

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

COMPORTAMENTO DE TÚNEIS EM FUNÇÃO DE
SISTEMAS DE SUPORTE E IMPERMEABILIZAÇÃO

VIVIANA TRUJILLO GONZÁLEZ

ORIENTADOR: ANDRÉ PACHECO DE ASSIS, PhD

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM GEOTECNIA

PUBLICAÇÃO: G.DM-210/12

BRASÍLIA / DF: JULHO/ 2012

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

**COMPORTAMENTO DE TÚNEIS EM FUNÇÃO DE
SISTEMAS DE SUPORTE E IMPERMEABILIZAÇÃO**

VIVIANA TRUJILLO GONZÁLEZ

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

APROVADA POR:

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

HERNÁN EDUARDO MARTÍNEZ CARVAJAL, DSc (UnB)
(EXAMINADOR INTERNO)

PETRUCIO ANTUNES MARTINS, DSc (Univasf)
(EXAMINADOR EXTERNO)

BRASÍLIA/DF, 13 do Julho de 2012.

FICHA CATALOGRÁFICA

TRUJILLO, VIVIANA GONZÁLEZ

Comportamento de Túneis em Função de Sistemas de Suporte e Impermeabilização.
[Distrito Federal] 2012

xxi, 90 p., 297 mm (ENC/FT/UnB, Mestre, Geotecnia, 2012)

Dissertação de Mestrado - Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia.
Departamento de Engenharia Civil e Ambiental

- | | |
|----------------------------------|------------------------|
| 1. Obras subterrâneas | 2. Sistemas de suporte |
| 3. Sistemas de impermeabilização | 4. Modelagem numérica |
| I. ENC/FT/UnB | II. Título (série) |

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

TRUJILLO, V.G. (2012). Comportamento de Túneis em Função de Sistemas de Suporte e Impermeabilização. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-210/12, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 90 p.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Viviana Trujillo González

TÍTULO DA DISSERTAÇÃO DE MESTRADO: Comportamento de Túneis em Função de Sistemas de Suporte e Impermeabilização

GRAU / ANO: Mestre / 2012

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

Viviana Trujillo González

vitrugon@gmail.com

Medellín / Colômbia

*Dedico este trabalho aos meus pais,
Hernando Trujillo e Nelly González, por
todo o amor, apoio e por sempre ter
acreditado em minhas convicções.*

*“Não faças do amanhã o sinônimo de
nunca, nem o ontem te seja o mesmo que
nunca mais. Teus passos ficaram.
Olhes para trás... mas vá em frente
pois há muitos que precisam que chegues
para poderem seguir-te.”*

- Charles Chaplin -

AGREDECIMENTOS

Quando uma meta é alcançada, não só se deve ao compromisso de fazê-la, por trás, sempre existem pessoas que de alguma forma nos apoiam e acreditam em nós. Por isto, quero agradecer profundamente às que estão por perto e às que sem importar onde estão, sempre estiveram comigo de coração formando parte de este triunfo.

Em primer lugar, agradeço a Deus por me acompanhar em todos os momentos da minha vida permitindo-me sair vitoriosa nos tempos de fraqueza.

A toda minha família pelo amor, o apoio e a confiança incondicional que me deram sempre, principalmente, a meus pais, meus irmãos e meus sobrinhos que são minha força e animação em todo momento para continuar com meus objetivos.

A meu orientador, o professor André Pacheco de Assis, por seus ensinamentos, sua confiança, motivação e apoio ao longo deste caminho percorrido, especialmente por seu calor humano tornando-o numa grande pessoa.

Aos professores de Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, pelos conhecimentos transmitidos e pelos eventuais auxílios.

Ao Cesar Hidalgo, Claudia Gomez e Paola Isaza, por seu valioso apoio no começo e durante grande parte deste caminho.

Aos meus amigos e colegas da Geotecnia, por compartilhar seus conhecimentos, pelo apoio anímico e pela colaboração e amizade. À Rosa Dueñas, Paolin Cáceres e Lorena Mendoza, por me acolher, pela convivência, pelos momentos de desconcentração e por me brindar sua amizade.

À Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) pelo apoio financeiro, sem o qual este trabalho não poderia ter sido realizado.

Finalmente, quero expressar meu profundo agradecimento a quem com sua ajuda, apoio e compreensão me incentivarão a lograr esta bela realidade.

COMPORTAMENTO DE TÚNEIS EM FUNÇÃO DE SISTEMAS DE SUPORTE E IMPERMEABILIZAÇÃO

RESUMO

Uma grande parte dos problemas identificados nas obras subterrâneas se relaciona com as infiltrações da água devido às deficiências na impermeabilização. Na atualidade, por requisitos ambientais, o controle do nível do lençol freático vem sendo cada vez mais exigente quanto à estanqueidade. Portanto, utiliza-se sistemas de suporte de túneis compostos por membranas impermeáveis, sejam de PVC ou projetadas, colocadas entre as camadas de concreto projetado, alterando o carregamento final no suporte, bem como a concepção estrutural para fins de projeto. As membranas projetadas proporcionam melhores características de adesão entre os suportes primário e secundário permitindo uma melhor interação entre as camadas e assim, uma melhor eficiência no processo de transferência de carga do maciço para o sistema de suporte. Nesta dissertação se aborda o estudo do comportamento dos sistemas de suporte e os efeitos da inclusão da membrana impermeável tanto para sistemas de impermeabilização tipo submarinos quanto para sistemas guarda-chuva. As análises numéricas foram feitas empregando o método dos elementos finitos, considerando túneis rasos com seção circular construídos em maciço homogêneo e isotrópico sob variadas configurações do nível do lençol freático. Nas simulações se avaliaram ambos os sistemas de impermeabilização nos três tipos de suporte de túneis: camada única “*Single Shell Lining*” (que não conta com manta impermeável), camada dupla “*Double Shell Lining*” (com geomembrana de PVC) e camada composta “*Composite Shell Lining*” (com membrana projetada). Finalmente foi realizada uma análise paramétrica variando o nível do lençol freático. Os resultados mostram que por seu comportamento monolítico os sistemas de suporte impermeabilizados com membrana projetada apresentam menores esforços internos solicitados no suporte secundário do que com geomembrana de PVC, portanto, consegue-se diminuir a espessura de concreto. Também ilustram que estruturas de suporte com sistema de impermeabilização tipo guarda-chuva são muito mais sensíveis na distribuição de esforços ao longo do suporte secundário frente a variações no nível freático.

