica o boletim nº 156 do CEB (1983): para fissuração, esta deve atingir ou superar metade do valor da resistência média à tração do concreto ($f_{ct,m}$), dada na Equação 3.59, de acordo com o f_{ck} utilizado.

$$\sigma_1 = \frac{2\sqrt{J2}}{\sqrt{3}} \text{sen} \left(\theta' + \frac{2\pi}{3} \right) + \frac{I1}{3} \quad (3.70)$$

Caso o ponto tenha fissurado, o concreto, antes considerado isotrópico, passa a ser ortotrópico e admite-se que a fissura tenha se formado num plano perpendicular ao da tensão principal de tração, sendo reduzidos os módulos de elasticidade longitudinal e transversal nessa direção, além de desprezado o efeito de Poisson.

Mesmo que ocorra a fissuração, o concreto continua resistindo a esforços de tração e suportando certos níveis de tensão, graças aos efeitos da aderência entre o concreto e as barras de aço, este conhecido por *tension stiffening*. Para reproduzi-lo, modifica-se a curva tensão-deformação do concreto, de modo que passe a ser considerado com comportamento linear com amolecimento, conforme ilustra a Figura 3.6. A relação constitutiva utilizada, proposta por Martinelli (2003), é dada pela Equação 3.71:

$$\sigma_c = 0,6 \cdot E_{ci} \cdot \varepsilon_t \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{CTU}} \right) = 0,6\sigma_t \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{0,001} \right) \quad (3.71)$$

Onde:

σ_c = tensão no concreto;

E_{ci} = módulo de elasticidade tangente;

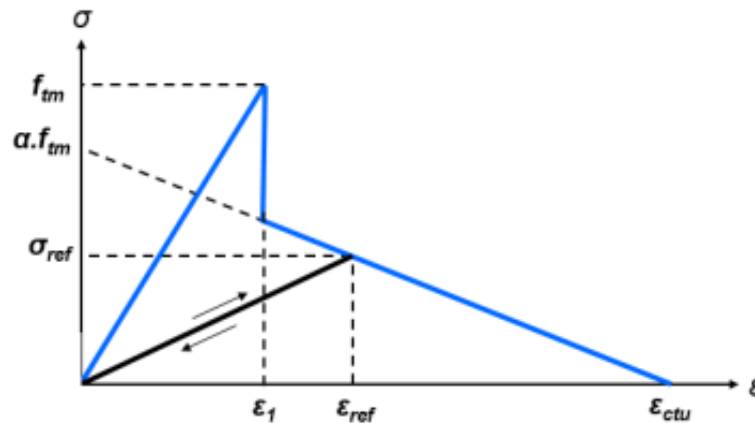
ε_t = deformação nominal de tração na zona fissurada;

ε_c = deformação no concreto;

σ_t = tensão de tração na região fissurada;

ε_{CTU} = limite de deformação em tração, que define o fim do trecho de amolecimento.

Figura 3.6 - Curva tensão-deformação para o concreto tracionado.



Fonte: HINTON (1988 *apud* LAZZARI, 2016).

É necessário ajustar a tensão normal à fissura, caso algum ponto fissurado venha a se fechar devido à redistribuição de esforços ou descarga. Para tanto, deve-se verificar se a deformação atual (ε) é menor que a máxima deformação de tração na direção transversal da fissura (ε_{ref}).

Neste caso, utiliza-se a Equação 3.72:

$$\sigma_c = \frac{\sigma_{ref}}{\varepsilon_{ref}} \varepsilon_c \quad (3.72)$$

Em que σ_{ref} é a tensão calculada pela interpolação da curva de comportamento, através da deformação ε_{ref} .

Deve-se, ainda, considerar o surgimento de tensões de corte no plano da fissura, cuja transferência entre as superfícies rugosas da mesma depende de fenômenos ligados a características dos materiais, como o tamanho e tipo dos agregados, diâmetro das barras de armadura e posição relativa da armadura e da fissura, além da largura da fissura. Como não é possível representar esses fenômenos no modelo, faz-se uma aproximação que representa seu efeito, sugerida por Hinton (1988): multiplica-se o módulo de elasticidade transversal da estrutura por um fator redutor β_f , calculado pela Equação 3.73:

$$\beta_f = 1 - \left(\frac{\varepsilon_t}{0,005} \right)^{0,3} \quad (3.73)$$

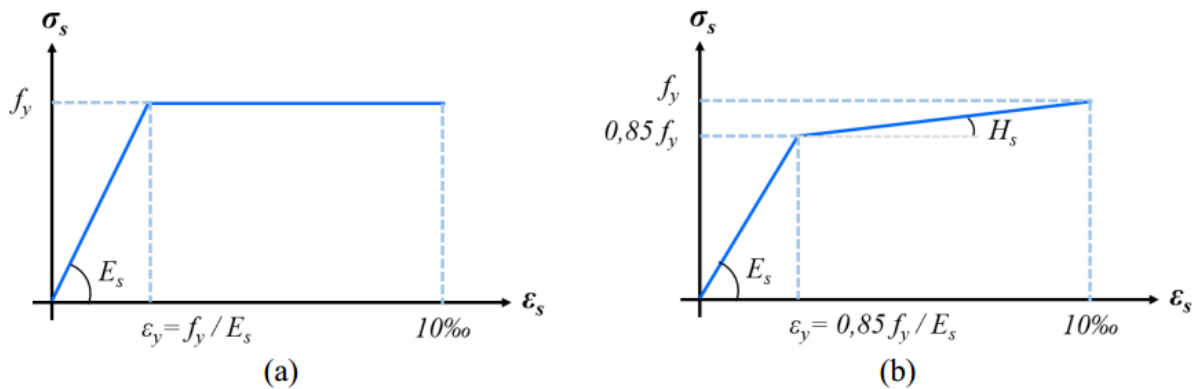
Onde ε_t é a deformação de tração fictícia perpendicular à fissura.

3.3 AÇO

Em estruturas de concreto armado, as barras de aço resistem apenas a esforços axiais. Desse modo, seu comportamento pode ser descrito por um modelo uniaxial. Além disso, é representado, através de um diagrama tensão-deformação bilinear, como um material elastoplástico, que apresenta mesmo comportamento em tração e compressão.

Segundo Lazzari (2016), a depender do processo de fabricação, as barras podem seguir dois comportamentos: para aços com patamar de escoamento bem definido, adota-se um modelo elastoplástico perfeito; já para aços encruados a frio, utiliza-se um comportamento elastoplástico com endurecimento linear a partir de 0,85 da tensão de escoamento. Os comportamentos são ilustrados na Figura 3.7:

Figura 3.7 - Modelo para o aço: (a) elastoplástico perfeito; (b) elastoplástico com endurecimento linear.



Fonte: LAZZARI (2016).

Neste trabalho, é utilizado como reforço o aço com patamar de escoamento bem definido (Situação (a) da Figura 3.7). No entanto, utiliza-se um pequeno parâmetro de endurecimento ($1/1000$), para evitar erros numéricos, assim como feito por Schmitz (2017).

4 MODELAGEM NUMÉRICA

Neste capítulo, são abordados alguns detalhes da modelagem computacional realizada no Ansys: os elementos finitos utilizados e os procedimentos adotados para implementação do comportamento dos materiais. É apresentada, também, a malha elaborada para as análises e suas respectivas condições de contorno e carregamento, bem como é analisada a condição de equilíbrio do maciço antes da escavação do túnel, além de elencadas algumas simplificações e hipóteses que são adotadas nas análises.

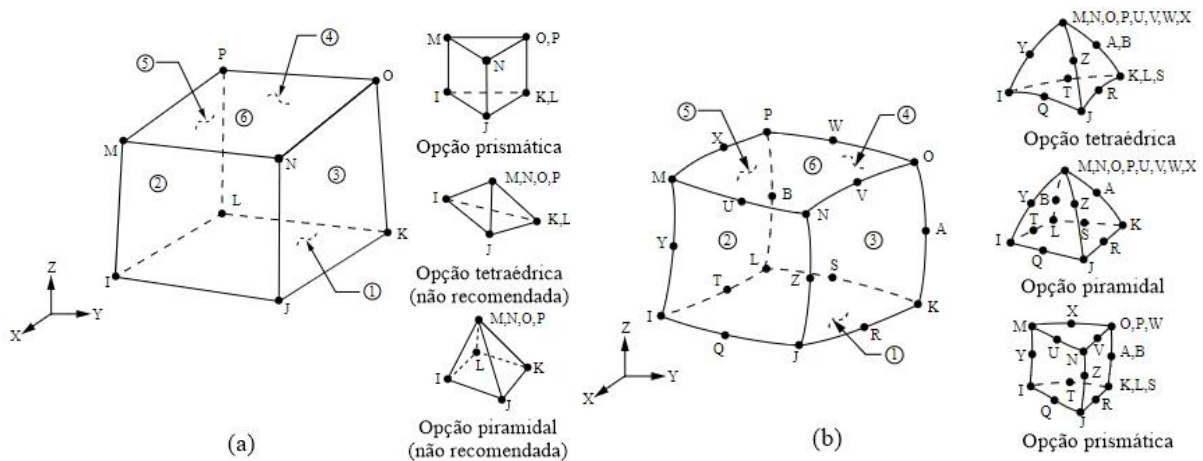
4.1 O SOFTWARE ANSYS

O *software* de análise estrutural Ansys possibilita o estudo de diversos problemas de engenharia. A partir das ferramentas de análise de elementos finitos (FEM) disponibilizadas pelo programa, é possível personalizar e automatizar soluções para problemas de mecânica estrutural (ANSYS, 2013). O Ansys vem sendo uma das principais ferramentas de modelagem computacional de estruturas utilizadas em meio acadêmico, já que tem como diferencial a interface do sistema APDL (*Ansys Parametric Design Language*), que permite a entrada de dados de um determinado modelo em arquivos com formato texto (extensão .txt), através de listagem de comandos do próprio programa e linguagem de programação Fortran77 (dentre outras), o que facilita a modificação e customização de propriedades, condições de contorno, controles de análise não-linear, etc.

4.1.1 Elementos Finitos

O Ansys disponibiliza inúmeros elementos finitos, cuja escolha depende do tipo de problema e da análise a ser efetuada. Para problemas tridimensionais de túneis, tipo de análise que é feita neste trabalho, o *software* conta com os elementos *Solid185* e *Solid186* (Figura 4.1). Ambos os elementos possuem três graus de liberdade por nó (translações em x, y e z), porém com diferentes graus das funções de interpolação: a do *Solid185* é linear, com 8 nós, enquanto a do *Solid186* é quadrática, com 20 nós.

Figura 4.1 - Geometria dos elementos (a) Solid185 e (b) Solid186.

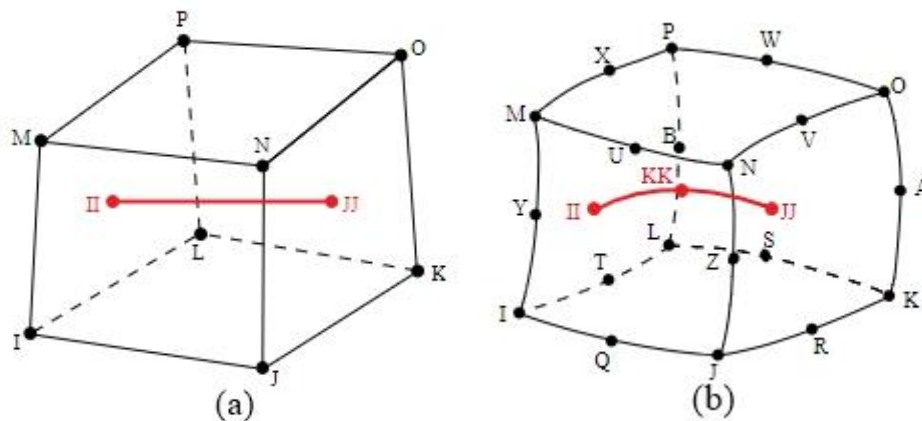


Fonte: ANSYS (2009).

Como problemas 3D de túneis envolvem malhas com muitos elementos, opta-se, geralmente, por utilizar o *Solid185* (tanto para o maciço quanto para o concreto), devido ao tempo de processamento. Esse elemento está disponível nas formas hexaédrica, tetraédrica, prismática e piramidal (Figura 4.1), sendo que neste trabalho é utilizado o hexaédrico.

Para modelar as armaduras de reforço do concreto, é utilizado o elemento de armadura incorporada *Reinf264*, que pode ser utilizado em conjunto com os elementos *Solid185* ou *Solid186* (Figura 4.2). O *Reinf264* possui somente rigidez axial e pode ser colocado em qualquer orientação dentro do elemento base, sendo que as coordenadas locais, graus de liberdade e conectividades são iguais as deste elemento. O *Reinf264* permite modelos com plasticidade, efeitos diferidos, tensão inicial, grandes deflexões e grande capacidade de deformação.

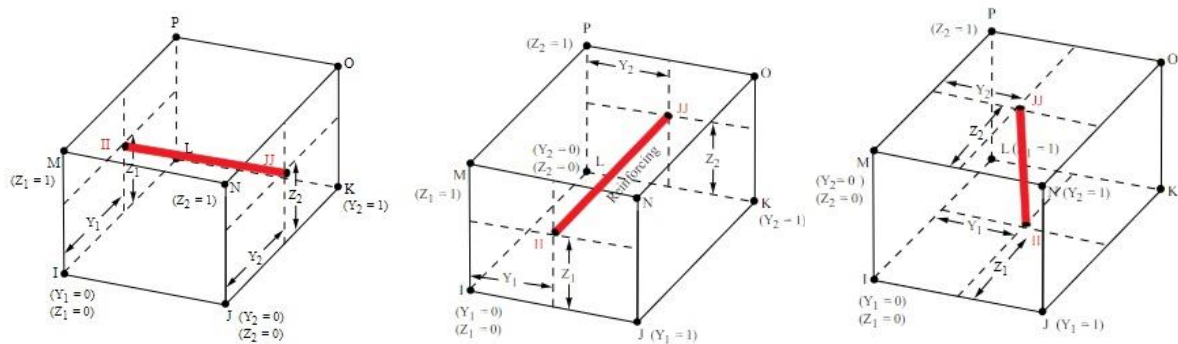
Figura 4.2 - Elemento *Reinf264* associado aos elementos (a) *Solid185* ou (b) *Solid186* do Ansys.



Fonte: ANSYS (2009).

O elemento de armadura incorporada deve ser, então, inserido dentro de cada elemento finito de base, que deve ter sua malha gerada anteriormente, de acordo com sua orientação e posições relativas dos nós de extremidade. A direção em que será colocada a armadura pode, então, ser ajustada dentro do elemento base, conforme ilustra a Figura 4.3. Neste trabalho são utilizados o primeiro (mais à esquerda) e segundo (centro) posicionamento ilustrado, para as armaduras circunferenciais e longitudinais, respectivamente.

Figura 4.3 – Possibilidades de posicionamento dos elementos de armadura incorporado dentro do elemento sólido.



Fonte: ANSYS (2009).

Destaca-se que, durante a análise, é necessário fazer uma malha duplicada na região do revestimento do túnel, a fim de simular o processo de escavação e colocação deste (processo indicado na Figura 2.21), uma vez que o Ansys não possibilita que o modelo do material do elemento seja alterado. Dessa maneira, após a mencionada duplicação, é necessário que os elementos referentes ao revestimento sejam inicialmente desativados por meio do comando EKILL, que multiplica o módulo de elasticidade do elemento por um fator de redução (por padrão, 1E-6). Após, ao longo do processo de escavação (passo por passo), à medida que são desativados também os elementos do maciço, são reativados os do revestimento, através do comando EALIVE.

4.1.2 Processo de solução não-linear e customização do comportamento do concreto

Como processo de solução de análises não-lineares, o Ansys utiliza o método de Newton-Raphson. Este método consiste em aplicar o seguinte processo iterativo, resolvendo as Equações 4.1 e 4.2:

$$\{\Delta u\}_i = [K_T]_i^{-1}(\{Fa\} - \{Fnr\}_i) \quad (4.1)$$

$$\{u\}_{i+1} = \{u\}_i + \{\Delta u\}_i \quad (4.2)$$

Onde:

$\{\Delta u\}_i$ = vetor de incremento de deslocamentos nodais na iteração i ;

$\{Fa\}$ = o vetor de forças externas aplicado;

$\{Fnr\}_i$ = vetor de forças internas (ou vetor de forças restauradoras) na iteração i ;

$(\{Fa\} - \{Fnr\}_i) = \{R\}_i$ = vetor de carga desbalanceado (ou resíduo) para a iteração i ;

$[K_T]_i$ = matriz de rigidez tangente na iteração i ;

$\{u\}_{i+1}$ = vetor contendo o valor das incógnitas dos nós para a próxima iteração $i + 1$;

$\{u\}_i$ = vetor incógnita dos nós para a iteração i .

O processo de solução consiste, então, nos seguintes passos:

a) Na primeira iteração, assume-se:

$$\{u\}_0 = \{0\};$$

b) Calcula-se a matriz tangente atualizada ($[K_T]_i$) e o vetor de forças internas ($\{Fnr\}_i$) para a configuração da iteração atual ($\{u\}_i$);

c) Calcula-se o incremento de deslocamentos nodais ($\{\Delta u\}_i$) a partir da Equação 4.1 mostrada acima;

d) Adiciona-se o incremento de deslocamentos obtido ($\{\Delta u\}_i$) ao vetor de incógnitas ($\{u\}_i$) para obter, como mostrado na Equação 4.2, o vetor da próxima iteração;

e) O processo de b a d deve ser repetido até a convergência, o que ocorre quando o resíduo fica abaixo da tolerância desejada, tanto em termos de forças quanto de deslocamentos.

Por padrão, o Ansys adota como tolerância para o resíduo um valor de 0,5% das forças externas e uma variação nos deslocamentos não maior do que 5%.

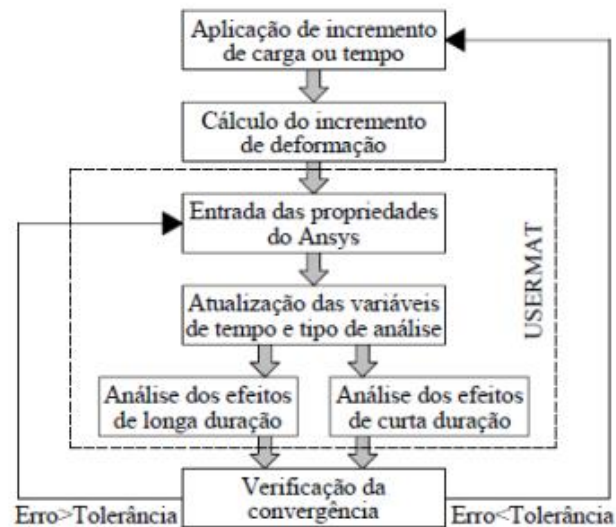
Além disso, o processo de solução é dividido em três níveis: etapas de carga, incrementos de carga e iterações de equilíbrio. As etapas de carga (*steps*) separam a solução em fases sucessivas, caracterizadas pelo comportamento do carregamento aplicado na modelagem (diferente em uma análise viscoelástica ou elastoplástica, por exemplo). Já os incrementos de carga (*sub-steps*) dividem as etapas de carga em períodos mais curtos, fazendo com que as

cargas aplicadas sejam alteradas para alcançar uma progressão gradual entre valores iniciais e finais, definidos em cada etapa de carga. Assim, durante cada incremento de carga, o Ansys emprega uma série de iterações para atingir o equilíbrio do sistema.

4.1.2.1 User Programmable Features – UPF e sub-rotina *usermat*

O Ansys possui uma série de recursos programáveis (*User Programmable Feature* - UPF), que permitem ao usuário escrever suas próprias rotinas, adaptando o programa às necessidades da análise. Dentre as possibilidades de customização, têm-se: criação de novos elementos; modificação e monitoração de elementos existentes; customização do comportamento de um material; customização de elementos de contato; customização de carregamentos (QUEVEDO, 2017).

Os recursos citados acima podem ser utilizados por meio do acesso a uma série de sub-rotinas, elaboradas em linguagem Fortran 77, disponibilizadas pelo próprio Ansys. Neste trabalho, para implementar o comportamento viscoelástico do concreto, bem como a verificação da fissuração para o concreto tracionado, conforme as formulações descritas no Capítulo 3, é utilizada uma sub-rotina referente ao comportamento do material, conhecida como *usermat*, mais especificamente a *usermat3D*, que se aplica, entre outros, aos elementos *Solid185* e *Solid186*. O modo com que a *usermat* está inserida no processo de solução do Ansys é ilustrado na Figura 4.4, em que comportamento viscoelástico corresponde à “análise dos efeitos de longa duração” e a verificação e consideração da fissuração está inserida dentro da “análise dos efeitos de curta duração”.

Figura 4.4 - Funcionamento da *usermat* no Ansys.

Fonte: SCHMITZ (2017).

Em meio ao processo de solução, a *usermat* é então acionada em cada ponto de integração de cada elemento, durante cada uma das iterações de equilíbrio. Seu objetivo é a atualização das tensões a partir dos incrementos de deformação calculados pelo programa e de dados informados pelo usuário. Procurando atingir o equilíbrio entre forças externas e internas, em cada iteração são utilizados os incrementos de deformação para o cálculo das tensões atualizadas, que são utilizadas no cálculo do próximo conjunto de incrementos de deformação. Quando o equilíbrio é satisfeito, as tensões, deformações e variáveis de estado são atualizadas e passa-se para o seguinte incremento de tempo ou carga, repetindo o processo até a convergência.

Neste estudo, são utilizadas como base as sub-rotinas de Quevedo (2017), destinada à simulação do comportamento viscoelástico do concreto, e de Schmitz (2017), que complementa essa primeira, especificamente no que diz respeito à verificação da fissuração do concreto e aplicação das devidas correções nas tensões para aqueles pontos em que o concreto tenha fissurado. Nos referidos trabalhos, podem ser encontradas diversas validações para as sub-rotinas utilizadas.