TUNNEL BEHAVIOUR BASED SYSTEMS SUPPORT AND WATERPROOFING

ABSTRACT

Most of the problems identified in the underground works are related to water infiltration due to deficiencies in waterproofing. Currently, for environmental requirements, the control of groundwater level is becoming more demanding in terms of sealing of the constructions referred. For this reason are used tunnels support systems compounds of impermeable membranes, either PVC or sprayed, confined between the supports shotcrete, altering the final stress on the support and its structural conception for design purposes. Projected membranes provide better adhesion characteristics between primary and secondary supports, allowing better interaction between the layers and thus a better efficiency in the process of charge transfer to solid support. The deal in this dissertation is to study of behavior support systems and the effects of the inclusion of the impermeable membrane both waterproofing systems such "submarine" as systems "umbrella". The numerical analyzes were performed by the finite element method and considered tunnels with circular section, built in homogeneous and isotropic solid under several configurations of groundwater level. In the simulations we evaluated the two waterproofing systems in the three kinds of tunnel support design: *Single Shell Lining* (does not have mantle waterproof), *Double Shell Lining* (with geomembrane PVC) and *Composite Shell Lining* (with sprayed membrane). Finally a parametric analysis was performed varying the level of groundwater. The results showed that their behavior monolithic the support systems designed with waterproof sprayed membrane have lower solicitations of internal stress in the secondary support that systems designed with geomembrane PVC, being possible to reduce their thickness. Also showed, that the supporting structures designed with waterproofing system kind "umbrella" are more sensitive to variations in stress distribution against removal in the groundwater level.

COMPORTAMIENTO DE TÚNELES EN FUNCIÓN DE SISTEMAS DE SOPORTE E IMPERMEABILIZACIÓN

RESUMEN

Una gran parte de los problemas identificados en las obras subterráneas se relaciona con las infiltraciones de agua debido a las deficiencias en la impermeabilización. Actualmente, por requisitos ambientales, el control del nivel del agua subterránea está siendo cada vez más exigente en cuanto al sellado de las obras. Por esta razón se utilizan sistemas de soporte de túneles compuestos por membranas impermeables, ya sean de PVC o proyectadas, colocadas entre las capas de concreto lanzado, alterando las cargas finales en el soporte y su concepción estructural para fines de diseño. Las membranas proyectadas proporcionan mejores características de adherencia entre los soportes primario y secundario permitiendo una mejor interacción entre las capas y así, una mejor eficiencia en el proceso de transferencia de carga del macizo para el sistema de soporte. En esta disertación se aborda el estudio del comportamiento de los sistemas de soporte y los efectos de la inclusión de la membrana impermeable tanto en sistemas de impermeabilización tipo “submarinos” como en sistemas “sombrija”. Los análisis numéricos fueron realizados por el método de los elementos finitos, considerando túneles rasos con sección circular, construidos en macizo homogéneo e isotrópico bajo diversas configuraciones de nivel de agua subterránea. En las simulaciones se evaluaron los dos sistemas de impermeabilización en los tres tipos de diseño de soporte de túneles: única capa “*Single Shell Lining*” (no cuenta con manta impermeable), doble capa “*Double Shell Lining*” (con geomembrana de PVC) y capa compuesta “*Composite Shell Lining*” (con membrana proyectada). Finalmente fue realizado un análisis paramétrico variando el nivel de agua subterránea. Los resultados mostraron que por su comportamiento monolítico los sistemas de soporte diseñados con membrana impermeable proyectada presentan menores solicitaciones de esfuerzos internos en el soporte secundario que los sistemas diseñados con geomembrana de PVC, siendo posible la disminución en la espesura de concreto. También mostraron que las estructuras de soporte diseñadas con sistema de impermeabilización tipo “sombrija” son más sensibles a variaciones en la distribución de esfuerzos frente a mudanzas en el nivel de agua subterránea.

ÍNDICE

<i>LISTA DE FIGURAS</i>	<i>xii</i>
<i>LISTA DE TABELAS</i>	<i>xvi</i>
<i>LISTA DE SÍMBOLOS, NOMENCLATURA E ABREVIATURAS</i>	<i>xvii</i>

CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO..... ***1***

CAPÍTULO 2 - TÚNEIS RASOS..... ***5***

2.1. MÉTODO DE CONSTRUÇÃO SEQUENCIAL (NATM)	5
2.2. CONCRETO PROJETADO EM TÚNEIS.....	7
2.2.1. IMPORTÂNCIA DO CONCRETO PROJETADO NA IMPERMEABILIZAÇÃO DE TÚNEIS	7
2.2.2. PROCESSOS DE PROJEÇÃO DE CONCRETO.....	9
2.2.3. SISTEMAS DE SUPORTE	10
2.2.3.1. Suporte de camada única (SSL).....	13
2.2.3.2. Suporte de camada dupla (DSL).....	14
2.2.3.3. Suporte composto (CSL).....	17
2.3. SISTEMAS DE IMPERMEABILIZAÇÃO DE TÚNEIS.....	22
2.3.1. SISTEMA PARCIAL OU GUARDA-CHUVA	22
2.3.2. SISTEMA TOTAL OU SUBMARINO.....	24
2.3.3. ESCOLHA DO SISTEMA DE IMPERMEABILIZAÇÃO	25
2.4. MÉTODOS ANALÍTICOS DE DIMENSIONAMENTO	25
2.4.1. ANÁLISE DA ESTABILIDADE NA FRENTE DA ESCAVAÇÃO.....	26
2.4.2. ESTIMATIVA DOS MOVIMENTOS INDUZIDOS NO MACIÇO.....	27
2.4.3. AVALIAÇÃO DOS ESFORÇOS NO SUPORTE	30

CAPÍTULO 3 - MODELAGEM NUMÉRICA..... ***35***

3.1. ANÁLISES BIDIMENSIONAIS.....	36
3.2. MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS (MEF)	37

3.3.	PROGRAMA PLAXIS	39
3.3.1.	MALHA DE ELEMENTOS FINITOS.....	41
3.3.1.1.	Elementos de solo tipo “soil”	41
3.3.1.2.	Elementos de placa tipo <i>plate</i>	42
3.3.1.3.	Elementos de interface	43
3.3.2.	MODELOS CONSTITUTIVOS	44
3.3.2.1.	Modelo elástico linear	44
3.3.2.2.	Modelo elastoplástico	45
3.3.2.3.	Modelo Hardening Soil	47
<i>CAPÍTULO 4 - METODOLOGIA</i>		54
4.1.	DISCRETIZAÇÃO DA MALHA DE ELEMENTO FINITOS	54
4.2.	SIMULAÇÃO DO MACIÇO E DAS ESTRUTURAS DE SUPORTE	55
4.3.	CASO DE ESTUDO	58
4.4.	SEQUÊNCIA CONSTRUTIVA	61
<i>CAPÍTULO 5 - APRESENTAÇÃO E ANÁLISES DOS RESULTADOS</i>		64
5.1.	SENSIBILIDADE DOS PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA DA INTERFACE ...	65
5.2.	ESFORÇOS INTERNOS MOBILIZADOS NO SUPORTE SECUNDÁRIO.....	69
5.2.1.	ANÁLISE DOS ESFORÇOS NO PROJETO SSL.....	69
5.2.2.	ANÁLISES DOS SISTEMAS DE IMPERMEABILIZAÇÃO	71
5.2.3.	ANÁLISE PARAMÉTRICA DO EFEITO DO NÍVEL D'ÁGUA.....	78
5.3.	CÁLCULO DO FATOR DE SEGURANÇA	81
5.3.1.	SUPORTE PRIMÁRIO	81
5.3.1.	SUPORTE SECUNDÁRIO	83
<i>CAPÍTULO 6 - CONCLUSÕES</i>		84
<i>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS</i>		87