4.1.3 Modelos do maciço

Os modelos utilizados para o maciço são disponibilizados pelo Ansys e considerados por meio de comandos do próprio programa. O comportamento elástico é definido pelos parâmetros: módulo de elasticidade (E), coeficiente de Poisson (ν) e, se necessário, densidade (DENS).

Para os modelos que consideram o critério de Mohr Coulomb, utiliza-se o comando TB,MC,,,BASE, para o qual as constantes, inseridas pelo comando TB,DATA, são: a coesão (C), o ângulo de atrito (φ_m) e o ângulo de dilatância (ψ). Para utilizar o critério de Von-Mises, utiliza-se o comando TB,BISO, que corresponde a um critério com endurecimento isotrópico bilinear, e então são inseridos os parâmetros do modelo, pelo comando TB,DATA, que são a tensão de escoamento ($\sigma_y = 2 \cdot C$) e o módulo de Young tangente (Et), se utilizado.

Os parâmetros (ρ e m , definidos pelas Equações 3.7 e 3.8) do modelo viscoplástico (modelo de Perzyna), por sua vez, são inseridos por meio do comando TB,RATE, em conjunto com o comando TB,BISO e inserção dos dados do critério de Von-Mises.

4.2 O PROGRAMA GEOMECC91

Em algumas das análises realizadas neste trabalho, é utilizado o programa GEOMECC91 para verificar os resultados do modelo implementado no Ansys. Trata-se de um código numérico em elementos finitos, desenvolvido por Bernaud (1991), que realiza análises bidimensionais em axissimetria ou deformações planas. Utilizando também o processo de ativação e desativação dos elementos para simular a escavação, passo por passo, o código calcula a convergência de cada escavação para túneis profundos circulares, revestidos ou não, sendo possível utilizar para o maciço um comportamento elástico, plástico ou viscoplástico.

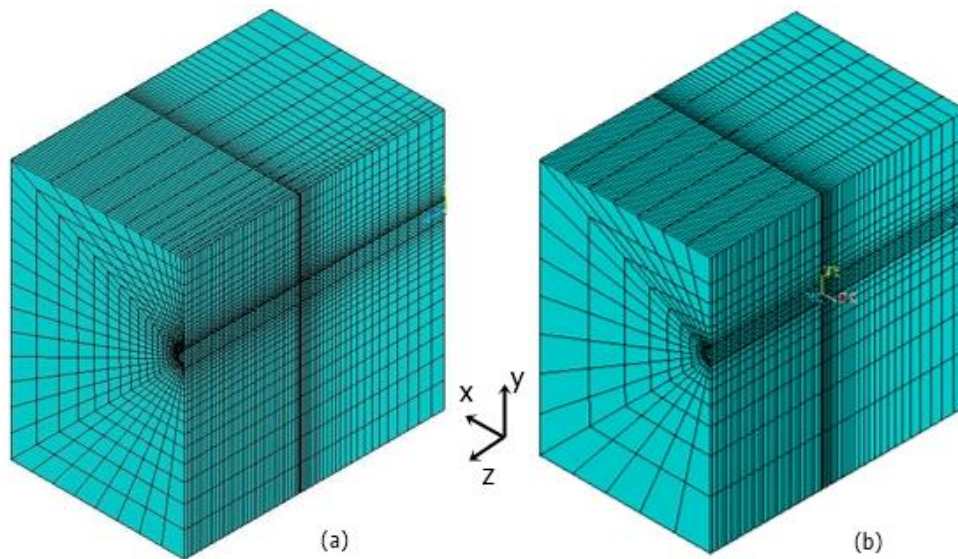
4.3 MALHA E CONDIÇÕES DE CONTORNO

A discretização do domínio de um problema através da malha de elementos finitos deve ser feita de maneira tal que aproxime de forma satisfatória os resultados de campos de tensões e deformações, sem deixar de dar atenção ao custo computacional referente ao tempo de análise, tanto maior quanto mais alto o número de elementos (e respectivos nós). Neste trabalho, o refinamento da malha é maior nas regiões próximas à seção do túnel e na parte a ser escavada do maciço, além da região não escavada próxima à última face de escavação, uma vez que o gradiente de deformações é mais acentuado nestes locais.

O elemento finito, cujas características são descritas no item 4.1.1, empregado no modelo, tanto para o concreto quanto para o maciço, é o *Solid185*. A malha inicialmente utilizada contava com 42679 elementos (Figura 4.5 (a)). Por se tratar de um número excessivo de elementos, o

que é prejudicial ao tempo de processamento, realizou-se um estudo da sensibilidade da malha, por meio do qual foi constatado que utilizar uma malha com menos da metade desse número de elementos (15678 elementos) (Figura 4.5 (b)) é possível, visto que os resultados da convergência de equilíbrio se igualam aos obtidos por expressões analíticas.

Figura 4.5 - Modelo tridimensional com (a) maior refinamento da malha e (b) menor refinamento da malha.

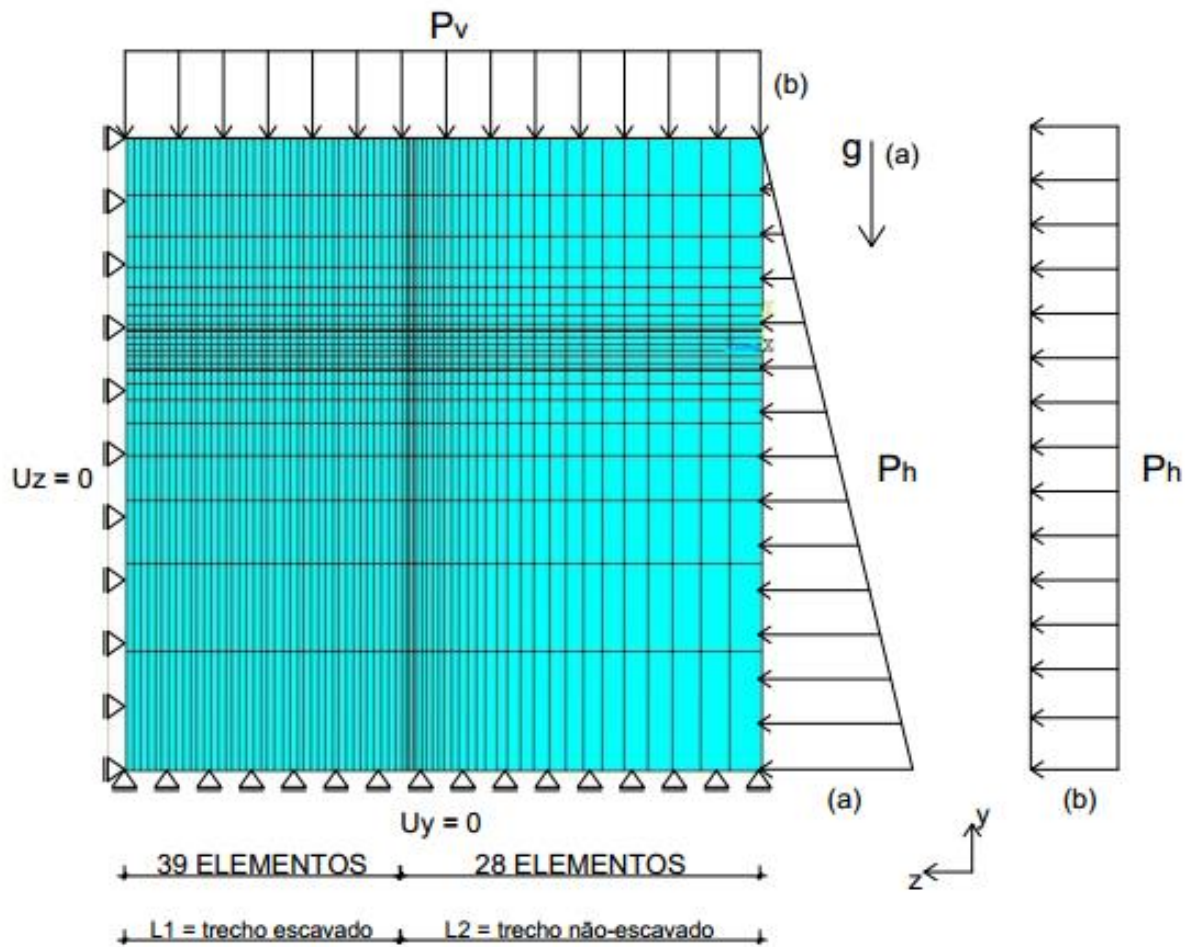


Fonte: Elaborada pela autora.

Na direção longitudinal (Figura 4.6), a malha é dividida em duas partes: L1, respectiva ao trecho escavado, e L2, respectiva ao trecho não-escavado. O comprimento e número de elementos do trecho escavado (39 passos de escavação) é o mesmo utilizado no programa GEOMEQ91, de modo a garantir o desenvolvimento, na maior parte dos casos, da convergência de equilíbrio sem a interferência de efeitos de borda (face de escavação e face de início de escavação). Cada passo de escavação mede $1/3$ do raio externo do túnel (R_e) e o comprimento não-revestido (d_0) pode ser modificado para cada exemplo.

Em relação às condições de contorno, ilustradas nas Figuras 4.6 e 4.7, uma condição de simetria em relação ao plano XY é empregada, além de restrição à translação em Y na face inferior e em Z na face frontal. Para o carregamento, as pressões vertical (P_v) e horizontal (P_h) que atuam sobre o maciço podem ser aproximadas como variáveis com a profundidade (condição (a)) da Figura 4.6, ou constantes (condição (b)) da Figura 4.6), sendo que a primeira opção é mais adequada para túneis superficiais.

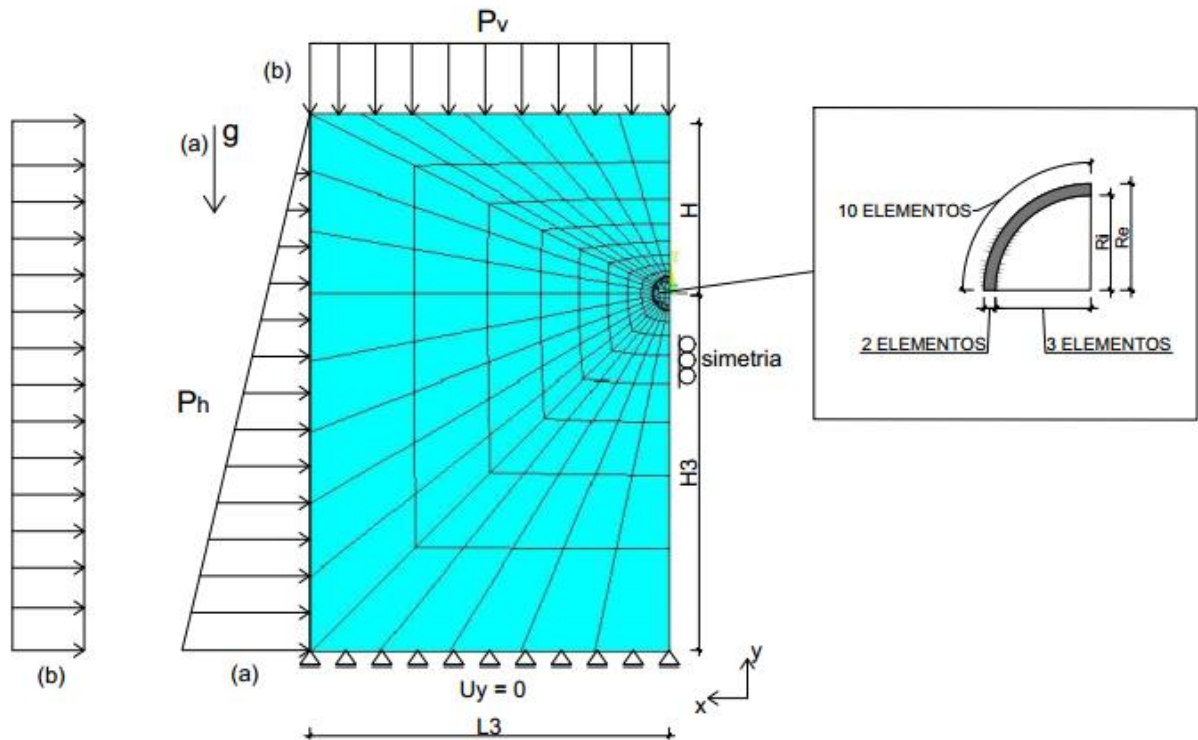
Figura 4.6 - Perfil longitudinal do modelo e carregamento (a) dependente da profundidade e (b) uniforme.



Fonte: Elaborada pela autora.

No perfil transversal (Figura 4.7), tem-se as dimensões L_3 , na horizontal, e H_3 , na vertical, que devem ser pelo menos 20 vezes a medida do raio externo do túnel (R_e), de modo a garantir que a escavação não afete o solo nestas regiões mais distantes da seção. A profundidade (H) do túnel pode ser alterada conforme a análise, bem como o número de elementos ao longo dessa dimensão e das demais.

Figura 4.7 - Perfil transversal do modelo e detalhe da seção. Carregamento (a) dependente da profundidade e (b) uniforme.



Fonte: Elaborada pela autora.

Ao longo das análises realizadas neste trabalho, são adotadas, a título de simplificação, alguns pressupostos e delimitações para o modelo. A primeira hipótese é a de que a velocidade, o comprimento do passo de escavação e a distância entre a seção da escavação (face do túnel) e a seção revestida são constantes ao longo do avanço do túnel, desconsiderando possíveis intervalos de tempo sem escavação. Essa consideração difere do que é visto na prática, em que finais de semana ou feriados, por exemplo, implicam a necessidade de pausas na escavação, o que pode vir a causar maiores deslocamentos da seção do túnel nesse período. Ademais, a depender das características do maciço, pode haver uma maior dificuldade em escavar e revestir alguns trechos, fazendo também com que a velocidade da escavação e o comprimento de cada passo se altere ao longo da construção do túnel.

Ainda em relação à escavação, esta é feita à seção plena, plana e vertical, sem a consideração de parcializações, que têm o objetivo, na prática, de estabilizar ou diminuir deformações. Além disso, o revestimento é colocado com espessura constante ao longo do eixo do túnel.

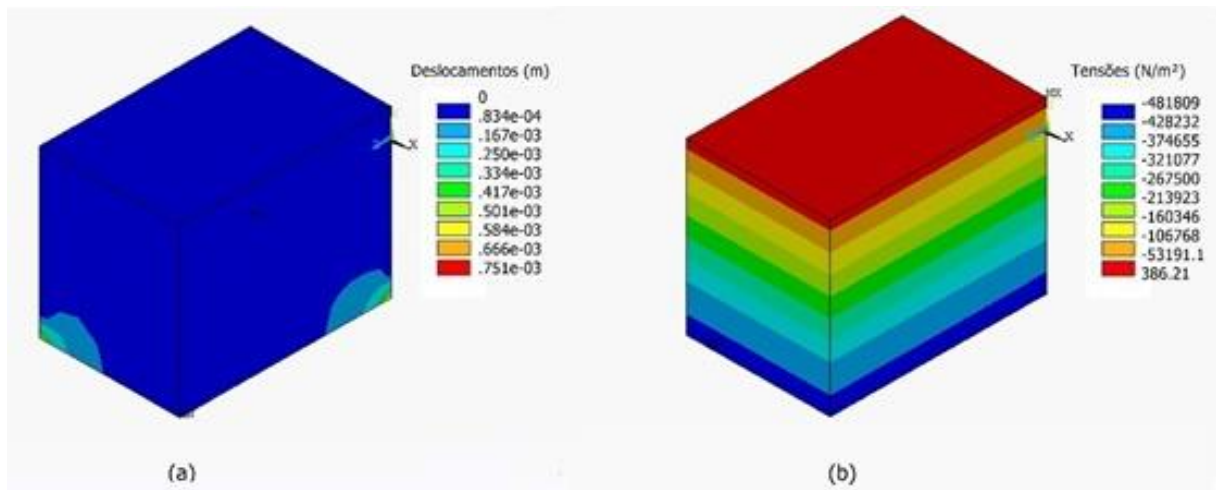
No que diz respeito ao maciço, este é tratado como sendo composto por um único material, homogêneo e isotrópico, sem a presença de camadas heterogêneas, o que reduz a complexidade

de seu comportamento. Outro ponto é a desconsideração do efeito das poropressões, tratando-se então de uma análise drenada.

A determinação das condições iniciais do maciço, com deslocamentos nulos e tensões dependentes da profundidade em x , y e z , deve ser feita em duas partes. Primeiramente, utiliza-se a função INISTATE do Ansys para determinar as tensões internas. Em seguida, aplicam-se os carregamentos externos que equilibram essas tensões. Para tanto, no caso da pressão variável (a), nos eixos x e z é aplicado um carregamento triangular (linearmente dependente de y), enquanto no eixo y é acionada a aceleração da gravidade, adotada como $9,81 \text{ m/s}^2$, e inserido o parâmetro DENS (referente à massa específica do maciço).

A fim de validar esse estado inicial, as condições de contorno e carregamento do modelo são aplicadas em um maciço sem escavação e é realizada uma simulação em elasticidade. Considera-se, para o exemplo, um maciço argiloso de 24 metros de altura total (H), formado por um solo homogêneo de peso específico (γ) igual a 20000 N/m^3 , módulo de elasticidade (E) de 30 MPa , coeficiente de Poisson (ν) próximo a $0,5$ e coeficiente de empuxo ao repouso (K) considerado como 1 . Os estados de deformações e tensões encontrados são ilustrados a seguir (Figuras 5.4 (a) e (b)):

Figura 4.8 - Condição inicial: (a) de deformações e (b) de tensões.



Fonte: Elaborada pela autora.

Como pode ser observado, existe um resíduo tanto em relação às deformações (que deveriam resultar nulas em todos os pontos, visto que antes da escavação o maciço deve estar auto-

equilibrado), quanto às tensões (que deveriam partir de zero na superfície até $480000 Pa$ na profundidade total). Segundo o suporte do *Ansys*, essa diferença se deve à posição em que as tensões são inicializadas nos elementos (ponto de integração) e em que as pressões são aplicadas nesses elementos (nós). Este resíduo poderia ser atenuado com um melhor refinamento da malha, porém, como já está se trabalhando com um número elevado de elementos, opta-se por seguir com a malha adotada.

5 ANÁLISE NUMÉRICA DE TÚNEIS

Neste capítulo, inicialmente, o modelo é verificado considerando apenas o maciço em elasticidade sem revestimento e, em seguida, é colocado um revestimento elástico a fim de analisar o campo de tensões e analisar, não só o surgimento de tensões de tração, como também se estas ficam próximas do limite para fissuração do concreto. Por último, são verificados os resultados de exemplos sem revestimento em plasticidade e viscoplasticidade, para que esses modelos possam ser utilizados posteriormente em exemplos revestidos.

5.1 TÚNEIS EM ELASTICIDADE

Primeiramente, a fim de verificar se, apenas com a abertura da seção do túnel, sem contar com o revestimento, o maciço se comporta como o esperado em termos de deslocamentos na seção, na superfície e ao longo do túnel, são feitas validações considerando o maciço com um comportamento elástico. Em seguida é adotado um revestimento também em elasticidade para investigar o surgimento de tensões de tração ao variar alguns parâmetros dos exemplos.

5.1.1 Túneis não revestidos

São analisados, neste momento, os resultados de três exemplos de túneis sem revestimento, com profundidades e tamanhos distintos, situados em maciço argiloso, cujos parâmetros são os expostos na Tabela 5.1:

Tabela 5.1 - Parâmetros para validação em elasticidade sem revestimento.

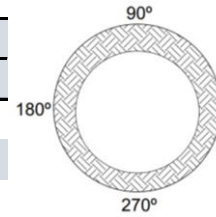
PARÂMETRO	SÍMBOLO	UNIDADE	TÚNEL		
			1	2	3
Raio externo	R_e	m	1	2	1,5
Peso específico	γ	N/m ³	19000	18000	19000
Coefficiente de Poisson	ν_m	adm	0,498	0,498	0,498
Módulo de Elasticidade	E_m	MPa	35	35	35
Coefficiente de Empuxo ao repouso	K	adm	1	1	1
Profundidade	H	m	4	12	15

Fonte: Elaborada pela autora.

Os resultados, em termos de deslocamentos na seção dos túneis, medidos em três posições diferentes (90°, 180° e 270°) para cada um deles, são os apresentados a seguir (Tabela 5.2):

Tabela 5.2 - Deslocamentos para os exemplos em elasticidade sem revestimento.
Valores em metros.

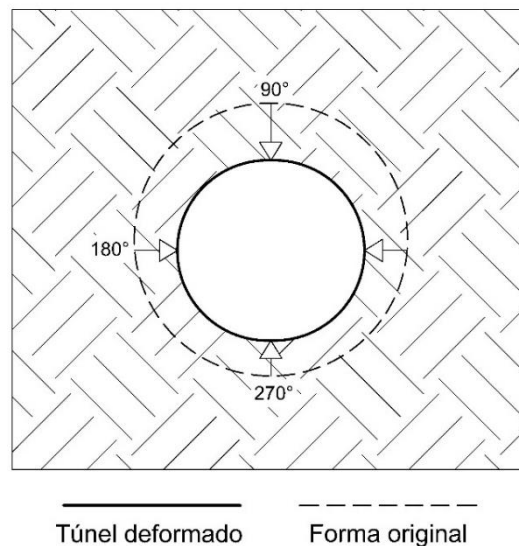
POSICÃO	TÚNEL		
	1	2	3
90°	4,21E-03	2,14E-02	1,94E-02
180°	3,24E-03	1,82E-02	1,79E-02
270°	2,66E-03	1,60E-02	1,68E-02



Fonte: Elaborada pela autora.

O formato da deformada encontrada por meio desses deslocamentos é indicado na Figura 5.1. Pode-se perceber, dessa maneira, o esperado para túneis superficiais: deslocamentos não uniformes, maiores para o ponto a 90° em relação aos demais pontos, indicando uma deformada ovalizada.

Figura 5.1 – Formato da deformada da seção para os túneis estudados.



Fonte: Elaborada pela autora.

Pela solução analítica em elasticidade de Park (2004), através das Equações 2.10 e 2.11, encontram-se os resultados para os deslocamentos vertical (90° e 270°) e horizontal (180°) na seção. Como a solução genérica de Park (2004), que não utiliza o parâmetro *gap* (obtido *in situ*, não considerado em uma análise numérica), avalia a convergência como uniforme na seção (deslocamentos em 90° e 270° iguais), é obtida uma média dos valores verticais encontrados numericamente para fins de comparação desses deslocamentos. Os resultados, com a variação

percentual entre as soluções, mostram uma boa concordância entre a solução numérica e a analítica, sendo mostrados na Tabela 5.3:

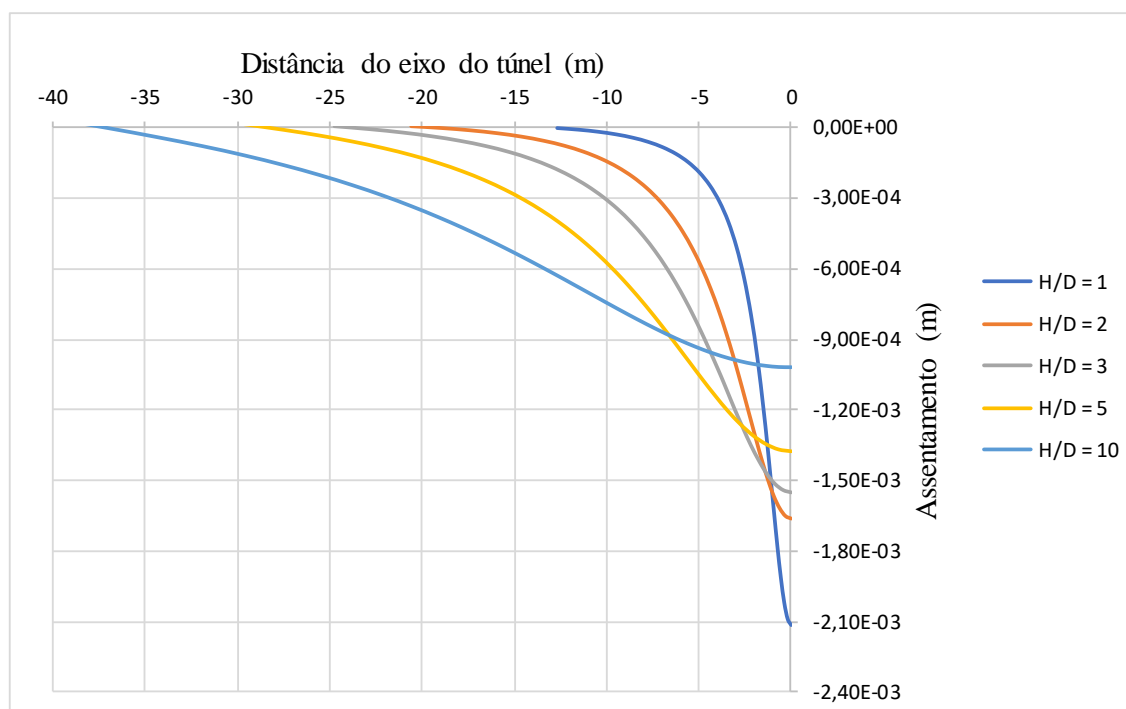
Tabela 5.3 - Diferença entre os resultados numérico e analítico (solução de Park (2004)) em elasticidade sem revestimento.

TÚNEL	DESLOCAMENTO HORIZONTAL			DESLOCAMENTO VERTICAL		
	NUMÉRICO	PARK (2004)	VAR (%)	NUMÉRICO	PARK (2004)	VAR (%)
1	3,236E-03	3,253E-03	-0,51%	3,434E-03	3,253E-03	5,57%
2	1,822E-02	1,849E-02	-1,46%	1,871E-02	1,849E-02	1,19%
3	1,790E-02	1,830E-02	-2,16%	1,810E-02	1,830E-02	-1,10%

Fonte: Elaborada pela autora.

Em relação ao assentamento superficial, são utilizados os dados do túnel do Exemplo 1 (Tabela 5.1), novamente não revestido, desta vez com o objetivo de avaliar o comportamento da curva e a influência do aumento da relação H/D na magnitude dos deslocamentos. Os resultados, para cada uma dessas relações, são os exibidos na Figura 5.2

Figura 5.2 - Variação do assentamento superficial máximo com a profundidade para túnel com maciço em elasticidade e sem revestimento.



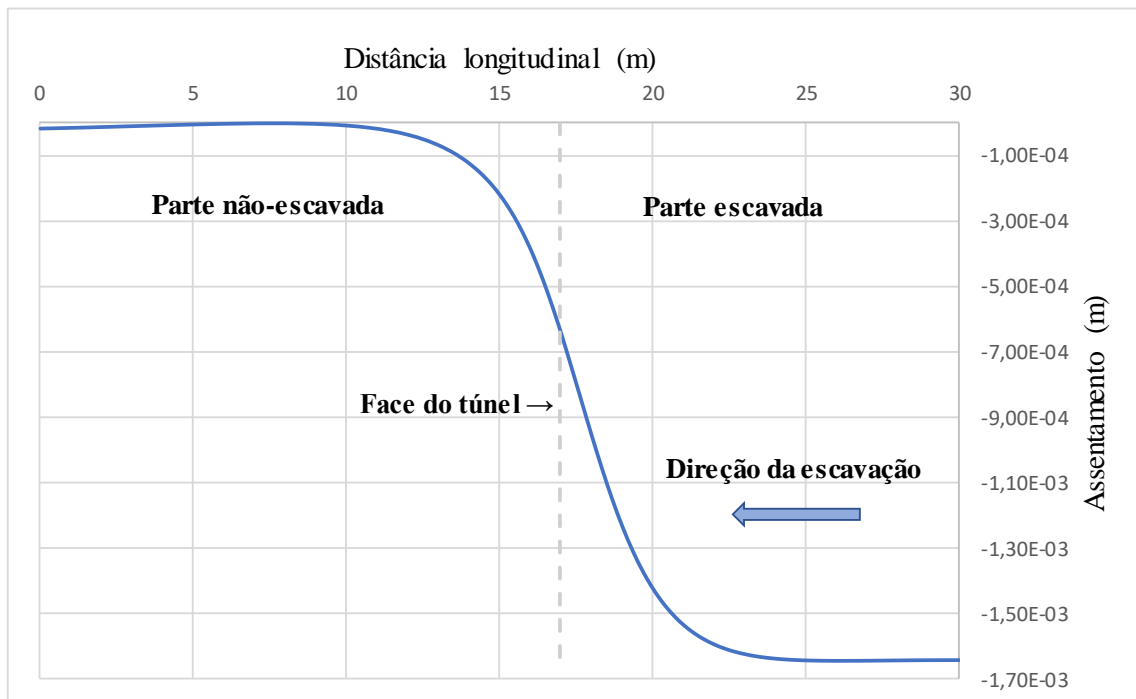
Fonte: Produzida pela autora.

O formato das bacias de assentamento na seção transversal (Figura 5.6) resulta, então, como o esperado, com o deslocamento máximo no eixo do túnel e seu valor sendo menor à medida que

se avança com a profundidade, ao contrário da largura do perfil transversal da bacia, que aumenta com o aumento da relação H/D , demonstrando a menor influência na superfície para túneis mais profundos. Outro ponto que pode ser observado da Figura 5.2 são as coordenadas dos pontos de inflexão, abscissa em que as curvas mudam de concavidade, que resultam próximas aos valores estimados pela solução de Peck (1969).

Além de transversalmente, o assentamento ainda pode ser avaliado longitudinalmente. Isso é feito para o túnel Exemplo 1 (Tabela 5.1), na condição $H/D = 2$, onde se verifica o esperado (Figura 5.3): deslocamentos se anulando à medida que se afasta da frente de escavação, atingindo um valor máximo próximo a esta e apresentando um gradiente de deformação reduzido (variação dos deslocamentos é menos brusca) na parte inicial da bacia.

Figura 5.3 - Assentamento superficial longitudinal do túnel do Exemplo 1, com relação $H/D = 2$.

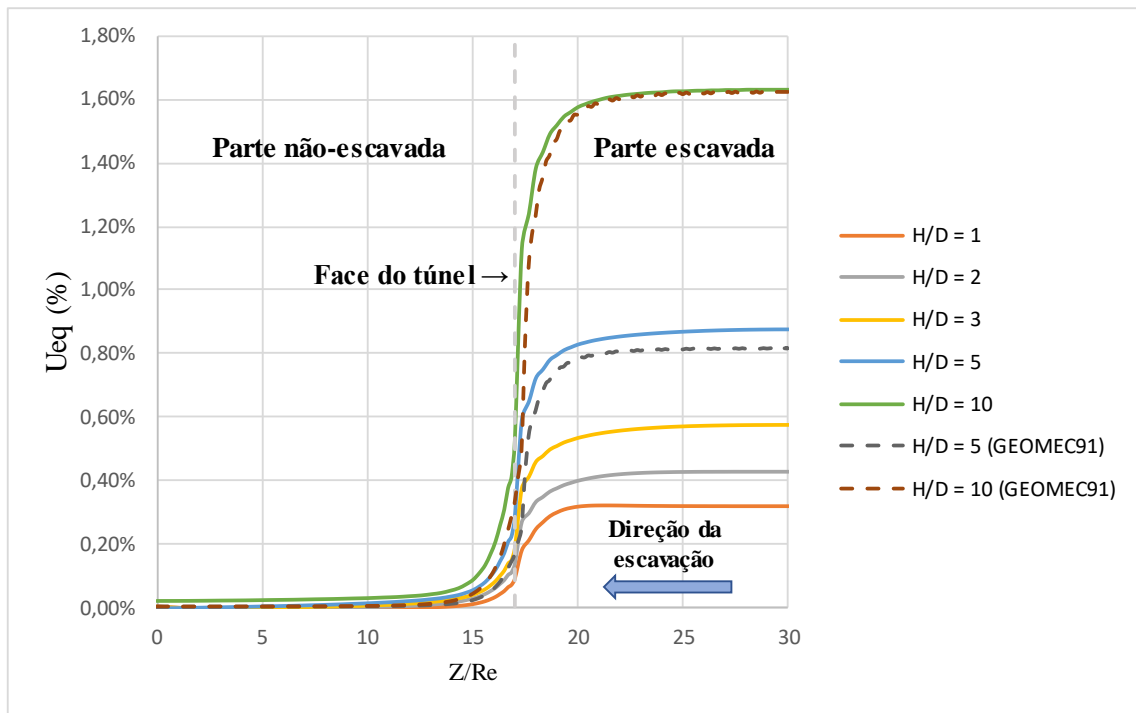


Fonte: Produzida pela autora.

Outro resultado a ser observado é a convergência de equilíbrio, analisada longitudinalmente, que deve ser maior quanto maior a profundidade do túnel, já que tensões maiores implicam maiores deslocamentos. Além disso, deve-se atentar para o formato da curva que, como esperado, apresenta uma zona de inflexão junto à face de escavação, local onde o deslocamento vale em torno de 30% do total.

A Figura 5.4 mostra a evolução da convergência para o túnel do Exemplo 1 (Tabela 5.1) ao variar a profundidade. Nela, para as relações $H/D = 5$ e $H/D = 10$, os resultados são comparados com os obtidos pelo programa GEOMECC91, uma vez que, de acordo com Ferrão (2018), para essa faixa de valores da relação H/D , as soluções se aproximam, ainda que o GEOMECC91 seja destinado a túneis profundos. Como pode ser observado a seguir, os resultados dos dois programas também mostram ótima concordância no modelo da presente dissertação, principalmente para $H/D = 10$, que seria o limiar adotado entre considerar o túnel como profundo ou superficial.

Figura 5.4 - Variação da convergência de equilíbrio com a profundidade para túnel elástico sem revestimento.



Fonte: Produzida pela autora.

A Tabela 5.4 mostra ainda os valores da convergência para os exemplos com $H/D = 5$ e $H/D = 10$, resultados das simulações numéricas pelo Ansys e pelo GEOMECC91, já ilustrados na Figura 5.4, também comparando as convergências com as obtidos pela solução analítica em elasticidade para túneis profundos. Observa-se, ao analisar os valores, que para $H/D = 10$ há uma concordância absoluta entre as três soluções, enquanto para $H/D = 5$ o resultado obtido pelo Ansys mostra um acréscimo de cerca de 7% nos deslocamentos em relação aos outros dois métodos.

Tabela 5.4 – Comparação dos resultados da convergência para os exemplos com $H/D = 5$ e $H/D = 10$.

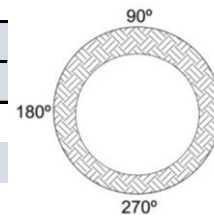
H/D	Convergência (%)		
	Analítico	GEOMEQ91	Ansys
5	0,81%	0,81%	0,87%
10	1,63%	1,62%	1,63%

Fonte: Produzida pela autora.

Para mostrar a influência do revestimento nos deslocamentos, é adicionado, aos mesmos exemplos de túneis (dados da Tabela 5.1), um revestimento de concreto com espessura de $0,1\text{ m}$, módulo de elasticidade de 30000 MPa e coeficiente de Poisson de $0,2$ para todos eles, colocado a uma distância da escavação $d_0 = 2/3$, a fim de comparar com os resultados obtidos anteriormente. Os resultados, em termos de deslocamentos na seção dos túneis, em três posições, são apresentados na Tabela 5.5:

Tabela 5.5 - Deslocamentos para os exemplos em elasticidade com revestimento. Valores em metros.

POSIÇÃO	TÚNEL		
	1	2	3
90°	2,76E-03	1,45E-02	1,32E-02
180°	2,17E-03	1,26E-02	1,24E-02
270°	1,78E-03	1,11E-02	1,15E-02



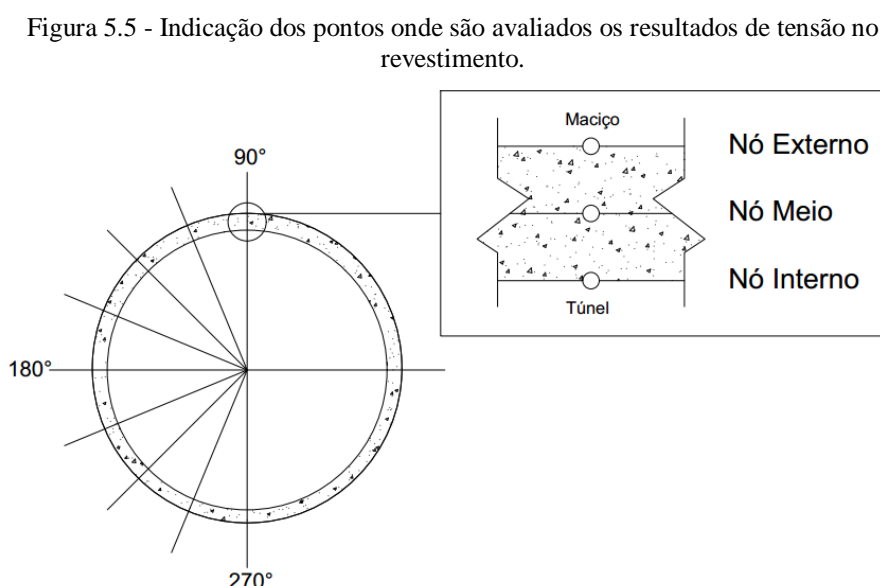
Fonte: Elaborada pela autora.

Como esperado, ao adicionar o revestimento aos túneis, há uma redução nos deslocamentos encontrados. Essa diminuição é de aproximadamente 30% nos três exemplos, para as três posições analisadas.

5.1.2 Tensões no revestimento

Outros resultados importantes a serem considerados são as tensões no revestimento dos túneis. A depender de suas características e das do maciço circundante, a distribuição dessas tensões se altera, podendo, no caso do surgimento de tensões de tração, ocasionar a fissuração do concreto. Neste item, são avaliados três parâmetros influentes: a profundidade do túnel (H), o coeficiente de empuxo ao repouso (K) e o formato da seção.

Os resultados obtidos são avaliados em diferentes ângulos da seção e em três pontos da espessura do túnel (Figura 5.5), referentes aos nós externos dos dois elementos que compõem o revestimento na espessura:



Fonte: Elaborada pela autora.

5.1.2.1 Influência da profundidade

A variação do campo de tensões no revestimento com a profundidade do túnel deve ser estudada, visto que, diferentemente dos túneis profundos, que têm o fechamento da seção uniforme, túneis superficiais tendem a ter sua seção ovalizada, o que pode causar alívios de tensão de compressão e, em casos específicos, tração no revestimento.

Para estudar a influência desse parâmetro, é analisado um túnel hipotético, revestido em concreto, com as características do maciço referentes a uma argila (exceto o coeficiente K , adotado como 1 neste momento), variando sua profundidade para três diferentes valores da relação H/D . Os dados do túnel e dos materiais são exibidos na Tabela 5.6.

Tabela 5.6 - Parâmetros dos túneis em elasticidade com revestimento para análise da influência da profundidade nas tensões.

PARÂMETRO	SÍMBOLO	UNIDADE	VALOR
Raio externo	Re	m	3
Raio interno	Ri	m	2,7
Peso específico	γ	N/m ³	19000
Coefficiente de Poisson (maciço)	ν_m	adm	0,3
Módulo de Elasticidade (maciço)	E_m	MPa	30
Coefficiente de Empuxo ao repouso	K	adm	1
Coefficiente de Poisson (rev)	ν_r	adm	0,2
Módulo de Elasticidade (rev)	E_r	MPa	30000
Profundidade	H	m	60 - 30 - 10

Fonte: Elaborada pela autora.

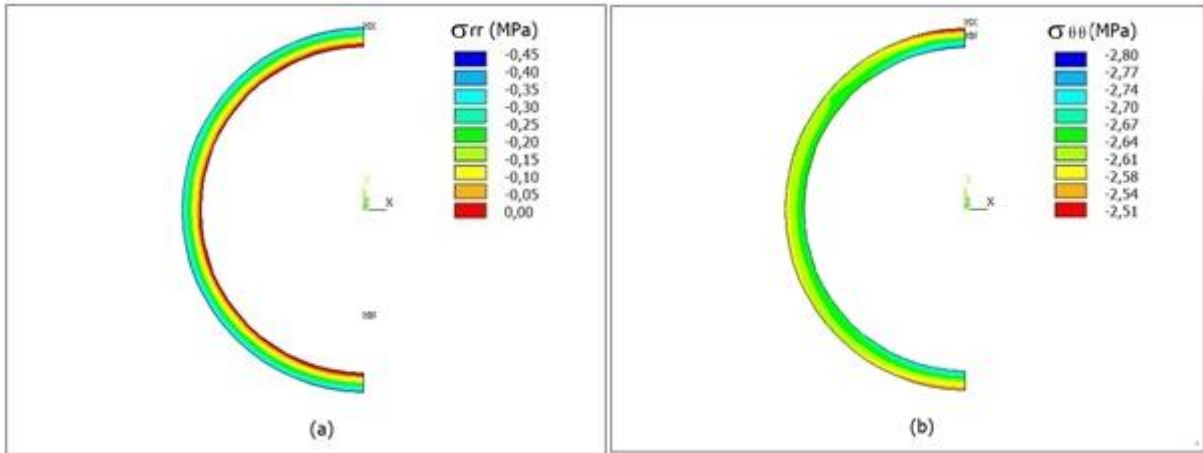
Os resultados obtidos, em termos das tensões σ_{rr} e $\sigma_{\theta\theta}$, primeiramente para o túnel com $H = 60$ m, que corresponde a uma relação $H/D = 10$, são mostrados na Tabela 5.7 a seguir e ilustrados nas Figuras 5.6 (a) e 5.6 (b):

Tabela 5.7 - Tensões no revestimento para o túnel com $H = 60$ m ($H/D = 10$).

Ângulo (°)	σ_{rr} (MPa)			$\sigma_{\theta\theta}$ (MPa)		
	Externo	Meio	Interno	Externo	Meio	Interno
90	-0,34	-0,25	-0,15	-2,51	-2,64	-2,80
112,5	-0,34	-0,26	-0,15	-2,57	-2,63	-2,72
135	-0,35	-0,26	-0,15	-2,71	-2,66	-2,62
157,5	-0,34	-0,25	-0,16	-2,66	-2,64	-2,64
180	-0,33	-0,25	-0,15	-2,61	-2,64	-2,69
202,5	-0,34	-0,26	-0,16	-2,62	-2,64	-2,68
225	-0,35	-0,26	-0,15	-2,67	-2,66	-2,67
247,5	-0,34	-0,25	-0,15	-2,60	-2,65	-2,72
270	-0,34	-0,25	-0,15	-2,56	-2,64	-2,75

Fonte: Elaborada pela autora.

Figura 5.6 – Tensões (a) σ_{rr} e (b) $\sigma_{\theta\theta}$ no revestimento do túnel com $H = 60$ m ($H/D = 10$).



Fonte: Elaborada pela autora.

Ao analisar os resultados mostrados acima, observa-se que o túnel com profundidade de 60 m, que corresponde a uma relação $H/D = 10$ (já considerado como profundo) está totalmente comprimido em ambas as direções (radial e circunferencial).