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1. Exemplos de parcialização de seção (Geotécnica, 2009).	7
Figura 2.2. Critérios para o concreto projetado (Lemke, 2005).	8
Figura 2.3. Diagrama do processo de projeção por via úmida (modificado – Negro, 2011). 10	
Figura 2.4. Diagrama do processo de projeção por via seca (modificado - Negro, 2011). ...	10
Figura 2.5. Curva de convergência para diferentes suportes.	11
Figura 2.6. Similitude do sistema de suporte do túnel com a ação de duas vigas colocadas uma em cima da outra (modificado – BASF, 2011).	13
Figura 2.7. Esquema do suporte de camada única, SSL (enelSubte.com, 2008).	14
Figura 2.8. Desenho do suporte de camada dupla, DSL (Sika, 2011).	15
Figura 2.9. Aplicação de cargas no suporte DSL (modificado – Dimmock, 2011).	15
Figura 2.10. Seção do suporte composto, CSL (modificado - Holter & Aldrian, 2011).	18
Figura 2.11. Comparação entre os sistemas DSL e CSL (modificado –BASF, 2011).	18
Figura 2.12. Variação do módulo de Young, E em função do alongamento e F_{max} contra alongamento (BASF, 2011).	19
Figura 2.13. Desenho do revestimento composto, CSL e aplicação de cargas (modificado - Dimmock, 2011).	20
Figura 2.14. Mecanismo de falha nos sistemas de suporte: a) DSL; b) CSL. (modificado – Holter & Aldrian, 2011).	20
Figura 2.15. Sistemas de impermeabilização de túneis: a) “guarda-chuva”; b) “submarino” (Rocha et al., 2005).	22
Figura 2.16. Sistema guarda-chuva incluindo detalhes de drenagem (modificado - Rodríguez, 2008).	23
Figura 2.17. Sistema submarino incluindo detalhes de drenagem (modificado - Rodríguez, 2008).	24
Figura 2.18. Esquema de túnel para análise de estabilidade da frente (Leca <i>et al.</i> , 2000).	27
Figura 2.19. Distribuição tridimensional dos recalques induzidos pela escavação (Attewell <i>et al.</i> , 1986).	28
Figura 2.20. Perfil transversal dos recalques superficiais (curva de Gauss).	29
Figura 2.21. Perda de solo próximo à frente de escavação (Martins, 2008).	30

Figura 2.22. Atraso na instalação do suporte.	33
Figura 2.23. Curvas características para diferentes comportamentos do maciço (modificado – Gomes, 2006).	33
Figura 3.1. Sequência de passo requeridos pelo método de redução das tensões do maciço.	36
Figura 3.2. Esquema do processo de discretização (Díaz & Alvarado, 2008).	38
Figura 3.3. Sistema a ser analisado.	38
Figura 3.4. Exemplo de um problema de deformação plana e de um axissimétrico (PLAXIS, 2002).	40
Figura 3.5. Convenção de sinais para as tensões (PLAXIS, 2002).	41
Figura 3.6. Localização dos nós e os pontos de tensão em elementos de solo (modificado - Plaxis, 2002).	42
Figura 3.7. Localização de nós e pontos de tensão em elementos de viga de cinco e de três nós (modificado - Plaxis, 2002).	43
Figura 3.8. Distribuição de nós e pontos de tensão em elementos de interface e sua conexão aos elementos de solo (PLAXIS, 2002).	44
Figura 3.9. Relação hiperbólica para um carregamento isotrópico em um ensaio triaxial drenado (PLAXIS, 2002).	48
Figura 3.10. Superfície de plastificação do modelo <i>Hardening Soil</i> : (a) sucessivos posicionamentos no plano $p-q$; (b) contorno total no espaço das tensões principais (Martins, 2008).	50
Figura 3.11. Curva tensão-deformação de um ensaio edométrico (PLAXIS, 2002).	52
Figuras 4.1. Malha de elementos finitos adotada para a modelagem do túnel.	55
Figuras 4.2. Esquema do caso de estudo (túnel superficial).	58
Figuras 4.3. Parcialização da seção transversal do túnel.	61
Figuras 4.4. Fase inicial (a) pressões de água (b) tensões iniciais.	62
Figuras 4.5. Pressões de água a partir do nível freático rebaixado.	62
Figuras 4.6. Sequência das fases de construção.	63
Figuras 4.7. Pressões de água finais para o sistema de impermeabilização: a) submarino; b) guarda-chuva.	63

Figura 5.1.	Convenção de sinais para.....	65
Figura 5.2.	Influência dos parâmetros de resistência na distribuição da força normal mobilizada ao longo do suporte secundário no sistema submarino, com variação de: a) E no caso GM; b) E no caso MP; c) ϕ no caso GM; d) ϕ no caso MP; e) σ_t no caso GM com $\phi = 0^\circ$; f) σ_t no caso MP; g) σ_t no caso GM $\phi = 14^\circ$; h) c no caso GM.	66
Figura 5.3.	Influência dos parâmetros de resistência na distribuição do momento fletor mobilizado ao longo do suporte secundário no sistema submarino, com variação de: a) E no caso GM; b) E no caso MP; c) ϕ no caso GM; d) ϕ no caso MP; e) σ_t no caso GM com $\phi = 0^\circ$; f) σ_t no caso MP; g) σ_t no caso GM $\phi = 14^\circ$; h) c no caso GM.	67
Figura 5.4.	Comparação da força normal atuante ao longo do suporte secundário, obtida nos projetos DSL, CSL e SSL para NA de dois diâmetros acima do teto do túnel...	69
Figura 5.5.	Comparação do momento fletor atuante ao longo do suporte secundário, obtido nos projetos DSL, CSL e SSL para NA de dois diâmetros acima do teto do túnel.	70
Figura 5.6.	Comparação da força normal atuante ao longo do suporte secundário, obtida nos projetos DSL, CSL e SSL para NA de um diâmetro acima do teto do túnel.....	70
Figura 5.7.	Comparação do momento fletor atuante ao longo do suporte secundário, obtido nos projetos DSL, CSL e SSL para NA de um diâmetro acima do teto do túnel.	71
Figura 5.8.	Desenhos dos esforços internos atuantes no suporte secundário.	72
Figura 5.9.	Esforços internos de compressão atuantes no suporte secundário obtidos nos projetos DSL e CSL com sistema de impermeabilização tipo submarino e NA localizado a dois diâmetros acima do teto do túnel.	73
Figura 5.10.	Esforços internos de compressão atuantes no suporte secundário obtidos nos projetos DSL e CSL com sistema de impermeabilização tipo guarda-chuva e NA localizado a dois diâmetros acima do teto do túnel.	73
Figura 5.11.	Esforços internos de compressão atuantes no suporte secundário obtidos no projeto DSL com os sistemas de impermeabilização tipo submarino e tipo guarda-chuva, considerando o NA a dois diâmetros acima do teto do túnel.....	74
Figura 5.12.	Esforços internos de compressão atuantes no suporte secundário obtidos no projeto CSL com os sistemas de impermeabilização tipo submarino e tipo guarda-chuva, considerando o NA a dois diâmetros acima do teto do túnel.....	74
Figura 5.13.	Esforços internos de momento fletor atuantes no suporte secundário obtidos nos projetos DSL e CSL com sistema de impermeabilização tipo submarino e NA localizado a dois diâmetros acima do teto do túnel.	76
Figura 5.14.	Esforços internos de momento fletor atuantes no suporte secundário obtidos nos projetos DSL e CSL com sistema de impermeabilização tipo guarda-chuva e NA localizado a dois diâmetros acima do teto do túnel.	76

- Figura 5.15. Esforços internos de momento fletor atuantes no suporte secundário obtidos no projeto DSL com os sistemas de impermeabilização tipo submarino e tipo guarda-chuva, considerando o NA a dois diâmetros acima do teto do túnel. 77
- Figura 5.16. Esforços internos de momento fletor atuantes no suporte secundário obtidos no projeto CSL com os sistemas de impermeabilização tipo submarino e tipo guarda-chuva, considerando o NA a dois diâmetros acima do teto do túnel. 77
- Figura 5.17. Análise paramétrica da força axial atuante no revestimento secundário para mostrar a influência do nível de água acima do teto do túnel nos sistemas de impermeabilização submarino e guarda-chuva para o projeto DSL. 79
- Figura 5.18. Análise paramétrica da força axial atuante no revestimento secundário para mostrar a influência do nível de água acima do teto do túnel nos sistemas de impermeabilização submarino e guarda-chuva para o projeto CSL. 79
- Figura 5.19. Análise paramétrica do momento fletor atuante no revestimento secundário para mostrar a influência do nível de água acima do teto do túnel nos sistemas de impermeabilização submarino e guarda-chuva para o projeto DSL. 80
- Figura 5.20. Análise paramétrica do momento fletor atuante no revestimento secundário para mostrar a influência do nível de água acima do teto do túnel nos sistemas de impermeabilização submarino e guarda-chuva para o projeto CSL. 80
- Figura 5.21. Fator de segurança calculado em cada um dos pontos no elemento de suporte primário. 82

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1.	Resumo dos resultados de permeabilidade obtidos por Dantas e Tango em 1990 e Armelin <i>et al.</i> em 1994 (Figueiredo, 2005).....	9
Tabela 2.2.	Ângulos de atrito entre geomembrana de PVC e diferentes materiais segundo Weiss e Batereau em 1987, citado por Ingold (1991).....	17
Tabela 2.3.	Valores de resistência de aderência solo-geomembrana de PVC segundo Williams e Houlihan em 1987, citado por Ingold (1991).	17
Tabela 2.4.	Comparação entre a geomembrana de PVC e a membrana projetada.	21
Tabela 2.5.	Critério de estabilidade em curto prazo para túneis abertos em argila (Marques, 2006).	27
Tabela 4.1.	Parâmetros do maciço e do suporte primário de 10 cm de espessura.	56
Tabela 4.2.	Propriedades dos revestimentos auxiliar e secundário.....	57
Tabela 4.3.	Propriedades atribuídas a elementos de interface para simular elementos de impermeabilização tipo geomembrana de PVC ou tipo membrana projetada....	57
Tabela 4.4.	Nomenclatura dos principais casos analisados nesta dissertação.	59
Tabela 4.5.	Nomenclatura para as simulações realizadas nesta dissertação dos elementos de impermeabilização.	60
Tabela 5.1.	Fator de segurança dos casos principais analisados nesta dissertação.....	83

LISTA DE SÍMBOLOS, NOMENCLATURA E ABREVIATURAS

[D]	Matriz constitutiva do material.
2D	Bidimensional.
3D	Tridimensional.
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas.
A_s	Área da seção transversal do suporte.
ASTM	“ <i>American Society for Testing and Materials</i> ”.
bar	Unidade de pressão.
C	Cobertura do túnel.
c	Coesão.
c'	Coesão efetiva do solo.
CCS	Curva Característica do Suporte.
cm	Centímetro.
CRM	Curva de Reação do Maciço.
CSL	“ <i>Composite Shell Lining</i> ”.
D	Diâmetro do túnel.
d_{eq}	Espessura de placa equivalente.
DSL	“ <i>Double Shell Lining</i> ”.
$d\varepsilon_{ij}^p$	Incrementos de deformação plástica (Lei de fluxo).
E	Módulo de elasticidade.
E_{50}	Módulo de deformabilidade secante à 50% da ruptura.
EA	Rigidez axial.
EI	Rigidez a flexão.
E_{oed}	Módulo de deformabilidade para compressão isotrópica primária.
E^{ref}	Módulo de deformabilidade relativo à tensão de referência.
E_s	Módulo de elasticidade do suporte.
E_{ur}	Módulo de deformabilidade no descarregamento/rearregamento.
EVA	“ <i>Ethylene Vinyl Acetate</i> ” (Copolímero de etileno-vinil acetato).
$F(\sigma_{ij})$	Função de plastificação.
f^c	Superfície de plastificação devido à compressão no modelo Hardening Soil.

f	Superfície de plastificação devido ao cisalhamento no modelo Hardening Soil.
FS	Fator de Segurança.
g	Função do potencial plástico (Lei de fluxo).
g	Gramma.
G	Módulo de rigidez ao cisalhamento transversal.
H	Nível de água acima do teto do túnel.
h	Parâmetro de endurecimento (Lei de endurecimento).
H	Profundidade ao eixo do túnel.
HS	Hardening Soil.
i	Ponto de inflexão da curva de Gauss.
I_s	Momento de inércia da área.
ITA	“ <i>International Tunnelling Association</i> ” (Associação Internacional de Túneis e do Espaço Subterrâneo).
K	Módulo de rigidez volumétrico.
K	Permeabilidade (Lei de Darcy).
K	Parâmetro dependente do tipo de solo.
K	Coefficiente de empuxo ao repouso.
k_x	Coefficiente de permeabilidade horizontal no modelo Hardening Soil.
k_y	Coefficiente de permeabilidade vertical.
L_d	Comprimento entre o ponto médio do ultimo segmento de suporte e a frente de escavação.
L_s	Comprimento do segmento do suporte.
M	Módulo de rigidez edométrico.
M	Momento fletor.
m	Coefficiente adimensional do modelo Hardening Soil.
M'	Momento fletor reduzido devido ao efeito de atraso do suporte.
M^*	Momento fletor final no suporte.
MC	Mohr Coulomb.
MDF	Método das Diferenças Finitas.
MEC	Método dos Elementos de Contorno.
MED	Método dos Elementos Distintos.
MEF	Método dos Elementos Finitos.
N	Fator de sobrecarga.