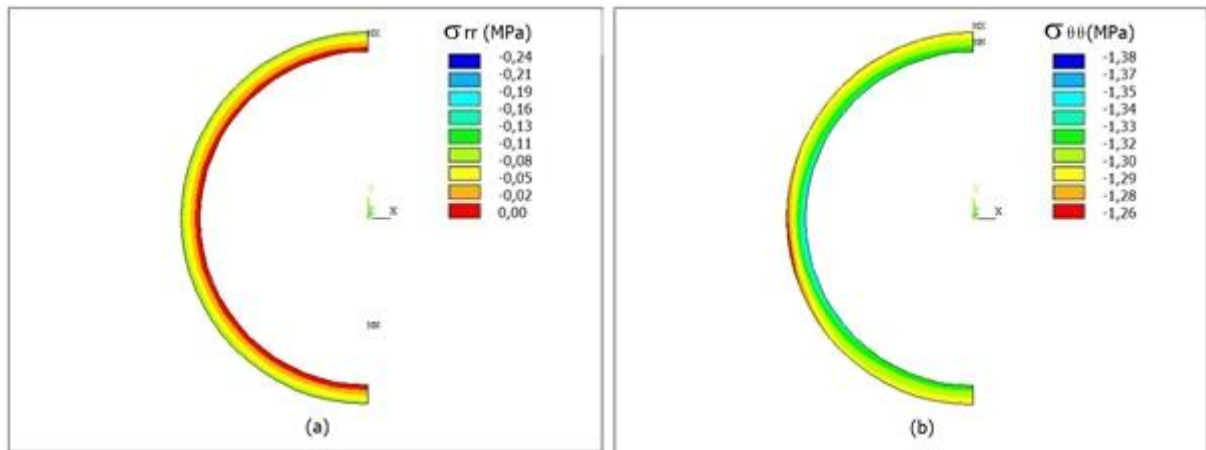
Para a tensão radial (σ_{rr}), esses valores de compressão são praticamente uniformes ao longo do perímetro da seção e tem seus valores máximos na face externa do túnel, alcançando valores próximos de zero na face interna. Destaca-se que os resultados disponibilizados pelo programa correspondem aos pontos de integração, que se situam mais no interior da espessura do que os nós, e por isso a tensão radial não resulta exatamente zero na face interna (esperado nessa direção, já que não há pressão interna atuando); além disso, a existência de apenas dois elementos na espessura do revestimento também influi para que ocorra este erro numérico e as tensões não sejam nulas nesses pontos. Em relação à tensão circunferencial ($\sigma_{\theta\theta}$), as tensões também resultam praticamente uniformes ao longo do perímetro, apresentando pequenas variações, que podem ser provenientes de um campo de pressão ligeiramente não uniforme atuando sobre o túnel, que atenua os valores da tensão de compressão em alguns pontos.

Para o túnel com $H = 30$ m ($H/D = 5$), os resultados, em termos das tensões σ_{rr} e $\sigma_{\theta\theta}$, são mostrados na Tabela 5.8 a seguir e ilustrados nas Figuras 5.7 (a) e 5.7 (b):

Tabela 5.8 - Tensões no revestimento para o túnel com H=30 m (H/D = 5).

Ângulo (°)	σ_{rr} (MPa)			$\sigma_{\theta\theta}$ (MPa)		
	Externo	Meio	Interno	Externo	Meio	Interno
90	-0,21	-0,17	-0,11	-1,27	-1,29	-1,32
112,5	-0,22	-0,17	-0,11	-1,27	-1,29	-1,33
135	-0,22	-0,17	-0,15	-1,27	-1,30	-1,34
157,5	-0,23	-0,17	-0,11	-1,29	-1,32	-1,35
180	-0,23	-0,17	-0,11	-1,27	-1,32	-1,38
202,5	-0,23	-0,17	-0,11	-1,28	-1,32	-1,37
225	-0,24	-0,18	-0,11	-1,31	-1,33	-1,35
247,5	-0,23	-0,17	-0,12	-1,30	-1,32	-1,35
270	-0,23	-0,17	-0,12	-1,29	-1,32	-1,35

Fonte: Elaborada pela autora.

Figura 5.7 – Tensões (a) σ_{rr} e (b) $\sigma_{\theta\theta}$ no revestimento do túnel com H=30m.

Fonte: Elaborada pela autora.

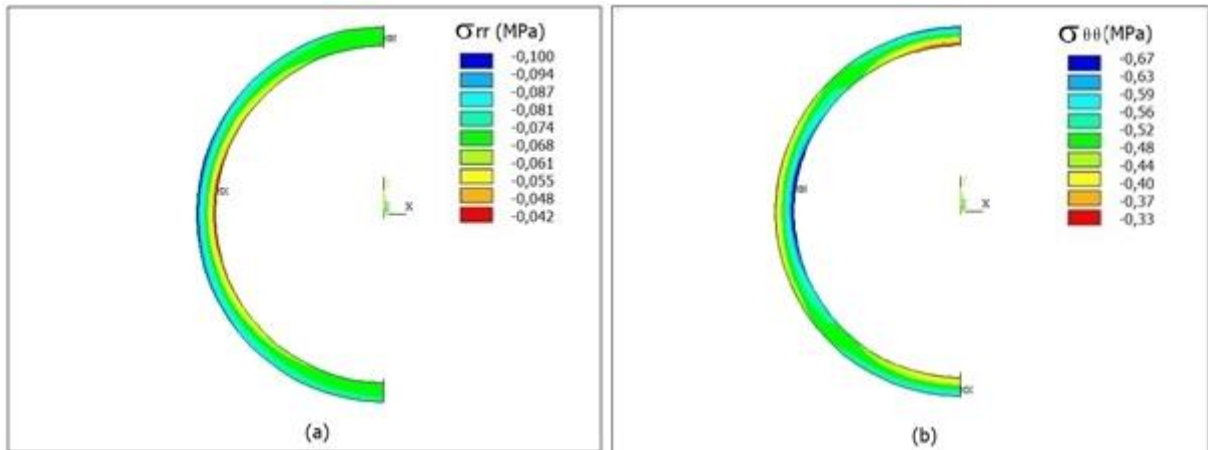
As observações feitas para o túnel anterior valem também para este, com profundidade de 30 m, correspondente a uma relação $H/D = 5$, que da mesma maneira apresenta apenas compressão.

Por fim, para o túnel com $H = 10 \text{ m}$ ($H/D = 1,67$), os resultados, em termos das tensões σ_{rr} e $\sigma_{\theta\theta}$, são mostrados na Tabela 5.9 a seguir e ilustrados nas Figuras 5.8 (a) e 5.8 (b):

Tabela 5.9 - Tensões no revestimento para o túnel com H=10 m (H/D = 1,67).

Ângulo (°)	σ_{rr} (MPa)			$\sigma_{\theta\theta}$ (MPa)		
	Externo	Meio	Interno	Externo	Meio	Interno
90	-0,08	-0,07	-0,06	-0,62	-0,55	-0,29
112,5	-0,09	-0,07	-0,05	-0,57	-0,47	-0,36
135	-0,09	-0,07	-0,05	-0,45	-0,48	-0,51
157,5	-0,10	-0,07	-0,04	-0,35	-0,49	-0,64
180	-0,10	-0,07	-0,04	-0,33	-0,49	-0,67
202,5	-0,09	-0,07	-0,04	-0,37	-0,48	-0,59
225	-0,09	-0,07	-0,05	-0,46	-0,47	-0,47
247,5	-0,08	-0,07	-0,06	-0,53	-0,45	-0,36
270	-0,08	-0,07	-0,06	-0,56	-0,44	-0,32

Fonte: Elaborada pela autora.

Figura 5.8 – Tensões (a) σ_{rr} e (b) $\sigma_{\theta\theta}$ no revestimento do túnel com H=10 m.

Fonte: Elaborada pela autora.

O túnel com profundidade de 10 m, correspondente a uma relação $H/D = 1,67$, assim como os anteriores, apresenta apenas compressão, em valor bem inferior devido a menor pressão geostática nesta menor profundidade.

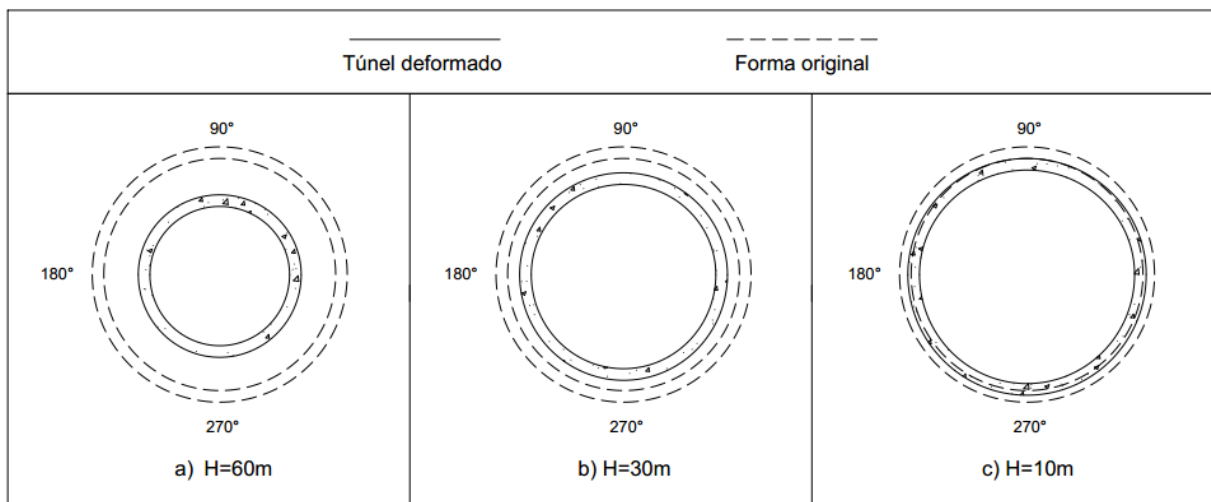
Ainda, para ilustrar a diferença no formato do fechamento da seção, são comparadas também os deslocamentos ao longo do seu perímetro, para as três profundidades estudadas. Os resultados são mostrados na Tabela 5.10 a seguir e ilustrados na Figura 5.9 (a), 5.9 (b) e 5.9 (c), elaboradas sem escala apenas a título de visualização:

Tabela 5.10 – Deslocamentos ao longo do perímetro da seção para as três profundidades analisadas.

Ângulo (°)	Deslocamento (mm)		
	H=60m	H=30m	H=10m
90	103,33	55,85	24,85
112,5	102,60	55,48	24,26
135	100,70	54,24	22,62
157,5	100,61	52,60	20,42
180	99,39	50,95	18,04
202,5	98,59	49,49	15,87
225	97,60	48,23	14,10
247,5	97,01	47,47	12,92
270	96,64	47,12	12,47

Fonte: Elaborada pela autora.

Figura 5.9 – Deformadas dos três túneis analisados: (a) H=60 m, (b) H=30 m e (c) H=10 m. Sem escala.

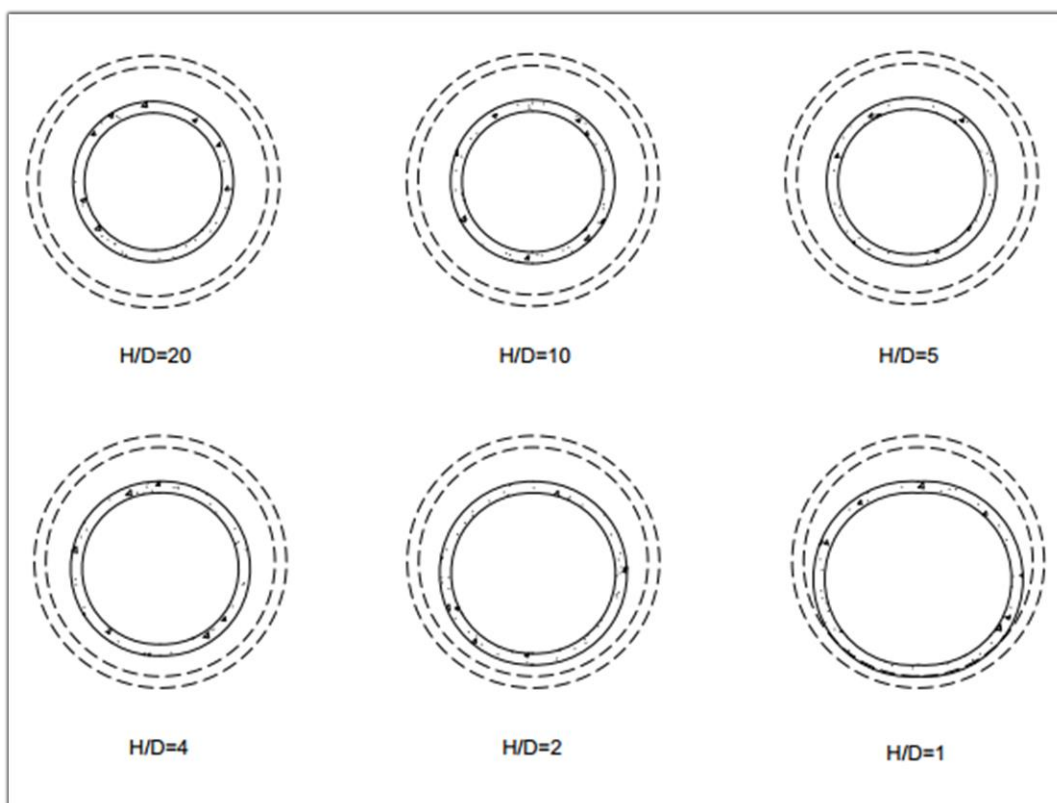


Fonte: Elaborada pela autora.

Ao analisar a Tabela 5.10 e a Figura 5.9, além da diferença na magnitude dos deslocamentos, evidentemente maior quanto maior a profundidade do túnel, devido ao maior valor de pressão geostática atuante, percebe-se a diferença no formato deste fechamento. Enquanto para o túnel com maior profundidade (Figura 5.13 (a)) o fechamento é praticamente uniforme, apresentando uma diferença de 6,48% entre os deslocamentos a 90° e 270°, à medida que o túnel se aproxima da superfície esta diferença percentual cresce, chegando a 49,80% para o túnel de menor profundidade (Figura 5.9 (b)), evidenciando um comportamento em concordância com o mostrado na Figura 2.24.

Para ilustrar melhor a diferença no formato da deformada conforme avança a profundidade do túnel, são testados, com os dados da Tabela 5.5, túneis com diferentes relações H/D . A Figura 5.10 mostra essa evolução em termos da diferença entre os deslocamentos a 90° , 180° e 270° , em que é possível perceber um formato uniforme para túneis profundos e, à medida que se avança em direção à superfície, a deformada vai ficando mais ovalizada.

Figura 5.10 - Evolução da diferença entre deslocamentos em diferentes pontos do túnel conforme a relação H/D .



Fonte: Elaborada pela autora.

5.1.2.2 Influência do coeficiente de empuxo ao repouso (K)

Outro parâmetro a ser analisado é o valor do coeficiente de empuxo ao repouso (K), que modifica a magnitude das pressões geostáticas horizontais do maciço em relação às pressões verticais, tornando o campo de pressões anisótropo e provocando também mudanças no campo de tensões do revestimento. Com os mesmos dados utilizados no item anterior, presentes na Tabela 5.5, porém fixando desta vez a profundidade $H = 10\text{ m}$ ($H/D = 1,67$), são simulados outros dois túneis: um com $K = 0,5$ e o outro com $K = 0,8$, a serem comparados com o exemplo de $K = 1$ já apresentado.

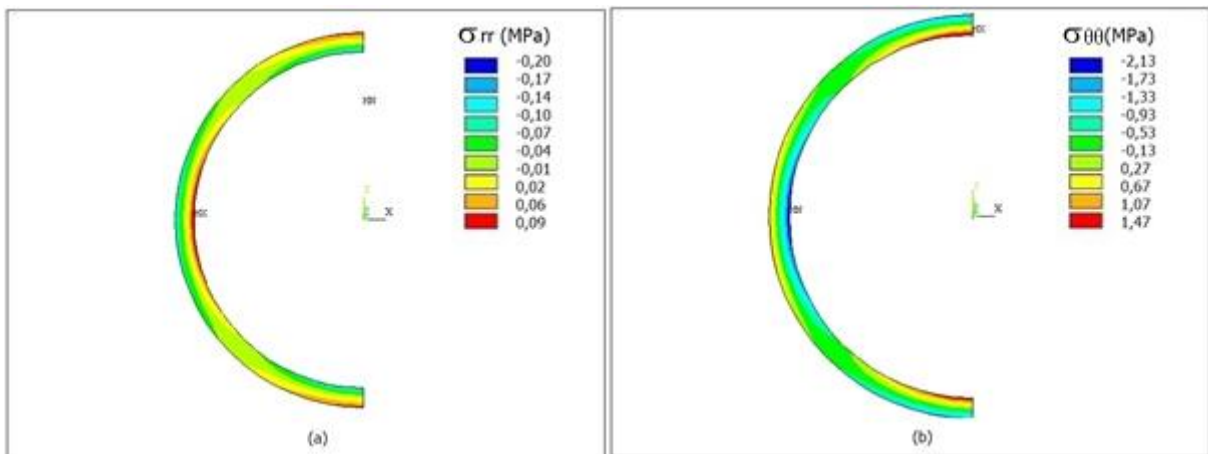
Os resultados obtidos, em termos das tensões σ_{rr} e $\sigma_{\theta\theta}$, primeiramente para o túnel com $K = 0,5$, são mostrados na Tabela 5.11 a seguir e ilustrados nas Figuras 5.11 (a) e 5.11 (b):

Tabela 5.11 - Tensões no revestimento para o túnel com $K = 0,5$ e $H/D = 1,67$.

Ângulo (°)	σ_{rr} (MPa)			$\sigma_{\theta\theta}$ (MPa)		
	Externo	Meio	Interno	Externo	Meio	Interno
90	0,04	-0,04	-0,17	-1,72	-0,18	1,44
112,5	0,00	-0,05	-0,13	-1,30	-0,24	0,88
135	-0,08	-0,05	-0,03	-0,32	-0,37	-0,43
157,5	-0,15	-0,06	0,06	0,61	-0,50	-1,67
180	-0,18	-0,07	0,09	0,97	-0,54	-2,13
202,5	-0,14	-0,06	0,05	0,56	-0,48	-1,58
225	-0,07	-0,05	-0,04	-0,36	-0,35	-0,34
247,5	0,01	-0,04	-0,12	-1,24	-0,22	0,87
270	0,04	-0,04	-0,16	-1,60	-0,16	1,36

Fonte: Elaborada pela autora.

Figura 5.11 - Tensões (a) σ_{rr} e (b) $\sigma_{\theta\theta}$ no revestimento do túnel com $K = 0,5$ e $H/D = 1,67$.



Fonte: Elaborada pela autora.

Percebe-se, ao analisar os resultados da Tabela 5.11 e Figura 5.11, que a redução das pressões horizontais, provocadas pelo coeficiente de empuxo ao repouso ($K = 0,5$), faz com que apareçam tensões de tração, tanto radiais (σ_{rr}) quanto circunferenciais ($\sigma_{\theta\theta}$). Para a tensão σ_{rr} , a tração aparece na face externa do túnel, nas posições a 90° e 270° (valores máximos), e na face interna, na posição a 180° (valor máximo), e apresenta apenas compressão na espessura toda, nas posições a 135° e 225° . Para a tensão $\sigma_{\theta\theta}$, a tração aparece na face interna do túnel,

nas posições a 90° e 270° (valores máximos), e na face externa, na região a 180°, mais uma vez apresentando apenas compressão na espessura toda, nas regiões a 135° e 225°.

Uma vez que há o aparecimento de tensões de tração, é interessante analisar a magnitude das tensões principais a fim de verificar se a tensão principal máxima resultante, caso positiva, possa acarretar fissuração no concreto. As tensões principais máxima (σ_1) e mínima (σ_3), para cada posição analisada, são apresentadas na Tabela 5.12:

Tabela 5.12 - Tensões principais no revestimento para o túnel com $K = 0,5$ e $H/D = 1,67$.

Ângulo (°)	σ_1 (MPa)	σ_3 (MPa)
90	1,56	-1,90
112,5	0,88	-1,30
135	-0,03	-0,43
157,5	0,62	-1,67
180	0,97	-2,13
202,5	0,56	-1,58
225	-0,03	-0,36
247,5	0,87	-1,24
270	1,47	-1,77

Fonte: Elaborada pela autora.

Observando os resultados mostrados na Tabela 5.12, destacam-se os valores da tensão principal máxima (σ_1) nos pontos a 90° e 270°, de 1,56 e 1,47 MPa, respectivamente. De acordo com o citado no Capítulo 3 deste trabalho, no subitem sobre o modelo para o concreto tracionado e referente critério de fissuração, considera-se como fissurado o ponto cuja tensão principal máxima atingir ou superar metade da resistência média do concreto à tração. Para o revestimento do túnel estudado, que tem como resistência característica à compressão $f_{ck} = 30$ MPa, essa resistência, calculada pela Equação 3.54, vale aproximadamente 2,90 MPa. Metade desse valor, portanto, resulta em 1,45 MPa; de maneira que, nos dois pontos citados, esse limite é ultrapassado, indicando a necessidade da verificação e consideração da fissuração no modelo do concreto, além do uso de reforço.

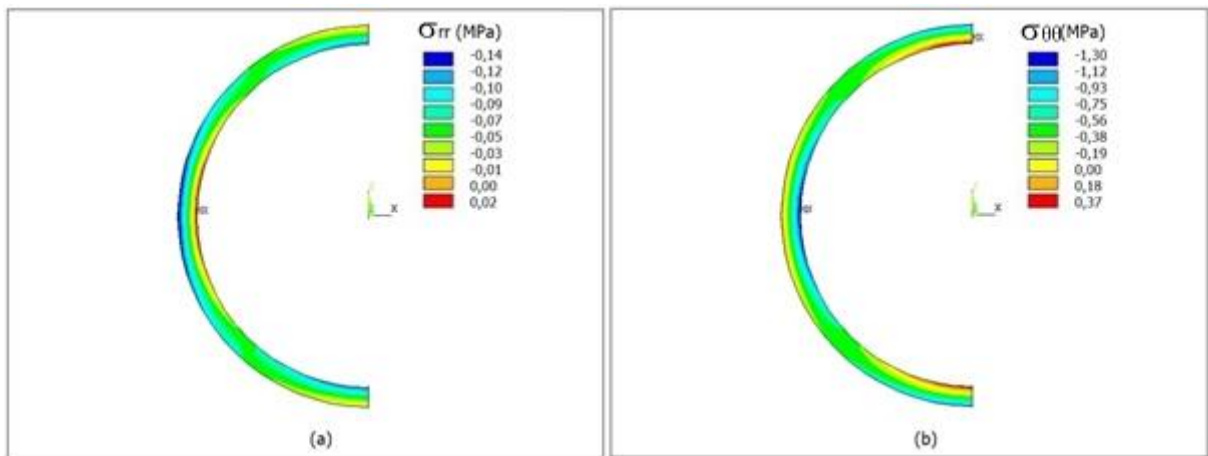
Agora, são mostrados os resultados obtidos, em termos das tensões σ_{rr} e $\sigma_{\theta\theta}$, para o túnel com $K = 0,8$, na Tabela 5.13 a seguir e ilustrados nas Figuras 5.12 (a) e 5.12 (b):

Tabela 5.13 - Tensões no revestimento para o túnel com $K = 0,8$ e $H/D = 1,67$.