NA	Nível de água.
NATM	“ <i>New Austrian Tunnelling Method</i> ” (Novo Método Austríaco de Túneis).
p	Tensão média
P_s^*	Pressão de equilíbrio plástico.
pH	Potencial hidrogeniônico.
P_o	Tensão <i>in situ</i> .
p_p	Tensão de pré-adensamento
P^{ref}	Pressão de referência.
P_s	Pressão do suporte (CHANG, 1994).
P'_s	Pressão de equilíbrio elástico do sistema maciço-suporte.
PVC	Policloreto de vinila.
Q	Classificação geomecânica de Barton (“ <i>Tunnelling Quality Index</i> ”).
q	Tensão desviadora de ensaios triaxiais.
q_a	Tensão desviadora equivalente à assíntota de uma hipérbole.
q_f	Tensão desviadora na ruptura.
R	Raio da escavação.
R_f	Coefficiente de ruptura (razão de resistência).
R_{inter}	Fator de redução de resistência.
RMR	Classificação geomecânica de Bieniawski (“ <i>Rock Mass Rating</i> ”).
s	Segundos.
s(x)	Recalque transversal em um ponto x.
$s_{máx}$	Máximo assentamento superficial produzido acima do teto do túnel.
S_u	Resistência não drenada do solo.
T	Tensão normal (SCHWARTZ & EINSTEIN, 1979).
T'	Tensão normal reduzido devido ao efeito de atraso do suporte.
T^*	Tensão normal final no suporte.
TBM	“ <i>Tunnel Boring Machine</i> ”.
UnB	Universidade de Brasília.
UV	Radiação ultravioleta.
V_p	Volume de perda de solo.
V_s	Volume da bacia de recalque por unidade de comprimento do túnel.
V_t	Volume do túnel escavado.
x	Medida de posição.

x, y, z	Coordenadas cartesianas.
α	Fator de alívio.
α, β	Parâmetros da superfície <i>cap</i> no modelo Hardening Soil.
$\alpha c'$	Coesão na interface (Williams & Houlihan, 1987).
γ	Peso unitário do solo.
γ_{sat}	Peso específico saturado do solo.
γ_{unsat}	Peso específico não saturado do solo.
δ'	Ângulo de atrito na interface (Williams & Houlihan, 1987).
ε	Deformação.
ε_1	Deformação principal maior.
ε_2	Deformação principal intermediária.
ε_3	Deformação principal menor.
ε^e	Deformação elástica.
ε^p	Deformação plástica.
ε_v	Deformação volumétrica.
θ	Medida de posição radial.
λ	Fator de proporcionalidade ou multiplicador plástico (Lei de fluxo).
λ	Fator de relaxação do maciço.
λ_d	Fator de atraso do suporte.
λ_y	Fator de plasticidade.
ν	Coefficiente de Poisson.
ν_s	Coefficiente de Poisson do suporte.
ν_{ur}	Coefficiente de Poisson do solo para a situação de descarga-recarga.
σ, σ'	Tensão normal e efetiva, respectivamente.
σ_1, σ'_1	Tensão normal principal maior total e efetiva, respectivamente.
σ_2, σ'_2	Tensão normal principal intermediária total e efetiva, respectivamente.
σ_3, σ'_3	Tensão normal principal menor total e efetiva, respectivamente.
σ_n	Tensão normal na interface.
σ_s	Carregamento na superfície.
σ_t	Resistência à tração admissível.
σ_T	Pressão de suporte aplicada na frente do túnel.
$\sigma_{t,i}$	Resistência à tração da interface.
$\sigma_{t,\text{solo}}$	Resistência à tração do solo.

ϕ Ângulo de atrito.
 ψ Ângulo de dilatação.

CAPÍTULO 1

I NTRODUÇÃO

Atualmente, a maior necessidade de obras subterrâneas se concentra na construção de túneis de tráfego e de utilidades públicas, e cavernas de estocagem e de controle de enchentes, principalmente em centros urbanos densamente ocupados, liberando espaço na superfície para utilizações mais nobres tais como novas áreas para moradia e lazer (Foá & Assis, 2002). No Brasil, está sendo cada vez mais utilizado espaço subterrâneo devido às altas concentrações populacionais nos centros urbanos, o aumento socioeconômico na demanda de transporte de passageiros, além dos altos custos nas desapropriações requeridas para obras de infraestrutura em superfície. Esta alternativa fornece soluções menos agressivas para o meio ambiente, e mais sólidas e sustentáveis ao longo prazo para o desenvolvimento e a revitalização das cidades.

Devido às crescentes exigências ambientais para o controle do nível de lençol freático, a equipamentos de monitoramento cada vez mais sofisticados e mais sensíveis à umidade, ao maior grau de exigência dos usuários e visando minimizar custos de manutenção, vem sendo exigida uma maior estanqueidade em obras subterrâneas, notadamente nas obras metroviárias (Rocha et al., 2005). A maioria dos problemas identificados nas estruturas subterrâneas durante sua vida de serviço, principalmente em túneis de tráfego, está relacionada com as infiltrações de água, sendo alguns deles intrínsecos do tipo de revestimento, mas segundo estudos realizados pela Associação Internacional de Túneis e do Espaço Subterrâneo (ITA), a grande maioria é devido às deficiências na impermeabilização. Portanto, o controle das águas subterrâneas é parte essencial no planejamento, projeto e construção de túneis.

Diferentes tentativas foram empregadas para prevenir a infiltração como foi o caso de injeções no maciço circundante, suportes de concreto com baixa permeabilidade, aplicação de camadas impermeáveis com membrana de mastique asfáltico entre as duas camadas de revestimento de concreto, isolantes projetados com fibra de vidro reforçada etc., mas sem apresentar grandes sucessos (Egger et al., 2004).

Em muitos dos países do mundo, incluído Brasil, o concreto projetado foi o único responsável pela impermeabilização da estrutura, mas no início da década de 80 com a introdução do *New Austrian Tunnelling Method - NATM* (Novo Método Austríaco de Túneis) e devido a altos custos de manutenção por falhas de estanqueidade e lixiviação do concreto durante a execução da obra começaram a se utilizar por primeira vez, na Europa (Suíça e Áustria) e nos Estados Unidos, sistemas de impermeabilização com geotêxtil de polipropileno não tecido e membranas termoplásticas, de PVC ou projetadas, colocadas entre as camadas de suporte primário e secundário para garantir estanqueidade durante a vida útil da obra e proteção do concreto frente a agentes agressivos da água infiltrada. O sucesso na aplicação destas membranas foi devido à redução de custos operacionais e de manutenção pelo que além de se empregar no método *NATM* foi possível expandir sua aplicação para estruturas *cut-and-cover* (Egger et al., 2004).

A utilização das membranas permite alterar o carregamento final no sistema de suporte, bem como sua concepção estrutural para fins de projeto permitindo uma visão de projeto mais econômica e segura (Assis, 2010). Shreyer em 1988 e Pöttler & Klapperich em 2001, citados por Frazén & Celestino (2002), destacam um alto potencial de redução de custos em túneis construídos com este sistema de concreto projetado e membrana impermeável.

Estudos já desenvolvidos sobre inclusão de membrana impermeável entre o revestimento primário e secundário com concreto projetado ou, em casos particulares, com concreto moldado como revestimento definitivo, apresentam no caso da membrana de PVC uma perda da monoliticidade da estrutura devido ao isolamento que proporciona sobre o primeiro revestimento. Portanto, é desprezível a contribuição desse revestimento inicial em concreto projetado, resultando em maiores espessuras de revestimentos totais. Caso contrário ocorre com a membrana projetada já que fornece uma alta força de aderência entre os revestimentos, resultando em espessuras menores de revestimentos totais. Estes sistemas de impermeabilização apresentam uma variação significativa em relação ao custo, equipamento,

prazo, manutenção, entre outros, em função dos parâmetros hidrogeológicos, características do maciço local e da água subterrânea, e do tipo de uso do túnel.

Assim, a presente dissertação visa analisar o comportamento de túneis em função dos sistemas de suporte e impermeabilização por meio de análises numéricas bidimensionais, empregando o método dos elementos finitos (MEF). Levando em consideração o seguinte:

- O estudo dos efeitos e impactos no dimensionamento do sistema de suporte em função dos tipos e elementos de impermeabilização;
- O estudo dos efeitos no sistema de suporte e impermeabilização em função de uma análise paramétrica com diferentes níveis de água (NA).

Esta dissertação pretende contribuir para um efetivo dimensionamento do sistema de suporte composto e a escolha do tipo de impermeabilização que melhor se adapte às condições do terreno, em túneis escavados em solo pelo método sequencial, tipo NATM.

Para a concretização de tais objetivos, inicialmente foi feita uma revisão bibliográfica sobre os sistemas de suportes compostos, executados com a inclusão do sistema de impermeabilização, tipo sanduíche. Assim mesmo foi exposto o desempenho do concreto projetado como sistema de suporte em escavações feitas pelo método NATM e sua função de impermeabilização, além de estudar o comportamento do sistema de suporte em função do tipo de membrana impermeável utilizada e alguns métodos analíticos para estimar os esforços nele atuantes. Do mesmo modo foi feita uma breve revisão sobre o MEF e os modelos constitutivos do material elástico e elastoplástico (*Hardening Soil*).

Foram realizadas as simulações numéricas por meio do *software* de elementos finitos PLAXIS, onde foi modelado um túnel de metrô urbano, em solo argiloso típico de Brasília, a uma profundidade de duas vezes o diâmetro. A partir destas considerações foram analisadas dez possíveis combinações variando o sistema de suporte e impermeabilização, o elemento impermeável e a profundidade do lençol freático, que serão explicados no capítulo correspondente à metodologia. Finalmente, foram analisados os resultados dos esforços solicitantes no sistema de suporte e verificado o equilíbrio interno nas seções do concreto cumprindo com os fatores de segurança estabelecidos, além de apresentar algumas sugestões para futuras pesquisas.

Nesta dissertação, além da Introdução (Capítulo 1) e das Conclusões, serão abordados quatro capítulos principais, os quais são resumidos a seguir.

No segundo capítulo apresenta-se a filosofia do método de escavação sequencial NATM, o aporte do concreto projetado nos sistemas de suporte e sua importância na impermeabilização, o comportamento dos sistemas de suporte compostos, os de sistemas e elementos de impermeabilização, além de uma breve descrição de métodos analíticos empregados na estimativa dos esforços solicitantes no sistema de suporte.

No terceiro capítulo faz-se uma apresentação geral do MEF, o software empregado para as simulações e os modelos constitutivos adotados para os elementos de placa e de solo, elástico linear e elastoplástico com endurecimento (*Hardening Soil*), respectivamente.

O quarto capítulo é dedicado à descrição da metodologia empregada para o desenvolvimento desta dissertação, definindo o caso de estudo, os dados de entrada dos modelos constitutivos empregados, a sequência construtiva adotada para a escavação e posterior instalação de suporte. Por último são apresentados os dez casos considerados.

No quinto capítulo são apresentados os resultados obtidos das modelações numéricas bidimensionais em um estado plano de deformações utilizando o método dos elementos finitos e as análises do comportamento observado para cada um dos casos avaliados. Também são feitas as verificações do equilíbrio interno nas seções do suporte garantido os fatores de segurança.

A finalizar, no Capítulo 6, são escritas as conclusões mais importantes desta dissertação e algumas sugestões para futuros trabalhos a desenvolver no concernente à área temática apresentada.

CAPÍTULO 2

TÚNEIS RASOS

A necessidade de liberação da superfície no espaço urbano devido ao aumento da população, a quantidade de edificações e veículos nas cidades, aliado ao alto custo nas desapropriações, ou por motivos técnicos ou legais, leva à utilização do espaço subterrâneo como meio do crescimento territorial, uma vez que pode abrigar obras, desde infraestrutura de transporte (rodoviário, ferroviário e metropolitano), até redes de utilidades públicas (abastecimentos de água, esgotos, eletricidade, gás e telecomunicações). É por isso que diferentes pesquisadores têm adquirido um ganho de conhecimento sobre as propriedades dos materiais envolvidos na construção e execução das obras e desenvolvido novas técnicas e tecnologias, proporcionando projetos cada vez mais econômicos, seguros e de boa qualidade.

Neste capítulo apresenta-se uma descrição sucinta da filosofia do método de construção sequencial mais utilizado, NATM, assim como conceitos relacionados com o concreto projetado empregado nos sistemas de suporte e sua importância na impermeabilização da estrutura e os sistemas e elementos de impermeabilização empregados na construção de túneis. Do mesmo modo, vai se apresentar alguns dos métodos analíticos para o cálculo da estabilidade da frente de escavação, os movimentos induzidos no maciço e os esforços atuantes no suporte empregados no dimensionamento de túneis.

2.1. MÉTODO DE CONSTRUÇÃO SEQUENCIAL (NATM)

A construção das obras subterrâneas pode ser feita de duas formas, mecanizada mediante máquinas tuneladoras (TBMs) ou de forma sequencial, onde a escavação da frente

esta submetida à pressão atmosférica. O método construtivo e tecnológico empregado depende da geologia, da localização do túnel e das tradições no local. Mas a tendência atual indica predominância do método mecanizado para túneis longos em áreas urbanas, onde as tuneladoras podem agir quase sem afetar as atividades na superfície. Em contraste, a construção sequencial predomina em pequenos túneis e condições variáveis. No entanto, ambos dos métodos podem se combinar na mesma estrutura (Assis, 2010).