Ângulo (°)	σ_{rr} (MPa)			$\sigma_{\theta\theta}$ (MPa)		
	Externo	Meio	Interno	Externo	Meio	Interno
90	-0,03	-0,06	-0,10	-1,07	-0,35	0,41
112,5	-0,05	-0,06	-0,08	-0,87	-0,38	0,14
135	-0,09	-0,06	-0,04	-0,40	-0,44	-0,47
157,5	-0,12	-0,07	0,00	0,04	-0,49	-1,05
180	-0,14	-0,07	0,01	0,19	-0,51	-1,25
202,5	-0,12	-0,07	0,00	0,00	-0,48	-0,99
225	-0,04	-0,06	-0,04	-0,42	-0,42	-0,42
247,5	-0,04	-0,06	-0,08	-0,82	-0,36	-0,13
270	-0,03	-0,06	-0,10	-0,98	-0,33	0,35

Fonte: Elaborada pela autora.

Figura 5.12 - Tensões (a) σ_{rr} e (b) $\sigma_{\theta\theta}$ no revestimento do túnel com $K = 0,8$ e $H/D = 1,67$.



Fonte: Elaborada pela autora.

Novamente, ao analisar os resultados da Tabela 5.13 e Figura 5.12, nota-se que a redução das pressões horizontais, provocadas pelo coeficiente de empuxo ao repouso ($K = 0,8$), faz com que apareçam tensões de tração, tanto radiais (σ_{rr}) quanto ortorradiais ($\sigma_{\theta\theta}$). Para este valor de K , no entanto, a tensão σ_{rr} de tração surge com valores pequenos, apenas na região próxima a 180° na face interna do túnel. A tensão $\sigma_{\theta\theta}$, por sua vez, tem o comportamento semelhante ao túnel anterior analisado: tração na face interna do túnel, nas posições a 90° e 270° (valores máximos), e na face externa, na região a 180° , além de apenas compressão na espessura toda, nas regiões a 135° e 225° .

Além disso, analisam-se as tensões principais máxima (σ_1) e mínima (σ_3), para cada posição analisada (Tabela 5.14):

Tabela 5.14 – Tensões principais no revestimento para o túnel com $K = 0,8$ e $H/D = 1,67$.

Ângulo (°)	σ_1 (MPa)	σ_3 (MPa)
90	0,49	-1,14
112,5	0,14	-0,87
135	-0,04	-0,47
157,5	0,04	-1,05
180	0,19	-1,25
202,5	0,00	-0,99
225	-0,04	-0,42
247,5	-0,04	-0,82
270	0,43	-1,05

Fonte: Elaborada pela autora.

Como para o exemplo anterior, as tensões principais máximas mais expressivas ocorrem a 90° e a 270° , desta vez com valores de 0,49 e 0,43 MPa, respectivamente. Ao comparar com o critério de fissuração, esses resultados ficam mais distantes do limite de metade da resistência do concreto à tração, se comparados com os do túnel com $K = 0,5$. No entanto, acredita-se que, da mesma maneira, seja necessária a consideração da fissuração no modelo do concreto e a utilização de armaduras, pois a variação dos demais parâmetros do modelo (características do maciço ou do próprio revestimento) pode modificar esses resultados, fazendo com que se aproximem mais da tensão de início de fissuração do concreto.

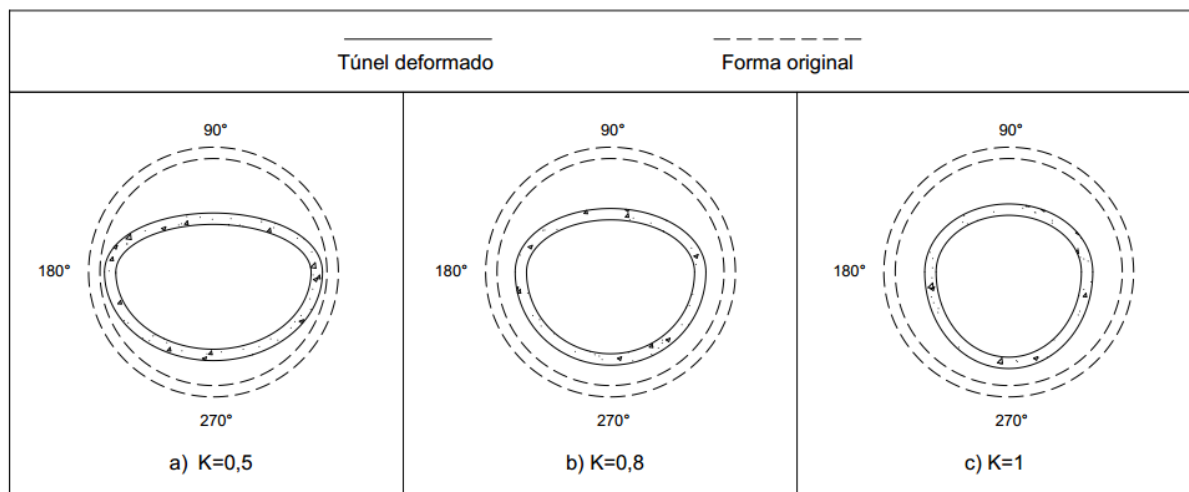
Por fim, assim como na análise da profundidade, para ilustrar a diferença no formato do fechamento da seção, são comparados os deslocamentos ao longo de seu perímetro, para os três coeficientes de empuxo estudados. Os resultados são mostrados na Tabela 5.15 a seguir e ilustrados na Figura 5.13 (a), 5.13 (b) e 5.13 (c), elaboradas sem escala, a título de visualização:

Tabela 5.15 - Deslocamentos ao longo do perímetro da seção para os três valores de K analisados ($H/D = 1,67$).

Ângulo (°)	Deslocamento (mm)		
	$K=0,5$	$K=0,8$	$K=1$
90	29,89	26,79	24,85
112,5	27,91	25,51	24,26
135	22,44	22,00	22,62
157,5	14,98	14,41	20,42
180	7,30	13,24	18,04
202,5	4,42	11,16	15,87
225	9,64	11,62	14,10
247,5	14,22	13,03	12,92
270	15,96	13,95	12,47

Fonte: Elaborada pela autora.

Figura 5.13 – Deformadas dos três túneis analisados: (a) $K = 0,5$, (b) $K = 0,8$ e (c) $K = 1$. Relação $H/D = 1,67$. Sem escala.



Fonte: Elaborada pela autora.

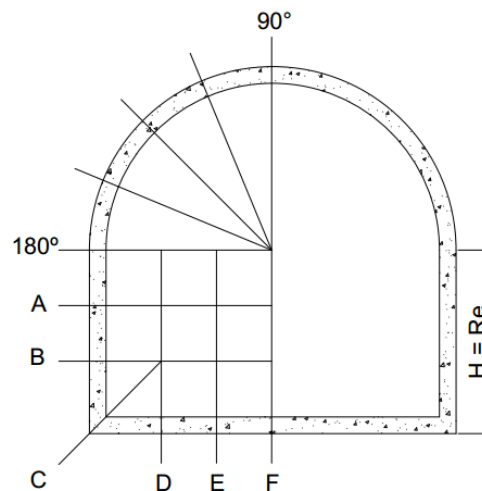
Ao analisar a Tabela 5.15 e a Figura 5.13, percebe-se a mudança no formato do fechamento da seção para os diferentes coeficientes de empuxo. A diferença entre os deslocamentos a 90° e a 270° é semelhante para os três casos (cerca de 50%), porém, enquanto para o túnel com pressão geostática horizontal igual a vertical ($K = 1$) o deslocamento a 180° não é tão menor em relação ao ponto a 90° (diferença de 27,40%), sendo inclusive maior que o do ponto a 270° , para os túneis com pressão geostática horizontal reduzida ($K = 0,5$ e $K = 0,8$), essa discrepância aumenta, chegando a 75,58% de redução quando se comparam os pontos a 90° e 180° para o túnel com menor coeficiente, evidenciando um formato cada vez mais elíptico.

5.1.2.3 Influência da geometria do túnel

Por fim, são estudados outros formatos de seção transversal, já que túneis em seção ferradura e elipse podem apresentar zonas de descompressão e inclusive tração, conforme o exposto por Ferrão (2018). Também utilizando para os materiais os dados da Tabela 5.5 e fixando $H = 10\text{ m}$, são simulados túneis com cada um destes formatos. Para o túnel em ferradura, o raio externo foi adotado como $R_e = 1\text{ m}$, mesma medida da altura da parte retangular e o raio interno $R_i = 0,9\text{ m}$ (espessura do revestimento $e = 0,1\text{ m}$), resultando em uma relação $H/D = 5$. Para o túnel em elipse, o raio vertical também é $R_v = 1\text{ m}$, enquanto o raio horizontal $R_h = 1,5\text{ m}$, com espessura do revestimento $e = 0,1\text{ m}$, resultando em uma relação $H/D \cong 4$, considerando um diâmetro equivalente.

Os resultados obtidos, em termos das tensões σ_{rr} e $\sigma_{\theta\theta}$, primeiramente para o com seção ferradura, retirados dos pontos ilustrados a seguir (Figura 5.14), são mostrados na Tabela 5.16 a seguir e ilustrados nas Figuras 5.15 (a) e 5.15 (b):

Figura 5.14 – Localização dos pontos analisados para o túnel com seção ferradura.

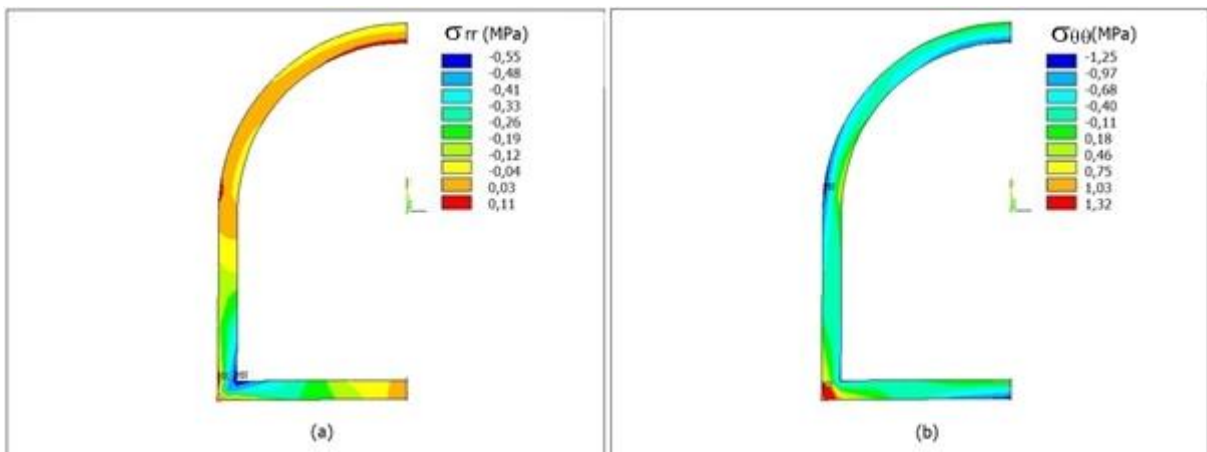


Fonte: Elaborada pela autora.

Tabela 5.16 - Tensões no revestimento para o túnel com seção ferradura.

Ângulo (°) ou Ponto	σ_{rr} (MPa)			$\sigma_{\theta\theta}$ (MPa)		
	Externo	Meio	Interno	Externo	Meio	Interno
90	-0,13	-0,08	0,12	-0,08	-0,54	-1,04
112,5	-0,12	-0,08	-0,03	-0,18	-0,53	-0,91
135	-0,10	-0,08	-0,06	-0,47	-0,51	-0,56
157,5	-0,07	-0,07	-0,08	-0,92	-0,49	-0,05
180	0,05	0,04	0,01	-1,10	-0,53	0,06
A	-0,17	-0,13	-0,10	-0,56	-0,43	-0,30
B	-0,20	-0,27	-0,36	-0,15	-0,34	-0,54
C	0,11	-0,34	-0,53	1,31	0,04	-1,00
D	-0,25	-0,27	-0,30	-0,23	-0,26	-0,31
E	-0,18	-0,12	-0,05	-0,87	-0,37	0,13
F	-0,05	-0,02	0,02	-1,23	-0,52	0,19

Fonte: Elaborada pela autora.

Figura 5.15 - Tensões (a) σ_{rr} e (b) $\sigma_{\theta\theta}$ no revestimento do túnel com seção ferradura.

Fonte: Elaborada pela autora.

Ao analisar os resultados expostos na Tabela 5.16 e Figura 5.15, é possível perceber o aparecimento de tensões de tração, tanto para σ_{rr} quanto para $\sigma_{\theta\theta}$. Na tensão radial, os valores positivos estão presentes na parte curva em dois pontos: na face interna, na região a 90° e em toda a espessura na região a 180°; além da parte externa da quina do túnel (ponto C) e do ponto F. Já na tensão circunferencial, essa tração aparece, com valor mais significativo, na quina do túnel (ponto C) e na parte interna dos pontos E e F.

Em termos de tensões principais máxima (σ_1) e mínima (σ_3), para cada posição analisada, os resultados são apresentados na Tabela 5.17:

Tabela 5.17 - Tensões principais no revestimento para o túnel com seção ferradura.

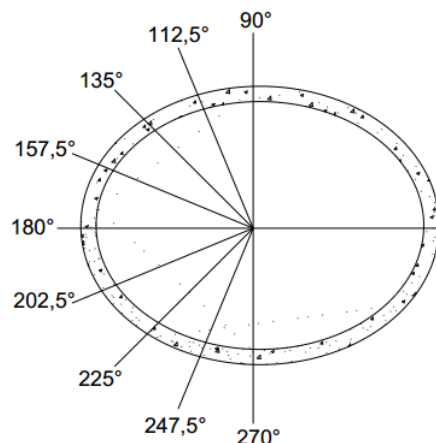
Ângulo (°) ou Ponto	σ_1 (MPa)	σ_3 (MPa)
90	0,13	-1,05
112,5	-0,03	-0,91
135	-0,06	-0,56
157,5	-0,04	-0,92
180	0,09	-1,10
A	-0,04	-0,64
B	0,05	-0,95
C	1,55	-1,00
D	0,08	-0,69
E	0,13	-1,00
F	0,92	-1,62

Fonte: Elaborada pela autora.

Ao analisar os resultados da Tabela 5.17, nota-se que as tensões principais máximas mais expressivas ocorrem na quina do túnel (ponto C), com valor de 1,55 MPa, e no ponto F, respectivo ao ponto inferior próximo ao eixo de simetria, com valor de 0,92 MPa. Esses resultados ultrapassam ou são próximos ao limite para consideração do concreto como fissurado e além disso, acredita-se que a seção do túnel em ferradura combinada com outros parâmetros, como por exemplo um coeficiente de empuxo ao repouso (K) inferior a 1 possa elevar essa tração, indicando a necessidade de armaduras, principalmente nos pontos citados.

Para o túnel com seção em elipse, os resultados obtidos, em termos das tensões σ_{rr} e $\sigma_{\theta\theta}$, retirados dos pontos ilustrados a seguir (Figura 5.16) são os mostrados na Tabela 5.18 a seguir e ilustrados nas Figuras 5.17 (a) e 5.17 (b):

Figura 5.16 - Localização dos pontos analisados para o túnel com seção elipse.

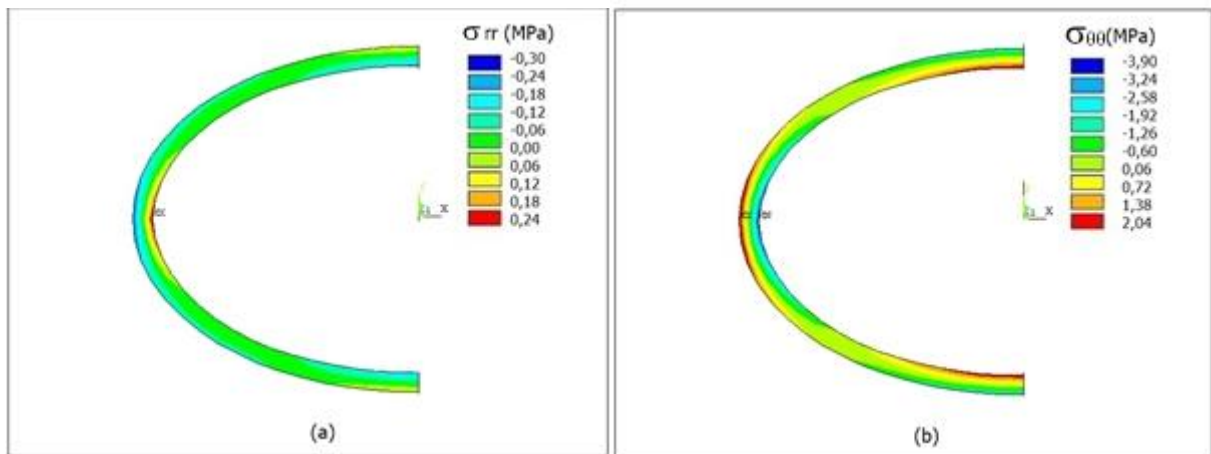


Fonte: Elaborada pela autora.

Tabela 5.18 - Tensões no revestimento para o túnel com seção em elipse.

Ângulo (°)	σ_{rr} (MPa)			$\sigma_{\theta\theta}$ (MPa)		
	Externo	Meio	Interno	Externo	Meio	Interno
90	0,09	-0,07	-0,20	-2,26	-0,33	1,63
112,5	-0,07	-0,08	-0,11	-1,81	-0,35	1,12
135	-0,13	-0,09	-0,08	-0,62	-0,43	-0,18
157,5	-0,11	-0,09	-0,05	0,86	-0,59	-2,07
180	-0,28	-0,08	0,24	2,00	-0,80	-3,86
202,5	-0,11	-0,09	-0,06	0,87	-0,59	-2,08
225	-0,14	-0,10	-0,08	-0,63	-0,44	-0,18
247,5	-0,09	-0,09	-0,12	-1,18	-0,36	1,14
270	0,03	-0,20	-0,20	-2,25	1,62	1,62

Fonte: Elaborada pela autora.

Figura 5.17 - Tensões (a) σ_{rr} e (b) $\sigma_{\theta\theta}$ no revestimento do túnel com seção em elipse.

Fonte: Elaborada pela autora.

Os resultados apresentados na Tabela 5.18 e Figura 5.17 indicam o aparecimento de tensões de tração em alguns pontos. Na tensão radial, os valores positivos aparecem nos pontos a 90° e 270°, externamente, e na região interna a 180°. Na tensão circunferencial, a tração, em seus valores máximos, surge nos mesmos pontos, porém na parte interna nas regiões próximas a 90° e 270° e na parte externa na região a 180°.

Em termos de tensões principais máxima (σ_1) e mínima (σ_3), para cada posição analisada, os resultados são apresentados na Tabela 5.19:

Tabela 5.19 - Tensões principais no revestimento para o túnel com seção em elipse.

Ângulo (°)	σ_1 (MPa)	σ_3 (MPa)
90	1,92	-2,55
112,5	1,43	-1,88
135	-0,05	-0,67
157,5	0,93	-2,22
180	2,00	-3,86
202,5	0,94	-2,26
225	-0,05	-0,67
247,5	1,20	-1,29
270	1,90	-2,56

Fonte: Elaborada pela autora.

Para o túnel com seção em elipse, como pode ser observado na Tabela 5.19, as tensões principais máximas mais expressivas ocorrem a 90°, 180° e 270°, nos valores de 1,92 MPa, 2,00 MPa e 1,90 MPa, respectivamente. Esses resultados já superam o critério de fissuração, que estabelece como limite o valor de 1,45 MPa para o concreto utilizado nesse exemplo, o que indica a necessidade da consideração da fissuração e emprego de armaduras, também para esse formato de túnel.

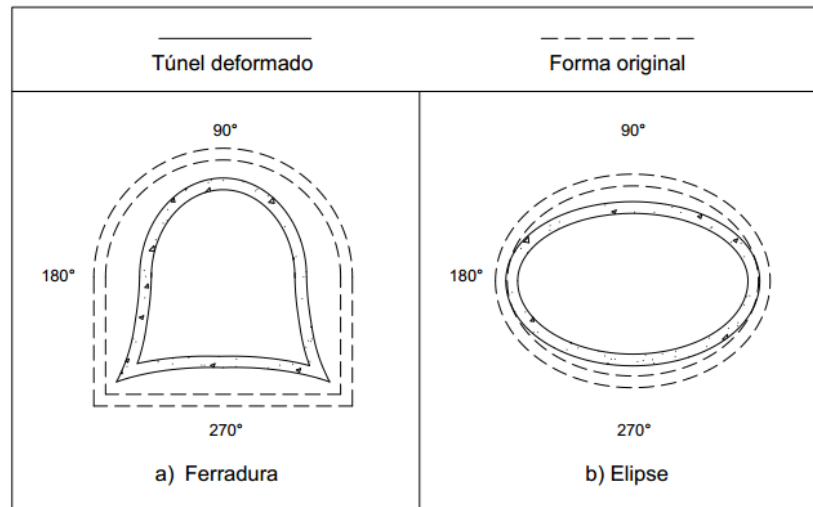
São mostrados, ainda, na Tabela 5.20 e Figuras 5.18 (a) e 5.18 (b), os valores e formatos dos deslocamentos para os dois tipos de túnel analisados:

Tabela 5.20 - Deslocamentos ao longo do perímetro da seção para os dois tipos de seção analisados.