Por sua flexibilidade de execução e menor custo o método sequencial *New Austrian Tunnelling Method - NATM* (Novo Método Austríaco de Túneis) vem sendo muito utilizado na construção de túneis, e por isso considerado para o desenvolvimento desta dissertação. Esse é fruto da experiência de execução de túneis em minas de carvão e consiste na instalação da estrutura de suporte (concreto projetado com tela de aço ou fibra metálica como suporte, e quando necessário, se associa a outros elementos como cambotas e tirantes) logo após da escavação parcial do maciço. Uma de suas grandes vantagens é a versatilidade e forma da seção de escavação, que pode ser modificada em qualquer ponto, em função de necessidades geométricas e das parcializações de escavação requeridas, tipo de terreno ou sob forte pressão hidrostática (Rocha et al., 2004).

O método NATM foi oficializado por Ladislau Rabcewicz em 1957, e segundo sua filosofia o maciço deixa de ser um elemento de carga, e começa a trabalhar em conjunto com o sistema estrutural de suporte, para estabilizar a cavidade. Esse método não fixa nenhuma sequência para a abertura da cavidade ou instalação de suporte, e é fundamentado em três princípios básicos: i) o maciço é visto como principal elemento estrutural devido à mobilização das tensões resistentes por deformações controladas; ii) a complementação da estrutura de sustentação deve ser executada pela instalação de um sistema de suporte otimizado para evitar a deformação excessiva do maciço; iii) e deve-se promover a instrumentação do túnel de forma ativa para aferir ou ajustar o sistema de suporte, garantido segurança na escavação e o nível de deslocamentos admissíveis (Foá & Assis, 2002). Quando o método é aplicado propriamente proporciona grande economia para o empreendimento e a conclusão antecipada da obra com um mínimo impacto sobre outras edificações.

A estabilidade da frente e o controle das deformações no maciço podem ser conseguidos por meio de um avanço e parcialização adequados, que depende das características do maciço e da profundidade, tamanho e localização do túnel, que se traduz no tempo de auto-sustentação e comportamento do túnel. Quanto maior o número de etapas,

menor a área unitária de escavação, maior o tempo de auto-sustentação da abertura que não está escorada, e menor os recalques (Geotécnica, 2009). No entanto, uma excessiva parcialização poderá ser mais inconveniente devido à diminuição da velocidade de avanço pela complicação no processo. Também influem na forma de parcialização: as dimensões da seção transversal, equipamentos disponíveis, interferências com edifícios existentes, prazo para execução da obra e custos. O método aceita uma grande variedade de sequências, alguns deles são apresentados na Figura 2.1.

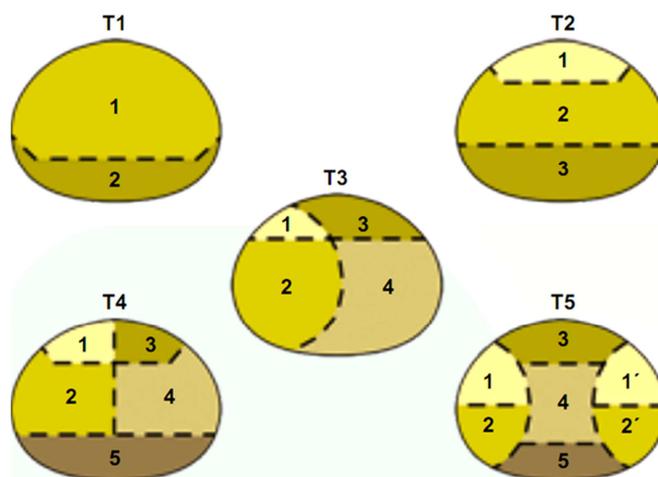


Figura 2.1. Exemplos de parcialização de seção (Geotécnica, 2009).

2.2. CONCRETO PROJETADO EM TÚNEIS

2.2.1. Importância do concreto projetado na impermeabilização de túneis

O concreto projetado é uma mistura formada por cimento, areia, agregado fino, água e aditivos, que é aplicada pneumáticamente, e compactada dinamicamente a grandes velocidades. A Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), por meio da Comissão de Estudos CE 18:306 (ABNT, 1990) o define como um concreto com dimensão máxima de agregado inferior a 4.80 mm, transportado por uma tubulação e projetado sob pressão, a elevada velocidade sobre uma superfície, sendo compactado simultaneamente. Suas propriedades são dependentes do processo de projeção empregado, não obstante, como requisito mínimo deve atender altas resistências iniciais (desde os primeiros minutos), bombeabilidade adequada ao tipo de equipamento de projeção utilizado, facilidade de projeção e aderência ao substrato e ter uma mínima reflexão (Belohuby & Bracher, 2008).

O concreto projetado é associado à execução de túneis pelo método NATM porque possibilita a abertura no maciço, preenche os vazios da sobre-escavação e permite uma boa interação com o maciço circundante. Por estar em contato direto com o maciço acaba intervindo na qualidade final do sistema de impermeabilização, servindo como barreira de proteção frente aos agentes agressivos e da penetração de água oriunda do lençol freático. Portanto, se considera o primeiro responsável da impermeabilização da estrutura, porém em muitos dos túneis é o único responsável. Contudo, o concreto projetado deverá cumprir com os seguintes critérios de colocação para suportar provisoriamente a escavação e preparar a superfície onde vai ser colocada a membrana impermeável:

- BA: BT = 10:1 (Fig. 2.2);
- Devem ter um raio maior de 300 mm;
- O concreto projetado deve estar acabado com espessura mínima de 5 cm;
- Tela de aço estrutural, parafusos, esticadores etc. devem estar recobertos com um mínimo de 5 cm de concreto projetado;
- As bordas e cantos devem ser arredondados;
- Deve garantir a estabilidade e resistência solicitada;
- Nenhum material quebrado pode ser utilizado como agregado;
- O tamanho de grão de projeção deve ser no máximo de 8 mm.

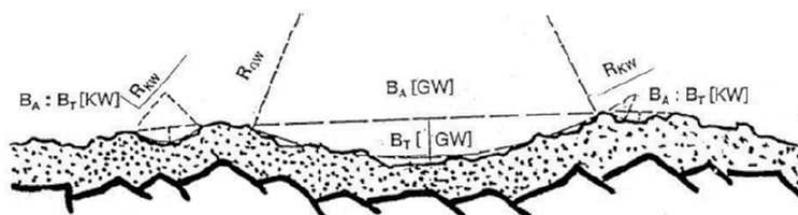


Figura 2.2. Critérios para o concreto projetado (Lemke, 2005).