Ferradura		Elipse	
Ponto	Desloc. (mm)	Ângulo (°)	Desloc. (mm)
90	6,35	90	11,72
112,5	6,41	112,5	11,15
135	6,57	135	9,38
157,5	6,84	157,5	6,69
180	7,23	180	4,44
A	7,16	202,5	5,17
B	6,57	225	7,22
C	3,53	247,5	8,78
D	6,43	270	9,33
E	7,26	-	-
F	7,63	-	-

Fonte: Elaborada pela autora.

Figura 5.18 - Deformadas das duas seções de túneis analisados: (a) Ferradura e (b) Elipse. Sem escala.



Fonte: Elaborada pela autora.

5.2 TÚNEIS EM PLASTICIDADE E VISCOPLASTICIDADE

Primeiramente, para analisar a validade do modelo do maciço em plasticidade pelos critérios de Mohr-Coulomb e Von-Mises, é simulado um túnel profundo sem revestimento, o qual possui formulações analíticas referentes à convergência de equilíbrio (que se refere aos deslocamentos em uma região distante da face do túnel), mostradas no Capítulo 2. Assim, considera-se que, se os resultados do modelo numérico estiverem em concordância com o estimado pelas soluções analíticas, o modelo pode ser utilizado também para túneis em outras profundidades e em simulações considerando o revestimento, como as que serão realizadas no Capítulo 6.

Os parâmetros utilizados, hipotéticos, são apresentados na Tabela 5.21:

Tabela 5.21 - Parâmetros para validação em plasticidade sem revestimento.

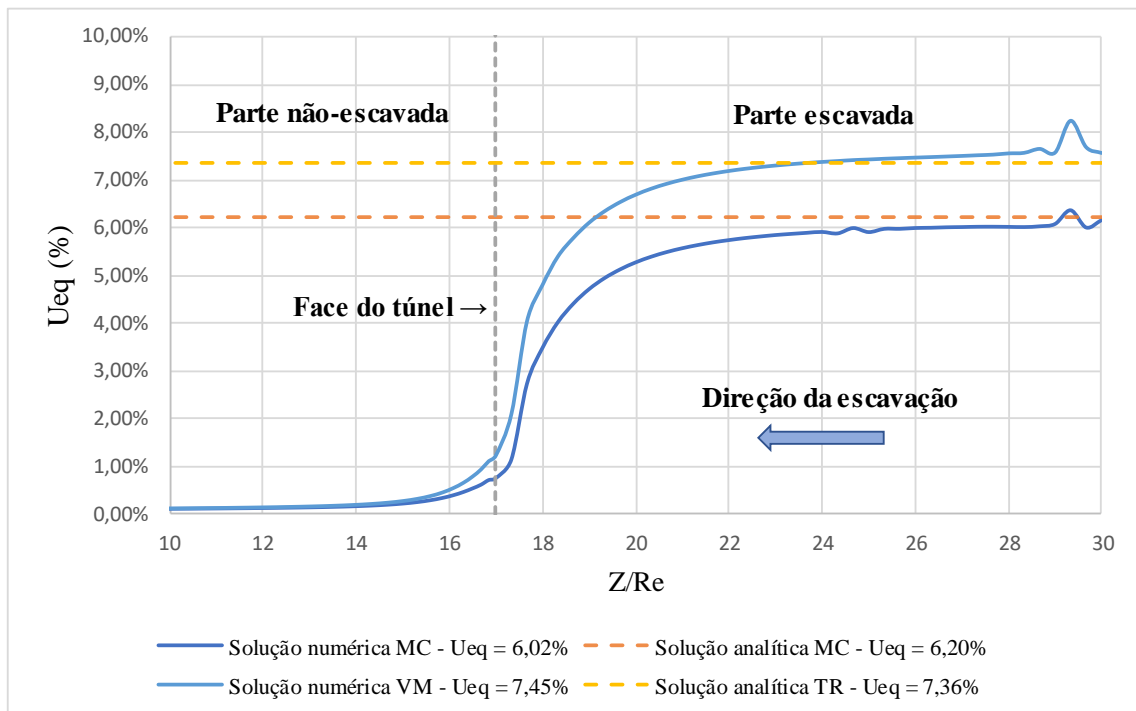
PARÂMETRO	SÍMBOLO	UNIDADE	VALOR
Raio externo	R_e	m	1
Pressão geostática	p	MPa	3
Coefficiente de Poisson	ν_m	adm	0,3
Módulo de Elasticidade	E_m	MPa	120
Coefficiente de Empuxo	K	adm	1
Coesão	C	MPa	1
Ângulo de Atrito	φ	°	30
Ângulo de Dilatância	ψ	°	10

Fonte: Elaborada pela autora.

Destaca-se aqui, que, para a comparação do resultado numérico pelo critério de Von-Mises com a solução analítica de Tresca, utiliza-se da equivalência entre as coesões para os critérios (Equação 3.9). Adotando a coesão da Tabela 5.21 para o modelo do Ansys, a coesão utilizada para a solução analítica, considerando a superfície de Von-Mises inscrita na superfície de Tresca, é $C = 1,1547 \text{ MPa}$. Além disso, também para o modelo de Von-Mises, é informado como parâmetro de entrada o valor da tensão de escoamento, calculada como duas vezes a coesão C .

A Figura 5.19 mostra a comparação entre as soluções numéricas e analíticas:

Figura 5.19 - Comparação da convergência de equilíbrio pelas soluções numéricas e analíticas para o maciço em plasticidade.



Fonte: Elaborada pela autora.

Como pode ser observado, os valores da convergência de equilíbrio das soluções numéricas apresentam boa concordância com as soluções analíticas, mesmo que estas sejam elaboradas com a consideração de um estado plano, enquanto o modelo numérico é tridimensional e, portanto, podem ser utilizadas no modelo final (com o concreto em viscoelasticidade e fissuração). Adicionalmente, o critério de Von-Mises do Ansys já foi validado para outras situações de túneis profundos por meio de diversas análises nos trabalhos de Quevedo (2017) e Ferrão (2018), inclusive para o maciço em viscoplasticidade.

Ainda, no traçado das soluções numéricas, é possível ver deformações ligeiramente maiores no início da escavação (Z/Re entre 29 e 30), que ocorrem devido à primeira escavação, de comprimento maior que as demais (são escavados três passos de escavação, cuja dimensão é de $Re/3$). Além disso, embora não sejam comparativos, os deslocamentos pelo critério de Mohr Coulomb são menores em relação aos obtidos pelo critério de Von-Mises.

Para o maciço em viscoplasticidade, a comparação é feita com os resultados do programa GEOMECC91, utilizando as equivalências entre os dois programas, que foram mostradas no Capítulo 4. Para tanto, são necessários os dados adicionais (Tabela 5.22):

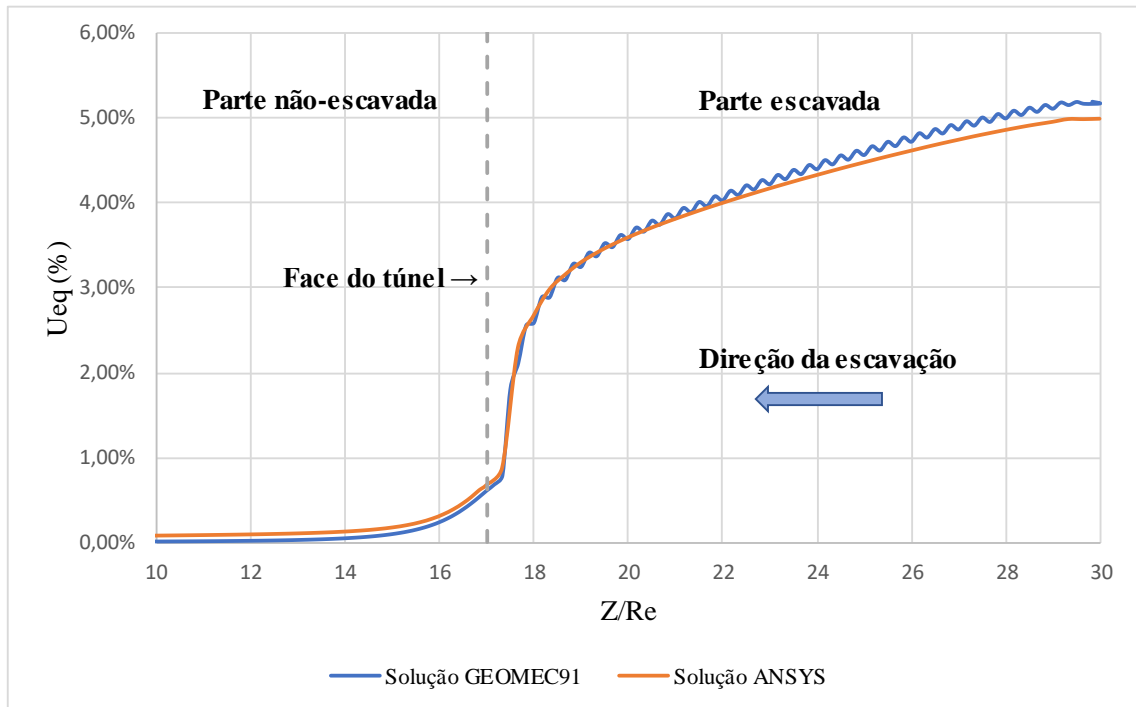
Tabela 5.22 - Dados para o modelo em viscoplasticidade.

PARÂMETRO	SÍMBOLO	UNIDADE	VALOR
Coeficiente de viscosidade (GEOMECC91)	η	dia	115,7407
Coeficiente (GEOMECC91)	n	adm	1
Critério de referência (GEOMECC91)	$F0$	MPa	1
Coeficiente de viscosidade (ANSYS)	ρ	1/dia	0,014964
Coeficiente (ANSYS)	m	adm	1

Fonte: Elaborada pela autora.

A Figura 5.20 mostra a comparação entre as soluções numéricas em viscoplasticidade dos programas Ansys e GEOMECC91:

Figura 5.20 - Comparação da convergência de equilíbrio pelas soluções numéricas do Ansys e do GEOMECC91 para o maciço em viscoplasticidade sem revestimento.



Fonte: Elaborada pela autora.

O gráfico da Figura 5.20 mostra que os resultados encontrados pelo modelo utilizado neste trabalho, a partir do Ansys, estão de acordo com os encontrados pelo GEOMECC91, apresentando uma variação máxima de cerca de 4% entre os valores, ainda que o modelo do Ansys seja tridimensional enquanto o do GEOMECC91 é 2D, em axissimetria. Além disso, há outra pequena diferença: o serrilhado do perfil, que se deve ao nó intermediário do elemento finito utilizado no GEOMECC91, de maior ordem do que o utilizado no Ansys. Dessa maneira, considera-se que o modelo em viscoplasticidade pode ser utilizado para o maciço.

6 ANÁLISE DE TÚNEIS REVESTIDOS EM CONCRETO ARMADO

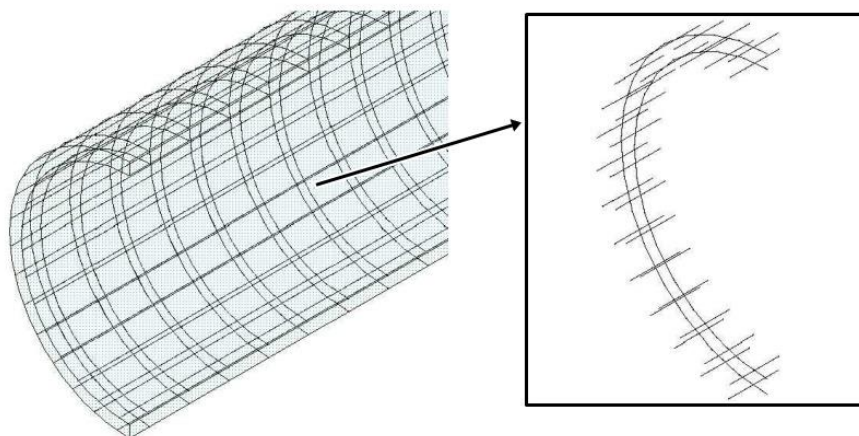
Neste capítulo, é abordada a modelagem das armaduras de reforço do revestimento de concreto de túneis. Em seguida, são feitas análises utilizando diferentes modelos para os materiais, buscando estudar a influência da utilização de cada um desses modelos nos resultados, em especial os efeitos da consideração do concreto fissurado.

6.1 MODELAGEM DAS ARMADURAS

As barras de armadura em aço são modeladas após gerada a malha dos elementos finitos em concreto, que são os elementos base para esse reforço. Conforme o apresentado no Capítulo 4, os elementos de armadura incorporada devem ser posicionados em cada elemento base, de acordo com uma posição relativa às faces desse elemento. Para simplificar o modelo e possibilitar a utilização de uma malha padrão de armaduras, essa posição relativa foi fixada na metade do elemento, nas direções circunferencial e longitudinal, em duas camadas de armadura: superior, próxima a interface revestimento/maciço; e inferior, próxima à abertura do túnel. Nessas camadas, há um deslocamento em relação à face do elemento base referente ao cobrimento das armaduras.

A malha elaborada, para um túnel com $R_e = 1\text{ m}$ e espessura do revestimento $e = 0,1\text{ m}$, é ilustrada na Figura 6.1, cujo detalhe ilustra as armaduras para um trecho da direção longitudinal:

Figura 6.1 – Malha do reforço com os elementos de armadura incorporada.



Fonte: Elaborada pela autora.

Nas análises apresentadas neste trabalho, foram consideradas armaduras mínimas nas duas faces do revestimento. Assim, trabalha-se com a taxa de armadura mínima (área de aço/área de concreto) para uma seção de comprimento igual a 1 m e altura igual a espessura do revestimento.

Uma vez determinado o posicionamento das armaduras, é necessário, então, determinar o diâmetro para que seja atingida a requerida taxa de armadura de acordo com o espaçamento. Desse modo, o diâmetro será definido para as armaduras circunferenciais, que são distribuídas ao longo do comprimento longitudinal, já que os elementos são maiores longitudinalmente e, conseqüentemente, o espaçamento fica também maior, de modo que, ao respeitar a taxa de armadura mínima nesta direção, respeitará também na outra.

Considerando um túnel com $R_e = 1\text{ m}$, o tamanho dos elementos na direção longitudinal é igual ao tamanho do passo de escavação ($p = \frac{1}{3}R_e = 0,33\text{ m}$). Assim, uma vez que as armaduras foram fixadas cada uma na metade de cada elemento, o espaçamento entre elas também é de $0,33\text{ m}$, de modo que, a cada metro, o revestimento possui 3 barras. A área de aço é calculada, então, com base nessas características e na taxa de armadura mínima requerida para cada f_{ck} conforme a NBR 6118 (2014).

Destaca-se, novamente, que o procedimento utilizado é uma simplificação, não representando de forma fiel o que é feito na prática, onde as armaduras seriam calculadas conforme os esforços atuantes. Além disso, também em termos práticos, em se tratando de um concreto moldado *in loco*, a malha de armaduras seria colocada de uma vez só, garantindo a continuidade das armaduras longitudinais, e não trecho por trecho como é feito no modelo.

6.2 FISSURAÇÃO DO REVESTIMENTO

Neste item, é feita uma comparação dos resultados encontrados ao alterar os modelos de comportamento dos materiais, onde o objetivo principal é analisar a influência da consideração ou não da fissuração do revestimento em relação a tratá-lo apenas como elástico ou viscoelástico.

Para o maciço, são utilizados nos exemplos dois tipos de comportamento: plástico e viscoplástico. Já para o revestimento, espera-se testar a evolução das deformações conforme altera-se o modelo entre: elástico, viscoelástico e viscoelástico com fissuração (todos com

armaduras de aço). Os parâmetros utilizados nas análises, de um túnel circular, são os exibidos na Tabela 6.1.

Tabela 6.1 – Parâmetros para análise da influência do concreto fissurado.

PARÂMETRO	SÍMBOLO	UNIDADE	VALOR
TÚNEL			
Raio externo	Re	m	1
Raio interno	Ri	m	0,9
Profundidade	H	m	16
MACIÇO			
Peso específico	γ	N/m ³	20000
Coefficiente de Poisson	ν_m	adm	0,3
Módulo de elasticidade	E_m	MPa	30
Coefficiente de empuxo ao repouso	K	adm	0,5
Coesão	C	MPa	0,5
Ângulo de atrito	φ	°	30
Ângulo de dilatação	ψ	°	10
REVESTIMENTO: CONCRETO			
Coefficiente de Poisson	ν_r	adm	0,2
Módulo de elasticidade	E_r	MPa	30000
Resistência característica à compressão	f_{ck}	MPa	30
Coefficiente que depende do tipo de cimento	s	adm	0,2
Umidade relativa do ambiente	RH	%	70
Idade do concreto no final da cura	ts	dia	7
Coefficiente que depende do tipo de cimento	β_{sc}	adm	8
Temperatura	$Temp$	°C	20
Coefficiente que depende do tipo de cimento	α	adm	1
Tempo inicial para ajuste da cadeia	$timei$	dia	1
Tempo final para ajuste da cadeia	$timef$	dia	3000
No. de pontos por década do ajuste	$ndec$	unidades	10
REFORÇO: ARMADURAS			
Coefficiente de Poisson	ν_a	adm	0,3
Módulo de elasticidade	E_a	MPa	210000
Tensão de escoamento	f_{ya}	MPa	500

Fonte: Elaborada pela autora.

Os dados gerais do túnel foram arbitrados de maneira a simplificar a modelagem. O valor da profundidade é escolhido para que a pressão a qual o túnel esteja submetido não seja tão baixa e o túnel (que tem diâmetro de dois metros) ainda seja considerado como superficial. Assim, a relação H/D resultante das dimensões adotadas é igual a 8, enquadrando-se no limite adotado neste trabalho para túneis superficiais ($H/D < 10$).

Para o maciço, os parâmetros utilizados se encontram dentro de intervalos usuais para solos em regiões superficiais, com exceção da coesão, adotada um pouco mais elevada por questões de convergência da primeira escavação (não suportada). Além disso, os parâmetros para o modelo de Perzyna são calculados internamente no script do modelo, conforme as Equações 3.7 e 3.8

Os dados para o revestimento, em sua maioria relacionados ao modelo viscoelástico do concreto, estão de acordo com os adotados por Quevedo (2017). Em relação às armaduras, para a resistência característica à compressão $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$, conforme a Tabela 6.1, a taxa de armadura mínima, determinada segundo a NBR 6118 (2014), é de 0,173%. Assim, para um comprimento de 1 m e uma espessura de 0,1 m, tem-se a área mínima e respectivo diâmetro para cada barra calculadas a seguir (Equações 6.1 e 6.2):

$$A_{s,min} = \frac{0,173}{100} \cdot 100 \cdot 10 = 1,73 \text{ cm}^2 \quad (6.1)$$

$$\frac{1,73 \text{ cm}^2}{3 \text{ barras}} = \frac{\pi d^2}{4} \therefore d = 0,857 \text{ cm} = 8,57 \text{ mm} \quad (6.2)$$

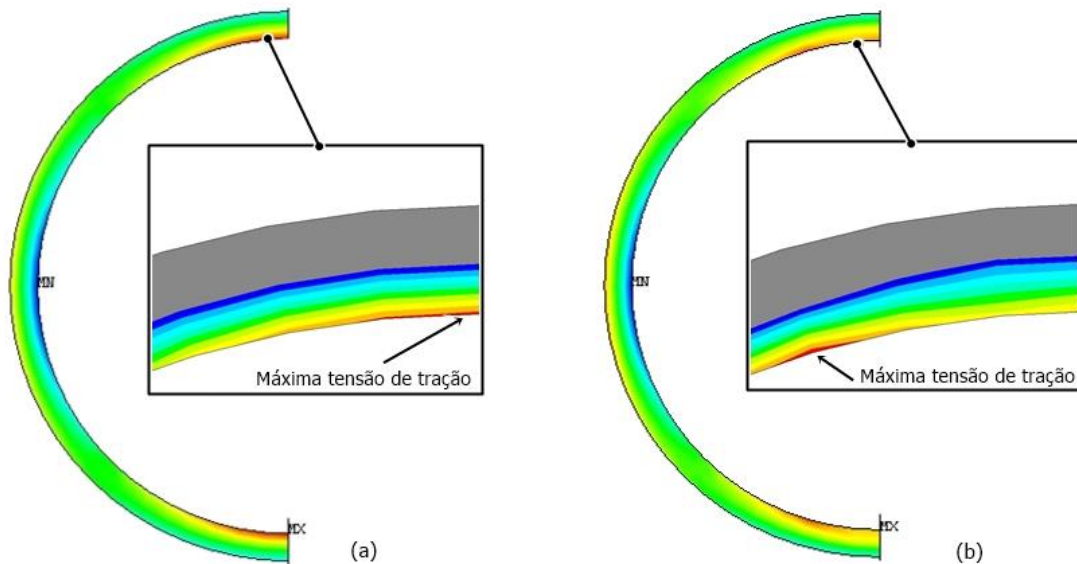
Assim, adotam-se barras de 10 mm como armadura, em ambas as direções (longitudinal e circunferencial) e em ambas as faces do revestimento (interna e externa).

Uma análise prévia foi realizada, utilizando os dados mencionados na Tabela 6.1, juntamente com os quais foi adotado um comprimento não escavado $d_0 = 2/3R_e$, mesmo valor utilizado para as outras análises já feitas anteriormente. Ao comparar os resultados em termos de deslocamentos, verificou-se que a fissuração no concreto, apesar de ocorrer, era muito pequena e em um trecho muito inicial do túnel, não causando alteração nos resultados do modelo viscoelástico sem fissuração.

No entanto, mesmo para essa fissuração inicial, é possível visualizar outros efeitos, como por exemplo a mudança no comportamento das tensões. De acordo com a Figura 3.6, que ilustra o comportamento do concreto em tração, considerando o efeito *tension stiffening*, até atingir a resistência do concreto à tração e fissurar, as tensões crescem linearmente com as deformações; em seguida, uma vez fissurado, essas tensões decrescem para maiores deformações. Dessa maneira, a tendência é que, para o modelo fissurado, as tensões dos pontos com as maiores deformações sejam menores em relação a pontos com deformações inferiores.

A Figura 6.2 mostra as tensões $\sigma_{\theta\theta}$ (maiores tensões de tração) para os modelos sem e com a fissuração, onde é possível verificar o início do fenômeno citado: a localização da máxima tensão de tração se altera do modelo viscoelástico para o modelo viscoelástico com fissuração, sendo que no primeiro as tensões de tração nessa direção chegam a 2,85 MPa e ao considerar a fissuração a magnitude máxima de tração passa para 1,96 MPa no final da análise. Destaca-se que isso ocorre nas três principais regiões tracionadas do túnel: 90 e 270° na parte interna e a 270° na parte externa, embora na Figura 6.2 seja detalhada apenas a região a 90°.

Figura 6.2 – Localização da máxima tensão de tração ($\sigma_{\theta\theta}$) para o modelo do concreto (a) viscoelástico e (b) viscoelástico com fissuração.



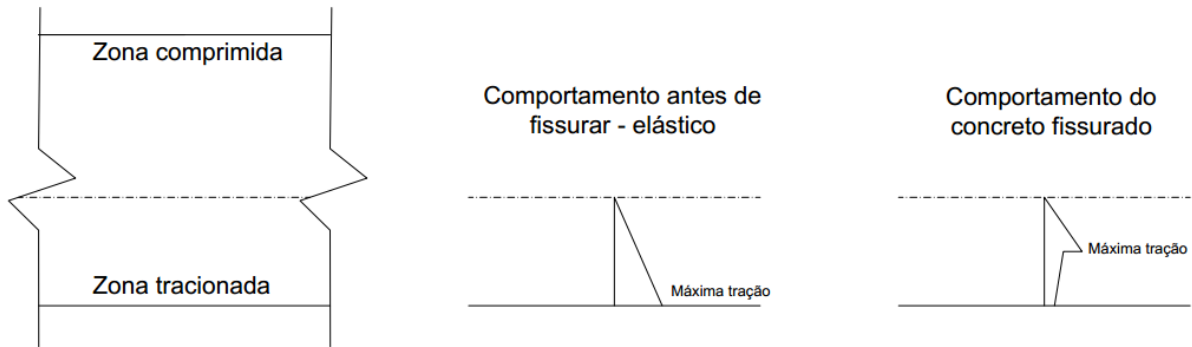
Fonte: Elaborada pela autora.

Na espessura do túnel, o esperado seria que o mesmo ocorresse: a região mais tracionada passasse do ponto mais próximo da face interna do túnel (nó interno da Figura 5.9) a uma região mais central da espessura. No entanto, a visualização do efeito nessa direção não é possível, devido ao número reduzido de pontos de integração nessa dimensão dos elementos (apenas dois), que não consegue representar essa variação.

A Figura 6.3 apresenta a evolução das tensões de tração em um segmento da seção de concreto do túnel: primeiramente, o trecho tracionado se comporta linearmente, com a máxima tensão de tração na parte inferior da seção (assim como o mostrado para os exemplos com revestimento elástico); ao atingir a resistência do concreto à tração e, portanto, a deformação referente ao

início da formação de fissuras, essa tensão diminui até atingir a deformação máxima para consideração da colaboração do concreto em fissuras, igual a 0,001.

Figura 6.3 – Variação da tensão de tração na seção do concreto.

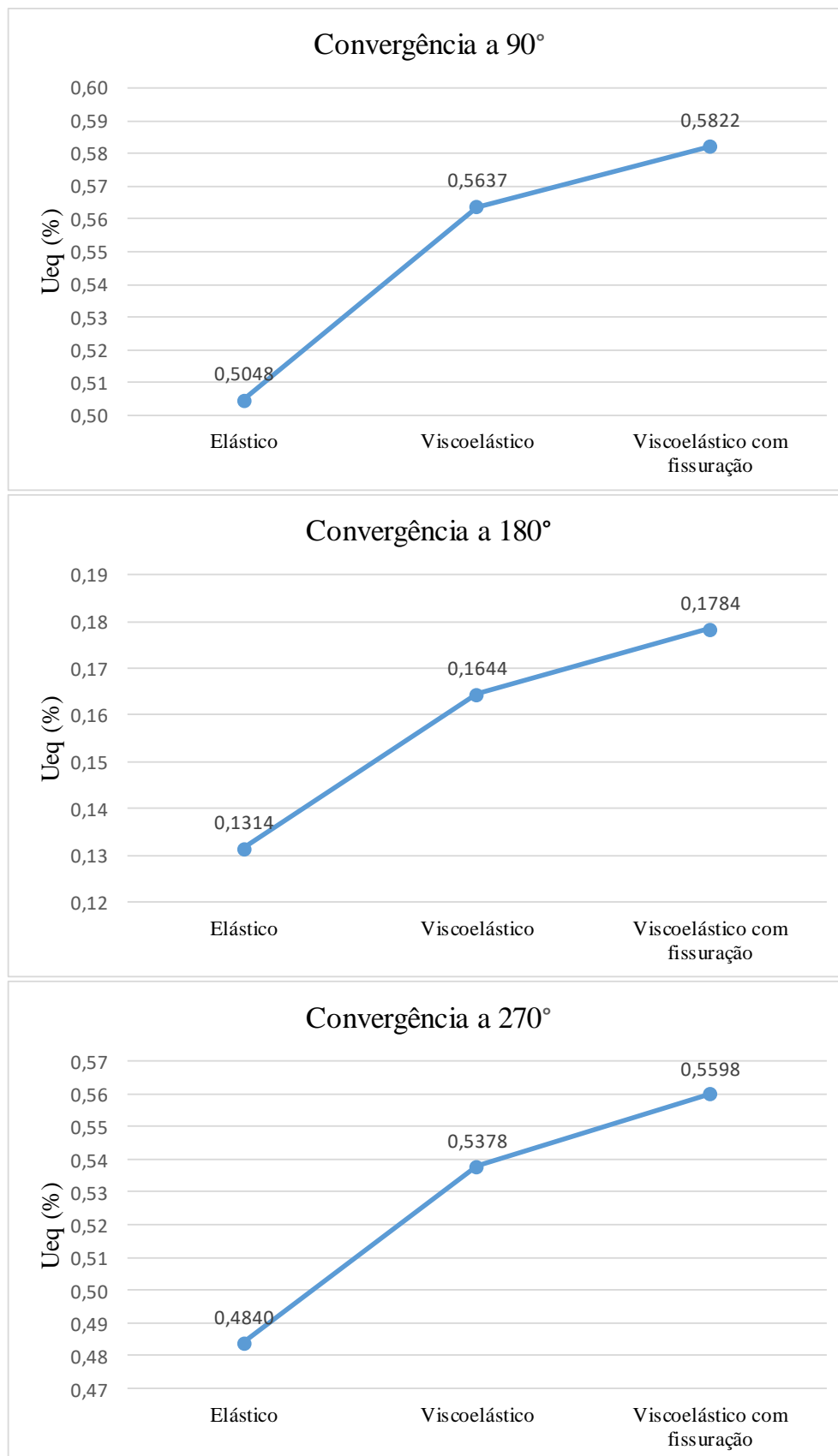


Fonte: Elaborada pela autora.

Para obter uma maior influência da fissuração, alteram-se alguns parâmetros. O comprimento não revestido (d_0) é adotado igual a zero, ou seja, considera-se que o revestimento é colocado imediatamente em seguida do túnel ser escavado, o que aumenta a sua contribuição em termos de tensões.

A Figura 6.4 mostra a evolução da convergência em relação aos modelos utilizados para o revestimento (elástico, viscoelástico e viscoelástico com fissuração); tais resultados dizem respeito a um valor médio dos deslocamentos para uma região do túnel longe das extremidades, em três posições da seção (90, 180 e 270°). Como o nível de tensões na profundidade adotada é baixo, não foram encontradas diferenças nos resultados utilizando o maciço como plástico ou como viscoplástico e, portanto, são mostrados apenas os resultados do modelo viscoplástico.

Figura 6.4 - Convergências em uma seção longe da face do túnel conforme o modelo utilizado para o revestimento.



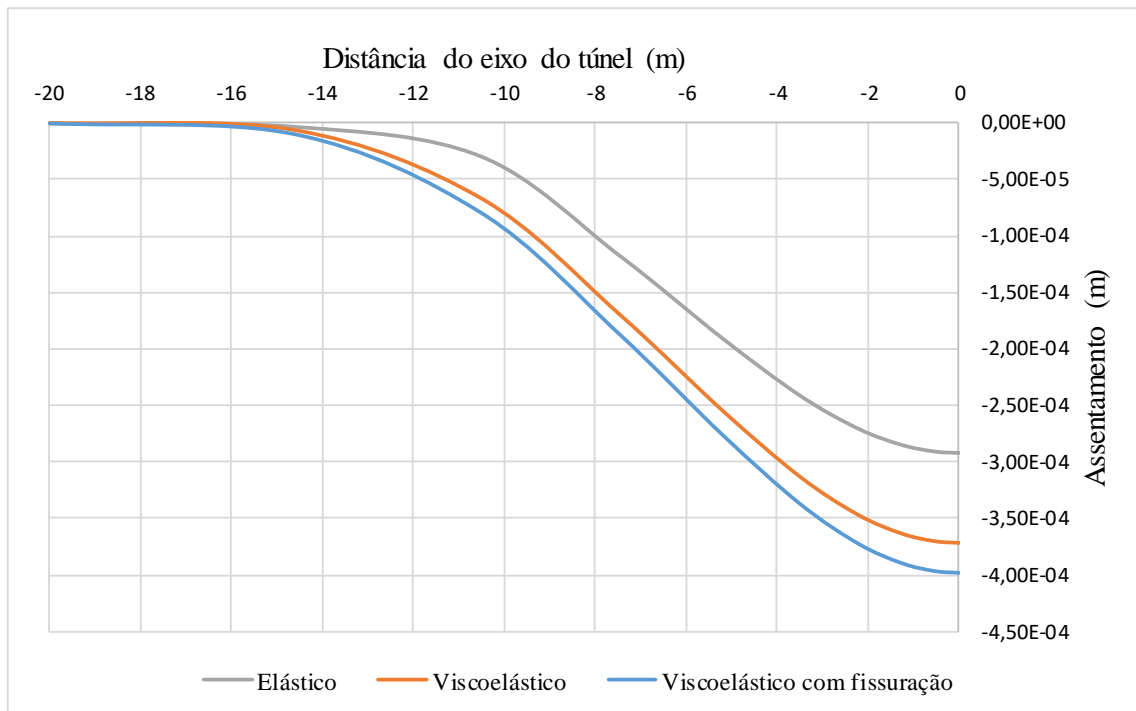
Fonte: Elaborada pela autora.

Ao analisar a Figura 6.4, pode-se constatar que os deslocamentos encontrados crescem do modelo elástico para o viscoelástico, e também aumentam novamente ao considerar a fissuração. Em termos de diferença relativa, do modelo elástico para o modelo viscoelástico a convergência tem um aumento de pouco mais de 11% nos pontos a 90 e 270°, e adicionando a fissuração, mais 4%; já no ponto a 90°, esse aumento é de 25 e 8,5%, respectivamente.

Novamente, é válido destacar que a influência da fissuração é dependente do nível de pressões a qual o túnel está submetido. Assim, quanto maior for a profundidade do túnel, maiores diferenças são encontradas entre o modelo viscoelástico com e sem fissuração. Aumentando a profundidade do túnel para 20 m (apenas para exemplificar, já que com uma relação $H/D = 10$, este já pode ser considerado como profundo), os deslocamentos chegam a aumentar 16% de um modelo para outro. Essa consideração é importante, visto que, túneis com diâmetros maiores do que o estudado ($D = 2$ m) podem estar situados em maiores profundidades e ainda assim serem considerados superficiais.

Outro resultado a ser considerado é a evolução dos assentamentos superficiais para os diferentes modelos de comportamento do revestimento. Como se trata de um túnel com $H/D = 8$, a magnitude dos deslocamentos de superfície é pequena, como o mostrado na Figura 5.6, que ilustra exemplos elásticos sem revestimento. Ainda assim, é possível visualizar a diferença nos resultados conforme o modelo utilizado (Figura 6.5).

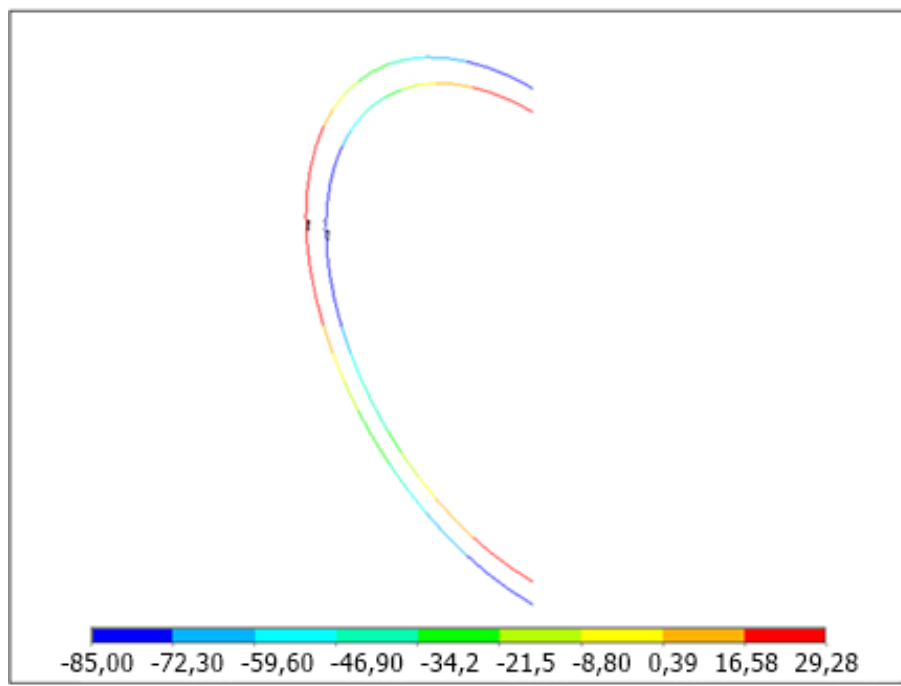
Figura 6.5 – Evolução dos assentamentos superficiais conforme o modelo utilizado para o revestimento.



Fonte: Elaborada pela autora.

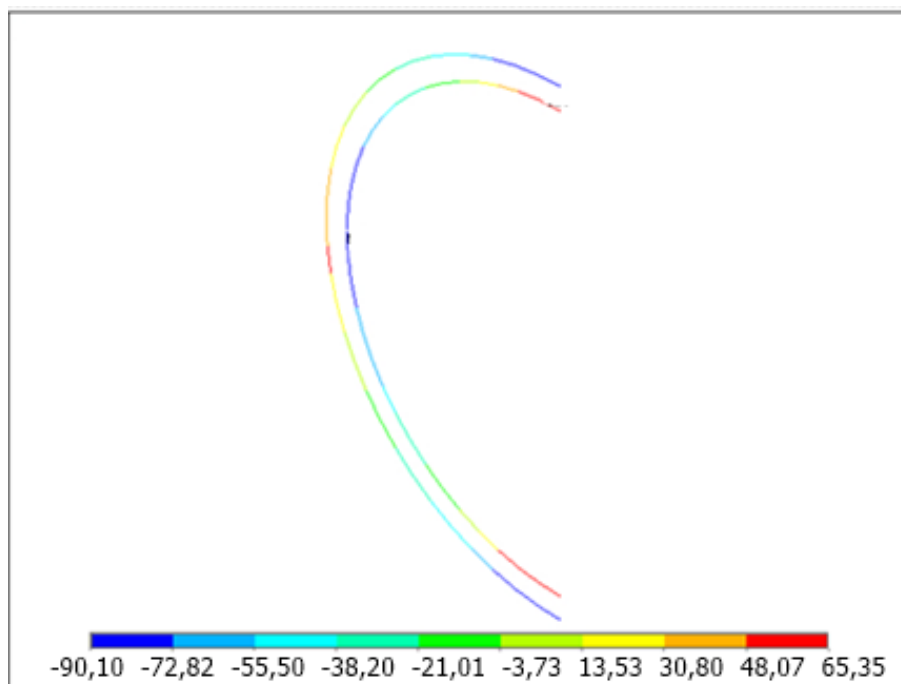
É avaliada, ainda, a distribuição das tensões nas armaduras de reforço. As Figuras 6.6 e 6.7 mostram os valores de tensão nas armaduras mais solicitadas em termos de tração (as circunferenciais), referentes a um trecho do túnel longe das extremidades, para os modelos viscoelástico com e sem fissuração, em que a máxima tensão de tração passa de 29,28 MPa para 65,35 MPa. Esse resultado pode ser considerado coerente, visto que, à medida que o concreto deixa de colaborar na resistência à tração, mais tensão é transmitida às armaduras.

Figura 6.6 – Tensões nas armaduras para o revestimento sem a consideração da fissuração. Valores em MPa.



Fonte: Elaborada pela autora.

Figura 6.7 – Tensões nas armaduras para o revestimento com a consideração da fissuração. Valores em MPa.



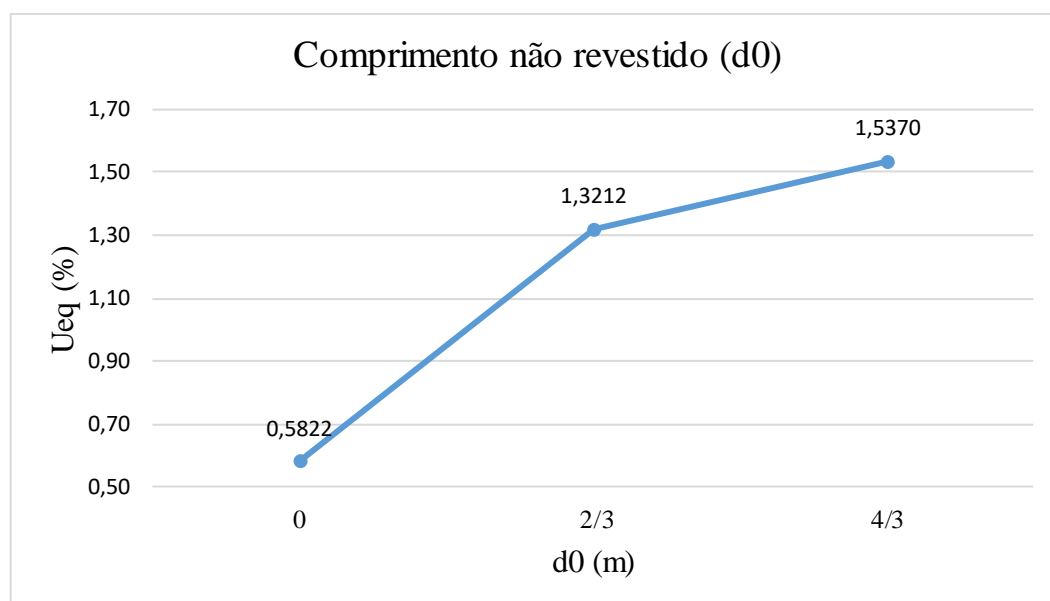
Fonte: Elaborada pela autora.

Para analisar o efeito das deformações a longo prazo, o modelo com solo viscoplástico e revestimento viscoelástico com fissuração é rodado novamente, para o tempo de um ano após o final da escavação, com 5 intervalos de 73 dias. Nesse período, a convergência de equilíbrio evoluiu de 0,58% para 0,64% a 90°, de 0,17% para 0,19% a 180° e de 0,56% para 0,61% a 270°, demonstrando uma diferença relativa de aproximadamente 9%. O tempo característico de estabilização das deformações diferidas do concreto foi estimado por Quevedo (2017) como 2700 dias, o que equivale a 7,5 anos. No entanto, a utilização desse tempo não foi possível para o modelo com a fissuração, que passou a não convergir para tempos acima de 1,5 anos.

6.3 ANÁLISE PARAMÉTRICA

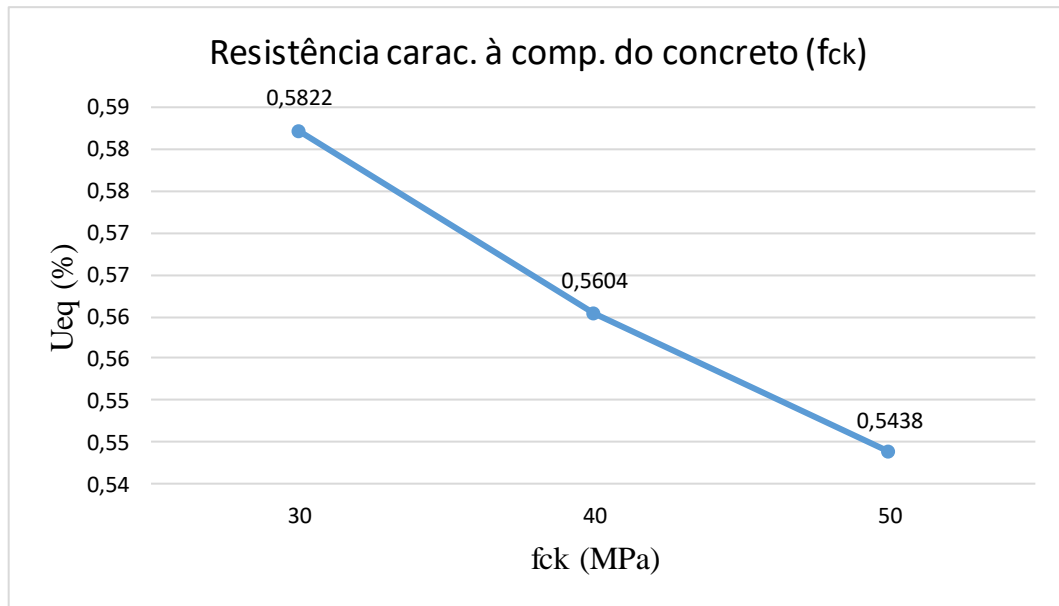
É realizada, ainda, uma pequena análise paramétrica para estudar a influência de alguns parâmetros na magnitude da convergência de equilíbrio ao considerar a fissuração no modelo do revestimento. São utilizados os mesmos dados da Tabela 6.1, aplicando variações nas seguintes propriedades: o comprimento não revestido (d_0), a resistência característica à compressão do concreto (f_{ck}) e o módulo de elasticidade do maciço (E_m). Os resultados são os mostrados nas Figuras 6.8 a 6.10:

Figura 6.8 - Variação da convergência de equilíbrio conforme o comprimento não escavado utilizado.



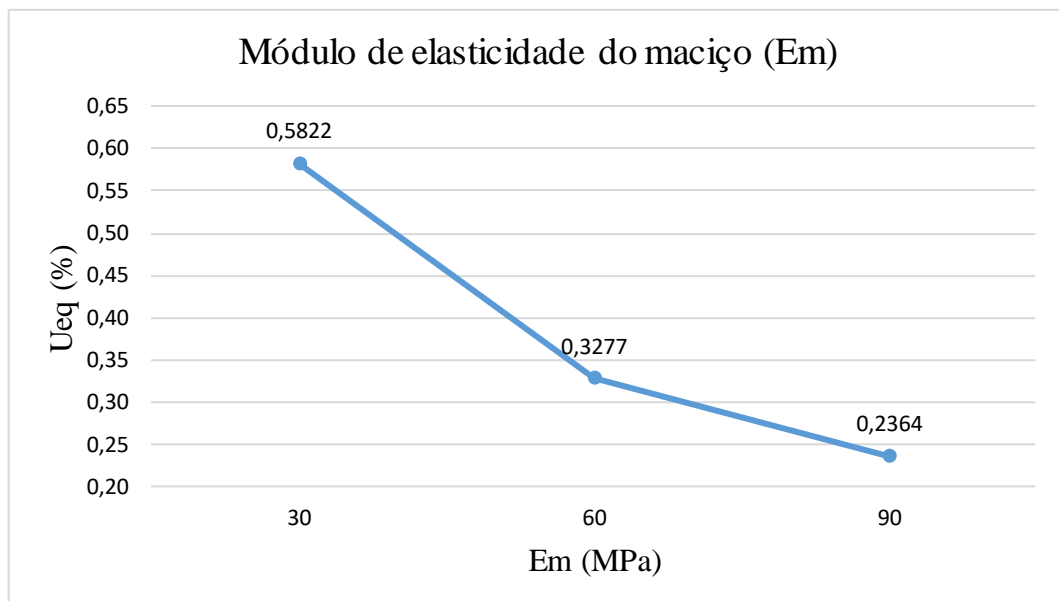
Fonte: Elaborada pela autora.

Figura 6.9 - Variação da convergência de equilíbrio conforme o f_{ck} utilizado.



Fonte: Elaborada pela autora.

Figura 6.10 - Variação da convergência de equilíbrio conforme o módulo de elasticidade do maciço utilizado.



Fonte: Elaborada pela autora.

De acordo com os resultados encontrados, a convergência é maior para maiores comprimentos não revestidos, o que está relacionado à contribuição do revestimento no suporte do túnel, ou seja, quanto mais tempo demora para a colocação desse revestimento, mais o túnel se deforma, por estar contando apenas com a resistência do maciço nesse hiato inicial. Por outro lado, essa maior deformação do maciço implica em menores pressões agindo sobre o revestimento, o que

atenua o surgimento de fissuras. Desse modo, já que são identificadas deformações por fissuração apenas para o exemplo com d_0 nulo, de modo que a convergência considerando esse valor para o parâmetro é maior do que seria sem a consideração da fissuração, a diferença em relação ao resultado dos outros dois exemplo se atenua, uma vez que estes, por sua vez, têm valores de convergência iguais ao utilizar o modelo com ou sem fissuração.

Os resultados mostram, ainda, que os valores de convergência diminuem tanto com o aumento da rigidez do concreto quanto do maciço. Isso ocorre pois quanto mais rígido o material, mais pressões ele suporta e menos deslocamentos são encontrados na seção. Além disso, a fissuração também influi: quanto menor o f_{ck} , por exemplo, menor também será a resistência do concreto à tração e, assim, mais propício fica esse concreto a fissurar, causando maiores deslocamentos. Entretanto, a influência desses parâmetros é interativa, uma vez que a rigidez relativa entre o maciço e o revestimento também afeta a distribuição dos esforços, de modo que quando maior for a rigidez do concreto em relação ao solo, maiores tensões de tração poderão surgir.

7 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Essa dissertação teve como temática o estudo do comportamento estrutural do revestimento de túneis superficiais revestidos em concreto armado, com ênfase na análise da fissuração do revestimento e do impacto obtido nos resultados ao considerá-la ou não. Desse modo, além de estudar as características do comportamento das escavações e dos materiais envolvidos, buscou-se, de maneira a dar seguimento nos trabalhos já desenvolvidos no PPGEC nesta linha, implementar um modelo em elementos finitos, no *software* Ansys, contemplando, além do processo de escavação, diferentes modelos constitutivos para os materiais.

Primeiramente, foram estudados exemplos em elasticidade sem revestimento, cujos resultados em termos de deslocamentos em uma seção do túnel foram comparados com a solução analítica de Park (2004). Desta comparação, foram obtidos resultados satisfatórios (variação percentual máxima de 5,57%), com a deformada da seção transversal apresentando o formato ovalizado esperado para túneis superficiais de seção circular. Além disso, foi estudado o formato da bacia de assentamento e se este estava condizente com a curva gaussiana proposta por Peck (1969), encontrando importantes correspondências: maiores deslocamentos na seção localizada no eixo do túnel, com magnitude mais elevada quanto mais superficial, além de boa concordância com a estimativa do referido autor para o ponto de inflexão. A evolução da convergência de equilíbrio com a profundidade também foi analisada, sendo que, nos exemplos com relações H/D iguais a 5 e 10, os resultados foram comparados com os do programa GEOMEQ91 (destinado a túneis profundos), e mostraram uma ótima aproximação, principalmente para $H/D = 10$, valor limite adotado para o túnel ser considerado superficial.

Por fim, ainda para o maciço, optou-se por estudar, além das citadas análises em elasticidade, dois outros modelos: um plástico, utilizando o critério de Mohr-Coulomb; e um viscoplástico, a fim de contemplar o comportamento a longo prazo, utilizando o modelo de Perzyna, aliado à superfície de plastificação de Von-Mises. Em plasticidade, os resultados em termos da convergência de equilíbrio com as superfícies de Von-Mises e Mohr-Coulomb foram comparados com soluções analíticas, obtendo boa concordância. Em relação ao modelo viscoplástico, validado anteriormente nos trabalhos de Quevedo (2017) e Ferrão (2018), foi feita uma comparação com os programas GEOMEQ91 e Ansys: o resultado, no que diz respeito aos deslocamentos na seção do túnel (ao longo de seu comprimento), apresentou grande semelhança, apesar de não ter sido desenvolvido um patamar de convergência bem definido.

Nos estudos acerca do revestimento, o concreto foi primeiramente tratado como elástico, a fim de verificar se realmente surgiriam regiões tracionadas a depender dos parâmetros utilizados. Nesse sentido, foram variadas três características: a profundidade, o coeficiente de empuxo ao repouso e a forma da seção transversal do túnel. Na análise da influência da profundidade, juntamente as demais características adotadas, não foram encontradas regiões tracionadas, sendo que as tensões de compressão resultaram praticamente uniformes ao longo do perímetro da seção; ademais, foi feita uma comparação acerca do formato da deformada para diferentes valores da relação H/D , onde, mais uma vez, foi possível perceber o aspecto ovalizado dos deslocamentos à medida que o túnel foi simulado como mais próximo à superfície. Em termos de influência do coeficiente de empuxo ao repouso, foram encontradas regiões tracionadas para os valores de $K = 0,5$ e $K = 0,8$ estudados, tanto na direção radial quando circunferencial, sendo que, para o menor valor de K , a tensão principal máxima superou, em mais de uma região da seção transversal, o limite para início de fissuração no concreto. Da mesma forma, para as formas de seção em ferradura e elipse, também foram encontradas regiões tracionadas, com valores de tensão principal máxima que superaram o limite de metade da resistência à tração. Assim, conclui-se que a variação da profundidade por si só não é o fator preponderante para o desenvolvimento da tensão de tração, mas sim algumas condições atreladas aos túneis superficiais, como por exemplo a necessidade de considerar o coeficiente de empuxo ao repouso (K).

Em seguida, uma vez que se idealizou a utilização de um modelo que, além de considerar os efeitos diferidos (deformações por fluência e retração), verificasse também a ocorrência da fissuração e realizasse as respectivas modificações nas tensões para os pontos fissurados, contando com a adição de reforço de armaduras, foi necessária a utilização da ferramenta de customização de materiais do *software* Ansys. Os modelos citados já haviam sido implementados, separadamente, por Quevedo (2017), que simulou o comportamento diferido de túneis profundos, utilizando a teoria da solidificação de Bazant & Prasannan (1989) e a formulação para fluência e retração do CEB-FIP-MC90; e Schmitz (2017), que fez análises de vigas mistas, onde o comportamento do concreto foi simulado por um modelo elastoplástico que considerava a fissuração dos pontos tracionados. Dessa maneira, buscou-se unir os dois modelos em um único, onde, após calculadas as deformações, considerando a fluência e a retração, o nível de tensão fosse verificado e, nos pontos onde fosse atingida a superfície de ruptura e a tração superasse a metade da resistência à tração, fossem realizadas as alterações sugeridas por Hinton (1988).

O passo seguinte foi a modelagem do reforço em armaduras para o revestimento, feito a partir do modelo de armadura incorporada disponibilizado pelo Ansys, em que a armadura é gerada a partir de elementos base, que neste caso são os de concreto. O diâmetro das barras e a área de aço foram determinados a partir de uma taxa de armadura mínima, com os valores que constam na NBR 6118 (2014), resultando em barras de 10 mm, para as duas direções do túnel, nas faces interna e externa.

A partir de então, foram feitas análises da influência dos modelos constitutivos nos resultados. Em uma investigação inicial, onde, com os dados utilizados, a diferença em termos de deslocamentos ao considerar ou não a fissuração do revestimento foi quase nula, o ponto de maior tração no túnel se alterou, sendo possível identificar o efeito do modelo *tension stiffening*: para pontos de maior deformação, uma menor tensão, relacionada ao trecho descendente do modelo para o concreto tracionado, após as tensões ultrapassarem a resistência do concreto à tração.

Ao modificar o comprimento não revestido (d_0), visando obter uma fissuração mais significativa, a convergência apresentou 11% de diferença do modelo elástico para o viscoelástico, nos pontos a 90 e 270°, e, adicionando a fissuração, mais 4%; no ponto a 180°, esse aumento foi de 25% e 8%, respectivamente. Esse acréscimo nos deslocamentos também foi verificado para as bacias de assentamento superficial que, embora de pequena magnitude (por conta da relação H/D perto do limite para túneis superficiais), apresentaram um valor máximo maior para o modelo viscoelástico com fissuração. A tensão nas armaduras também foi avaliada, de forma que o valor máximo da tensão de tração mais do que dobrou para o concreto fissurado, indicando o maior esforço das armaduras na medida em que o concreto deixa de contribuir na resistência à tração. O efeito das deformações a longo prazo também foi avaliado e, após o período de um ano, a convergência de equilíbrio mostrou aumentar cerca de 7% em relação ao instante final da construção do túnel.

Foi realizada, ainda, uma pequena análise paramétrica. Ao fixar os demais parâmetros e alterar o comprimento não revestido (d_0), a resistência característica à compressão do concreto (f_{ck}) e o módulo de elasticidade do maciço (E_m), verificou-se que os resultados de convergência são maiores para maiores comprimentos não revestidos e para menores valores de f_{ck} e do E_m , influências estas que são interativas, pois, ao passo que interferem diretamente na magnitude dos deslocamentos, também interferem na formação de fissuras que, por sua vez, causa maiores deformações no concreto e, conseqüentemente, deslocamentos.

Por fim, são elencadas algumas sugestões para trabalhos futuros e continuidade dos estudos na linha de pesquisa dessa dissertação:

- a) análise paramétrica mais aprofundada da influência das variáveis envolvidas na análise da fissuração, como propriedades do revestimento, temperatura e umidade relativa do ambiente e possibilidade de fissuração por retração diferencial;
- b) análise do efeito de uma maior discretização da malha de elementos, especialmente na espessura do revestimento, para uma melhor visualização das tensões;
- c) consideração de sobrecargas na superfície, simulando construções;
- d) adoção de maciços heterogêneos, com camadas de diferentes tipos de solo ou material rochoso;
- e) estudo da influência da poropressão no campo de tensões;
- f) consideração de carregamentos dinâmicos, como os sísmicos;
- g) desenvolvimento de scripts que calculem, por integração numérica, os esforços no revestimento do túnel (normal e momento fletor) a partir das tensões disponibilizadas pelo Ansys.

REFERÊNCIAS

ALARCON AYALA, I. C. **Customização do software ANSYS para análise de lajes de concreto protendido pelo método dos elementos finitos**. Porto Alegre, 2017. Dissertação de Mestrado – Universidade Federal do Rio Grande do Sul – UFRGS.

ANSYS, Inc. **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. Rio de Janeiro, 2014.

Association Française des Tunnels et de l'Espace Souterrain (AFTES). **Recommendations on the convergence-confinement method**. Paris, v.1, 2001.

BENAMAR, I. **Etude des effets différés dans les tunnels profonds**. Paris, 1996. Tese de Doutorado - Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.

BERNAUD, D. **Tunnels profonds dans les milieux viscoplastiques: approches expérimentale et numérique**. Paris, 1991. 387 f. Tese de Doutorado – École Nationale des Ponts et Chaussées.

BERNAUD, D. Notas de aula da Disciplina de Tópicos em Interação Solo-Estrutura. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. 2008.

BERNAUD, D.; BENAMAR, I.; ROUSSET, G. La « nouvelle méthode implicite » pour le calcul des tunnels dans les milieux élastoplastiques et viscoplastiques. **Revue Française de Géotechnique**, n. 68, 3º trimestre, p. 3-19, 1994.

BERNAUD, D.; ROUSSET, G. La « nouvelle méthode implicite » pour l'étude du dimensionnement des tunnels. **Revue Française de Géotechnique**, p. 5–26, 1992.

BINGHAM, E.C. **Fluidity and Plasticity**. McGraw-Hill, New York, 1922.

BOBET, A. Analytical solutions for shallow tunnels in saturated ground. **Journal of Engineering Mechanics**, v. 127, n. 12, p. 1258-1266, 2001.

BRADY, B. H. G.; BROWN, E. T. **Rock mechanics for underground mining**. 3 ed. Nova Iorque: Springer Science + Business Media, 2004.

CHEN, W. F. & HAN, D. J. **Plasticity for structural engineers**. New York: Springer-Verlag. 606p. 1988.

COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. **Concrete under multiaxial states of stress – constitutive equations for practical design**. State-of-the-art report, Bulletin d'Information No 156, 1983.

COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. **Fib Model code 2010 for concrete structures**. Bulletin No 65, 2012.

CORBETTA, F. **Nouvelles méthodes d'étude des tunnels profonds: calculs analytiques et numériques**. Paris, 1990. Tese de Doutorado - Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.

COSTA, A. **Uma aplicação de métodos computacionais e princípios de mecânica das rochas no projeto e análise de escavações subterrâneas destinadas à mineração subterrânea**. Rio de Janeiro, 1984. Tese de Doutorado - Coppe/UFRJ.

COUTO, E. C. **Um modelo tridimensional para túneis escavados em rocha reforçada por tirantes passivos**. Porto Alegre, 2011. 143 f. Tese de Doutorado – Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS).

Departamento de Estradas e Rodagem do Estado de São Paulo (DER). **Instrução de Projeto para elaboração de túneis subterrâneos (NATM)**. Instrução de Projeto. São Paulo, 2005.

DOLZHENKO, N. **Etude expérimentale et numérique de modèle réduit bidimensionnel du creusement d'un tunnel: développement d'une loi de comportement spécifique**. Villeurbanne, 2002. Tese de Doutorado - Institut National des Sciences Appliquées de Lyon.

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**, Número 59, p. 15-32, 1992.

EISENSTEIN, Z.; BRANCO, P. Convergence—Confinement method in shallow tunnels. **Tunnelling and underground space technology**, v. 6, n. 3, p. 343-346, 1991.

FATTAH, M. Y.; SHLASH, K. T.; SALIM, N. M. Prediction of settlement trough induced by tunneling in cohesive ground. **Acta Geotechnica**, v. 8, n. 2, p. 167-179, 2013.

FERRÃO, W. C. **Estudo de túneis superficiais: influência na convergência e no perfil de assentamento**. Porto Alegre, 2018. Dissertação de Mestrado – Universidade Federal do Rio Grande do Sul – UFGRS.

FRANÇA, P. T. **Estudo Do Comportamento De Túneis - Análise Numérica Tridimensional com Modelos Elasto-Plásticos**. São Paulo, 2006. Dissertação de Mestrado – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.

GOMES, A. M. T. **Túneis urbanos sujeitos a solicitações não uniformes: O túnel do Largo do Carregal na cidade do Porto**. Portugal, 1998. Dissertação de Mestrado – Universidade do Porto.

HEINIÖ, M. **Rock Excavation Handbook**. Sandvik: Tamrock Corp., 1999.

HINTON, E. **Numerical methods and software for dynamic analysis of plates and shells**. Pineridge Press, 1988.

HUNG, C. J.; MONSEES, J.; MUNFAH, N.; WISNIEWSKI, J. **Technical Manual for Design and Construction of Road Tunnels – Civil Elements**. Nova Iorque: US Department of Transportation Federal Highway Administration, National Highway Institute, No. FHWA-NHI-10-034, 2009.

IFTIMIE, T. **Contributions to the concept and structural analysis of precast circular linings for shield driven tunnels**. Bucharest, 1996. Tese de doutorado - Technical university of Civil Engineering Bucharest.

ITA WORKING GROUP ON GENERAL APPROACHES TO THE DESIGN OF TUNNELS. **Guidelines for the design of tunnels**. *Tunnelling and Underground Space Technology*, v. 3, n. 3, p. 247-149, 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 de Doutorado – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

KIRSCH, G. **Die theorie der elastizitat and die bedürfnisse der festigkeitslehre**. *Z. Vereines Deutscher Ing.* 42, p. 797-807, 1898.

LAMÉ, G. **Leçons sur la théorie mathématique et l'élasticité des corps solides**. Bachelier, 1852.

LAZZARI, P. M. **Simulação numérica das etapas construtivas de pontes estaiadas através do método dos elementos finitos**. Porto Alegre, 2016. Tese de Doutorado – Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS).

LECA, E.; NEW, B. Settlements induced by tunneling in soft ground. ***Tunnelling and Underground Space Technology***, v. 22, n. 2, p. 119-149, 2007.

LEE, K. M.; ROWE, R. K.; LO, K. Y. Subsidence owing to tunnelling. I. Estimating the gap parameter. ***Canadian Geotechnical Journal***, v. 29, n. 6, 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. 124, n. 9, p. 846-856, 1998.

LUNARDI, P. **Design and construction of tunnels: Analysis of Controlled Deformations in Rock and Soils (ADECO-RS)**. Milão, Itália: Springer Science & Business Media, 2008.

MARTINELLI, M. **Modelagem de situações de punção em lajes de concreto armado através do Método dos Elementos Finitos**. Porto Alegre: Universidade Federal do Rio Grande do Sul, CPGEC, 168 p., 2003.

MOREIRA, C. M. DA C. Túneis, uma herança ancestral rumo ao futuro. **A obra nasce: Revista de Arquitetura da Universidade Fernando Pessoa**, Porto, Portugal, n. 3, p. 92–115, 2006.

OTTOSEN, N. S. A failure criterion for concrete. **American Society of Civil Engineers. Engineering Mechanics Division. Journal**, v. 103, n. 4, p. 527-535, 1977.

OWEN, D. R. J.; HINTON, E. **Finite elements in plasticity**. Pineridge press, 1980.

PARK, K. H. Elastic solution for tunneling-induced ground movements in clays. **International Journal of Geomechanics**, v. 4, n. 4, p. 310-318, 2004.

PECK, R. B. Deep excavations and tunneling in soft ground. **Proc. 7th Int. Con. SMFE, State of the Art**, p. 225-290, 1969.

PERZYNA P. Fundamental problems in viscoplasticity. **Advances in Applied Mechanics**, vol. 9, 1966.

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, n. 4, 2013.

QUEVEDO, F. P. da M. **Comportamento a longo prazo de túneis profundos revestidos com concreto: modelo em elementos finitos**. Porto Alegre, 2017. Dissertação de Mestrado – Universidade Federal do Rio Grande do Sul – UFRGS.

ROWE, R. K.; KACK, G. J. A theoretical examination of the settlements induced by tunnelling: four case histories. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 20, n. 2, p. 299-314, 1983.

SAGASETA, C. Analysis of undrained soil deformation due to ground loss. **Geotechnique**, v. 37, n. 3, p. 301-320, 1987.

SCHMITZ, R. J. **Estrutura mista aço-concreto: análise de ponte composta por vigas de alma cheia**. Porto Alegre, 2017. Dissertação de Mestrado - Universidade Federal do Rio Grande do Sul – UFRGS.

SILVA, M. A. A. P. da. **Simulações Numéricas para Escavações Subterrâneas**. São José dos Campos, 2008. Tese de Mestrado - Instituto Tecnológico de Aeronáutica.

TAN, W. L.; RANJITH, P. G. Parameters and considerations in soft ground tunneling. **Electronic Journal of Geotechnical Engineering**, v. 8, p. 1, 2003.

TERZAGHI, K. **Theoretical soil mechanics**. Nova Iorque: John Wiley & Sons, Inc. 1943.

VERRUIJT, A.; BOOKER, J. R. Surface settlements due to deformation of a tunnel in an elastic half plane. **Geotechnique**, v. 46, n. 4, p. 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, 2015. Dissertação de Mestrado – Universidade Federal do Rio Grande do Sul – UFRGS.

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, n. 4, p. 821-845, 1974.