Estudos realizados por Dantas e Tango em 1990 e Armelin *et al.* em 1994, citados por Figueiredo (2005), mostram que o concreto projetado apesar de ser mais poroso que o concreto convencional apresenta menor permeabilidade, devido a não interconexão de seus poros por a falta de exsudação. Alguns destes resultados de permeabilidade se encontram na Tabela 2.1. Assim mesmo, os estudos constataam que a permeabilidade do material está associada ao nível de fissuração do suporte primário em função da acomodação aos deslocamentos do maciço, porque mesmo que o concreto projetado tenha um baixíssimo

coeficiente de permeabilidade, de nada adianta se estiver fortemente fissurado, pois é por essa via que vai passar a água.

Tabela 2.1. Resumo dos resultados de permeabilidade obtidos por Dantas e Tango em 1990 e Armelin *et al.* em 1994 (Figueiredo, 2005).

Concreto	K (cm/s) (Lei de Darcy)	Volume de vazios permeáveis (%)
Tradicional	$3,41 \times 10^{-9}$	12,9
Projetado	$< 10^{-11}$	15,1
Projetado via seca	$\sim 10^{-8}$ a 10^{-10}	12,4
Projetado via úmida	$\sim 10^{-11}$	14,4

2.2.2. Processos de projeção de concreto

A técnica do concreto projetado é jatear o material contra um alvo de projeção, onde é incorporado, auto-compactando em sucessivas camadas. Sua aplicação pode ser feita por meio de dois tipos de processos, via úmida ou via seca, e depende do tipo de equipamento empregado em função do ponto em que são misturados os componentes sólidos do concreto e a água. Segundo Foá & Assis (2002) a escolha do melhor processo vai depender da disponibilidade do equipamento, fatores físicos e logísticos da obra, tempo disponível, especificações e exigências legais e equipe de projeção.

Via úmida

Na via úmida, as componentes do concreto e a água são misturadas inicialmente, depois a mistura é conduzida da bomba até o bico, sendo o ar comprimido utilizado para acelerar a projeção no bico. A Figura 2.3 apresenta o esquema básico do processo. Dependendo do tipo de bomba empregado, de pistões ou de rotor, têm-se produções de até 10 m³/h ou até 15 m³/h respectivamente, já equipamentos mais modernos permitem produções de 6 a 30 m³/h (Lobato et al., 2005).

Via seca

Na via seca, a mistura é realizada ao final, justo antes da projeção do concreto, ou seja, o cimento e agregados são conduzidos em seco por ar comprimido por um mangote até o bico de projeção, onde é adicionada água. Os primeiros equipamentos utilizados apresentavam produções de 3 a 6 m³/hora, já equipamentos de uso atual permitem produções de até 10 m³/h

aceitando umidade do material de até 10% e com operação simplificada (Lobato et al., 2005). Atualmente é a técnica mais usada no Brasil devido à facilidade de projeção descontínua e os custos iniciais dos equipamentos necessários serem mais baratos. A Figura 2.4 apresenta o esquema básico do processo.

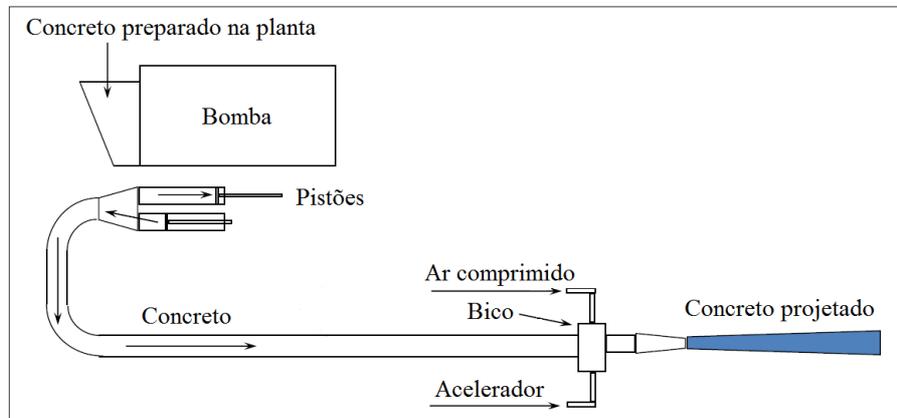


Figura 2.3. Diagrama do processo de projeção por via úmida (modificado – Negro, 2011).

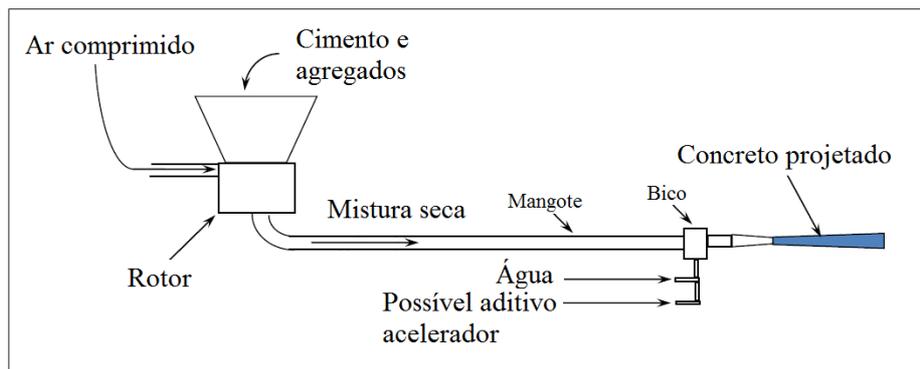


Figura 2.4. Diagrama do processo de projeção por via seca (modificado - Negro, 2011).

2.2.3. Sistemas de suporte

O sistema de suporte é utilizado para garantir certos níveis de deslocamentos admissíveis, em busca de uma redistribuição de esforços no maciço e assim diminuir as cargas geradas sobre a estrutura, ou impedir a perda de sua capacidade de auto-suporte devido a uma acomodação excessiva do maciço depois da escavação. Para sua determinação são levados em consideração três princípios fundamentais (Foá & Assis, 2002): i) o tempo de instalação, que é o que constitui o tempo de fechamento do anel; ii) sua rigidez e resistência, para que o sistema de suporte funcione como um cilindro de paredes finas, minimizando cortantes e momentos;

iii) e na necessidade de um suporte de alta capacidade (paredes grossas), é preferível manter as paredes finas e reforçar com tirantes.

A instalação do suporte tem que se dar no tempo ótimo, que seja menor que o tempo de auto-sustentação, e deverá ter rigidez e resistência suficiente para suportar os esforços solicitantes, graficamente essa condição é cumprida quando dado certo deslocamento admissível a curva característica do suporte (CCS), definida integralmente por sua resistência e rigidez, intercepta a curva de reação do maciço (CRM), que representa a perda de confinamento do maciço e o deslocamento nas paredes da abertura. A rigidez do suporte deve ser tal que pode acompanhar as deformações no maciço, não sendo muito alta porque restringe as deformações provocando cargas elevadas sobre a estrutura. E sua resistência tem que ser suficiente para abastecer as deficiências estruturais no maciço, evitando deformações excessivas. Assim, um suporte instalado antes da relaxação do maciço, ou seja, antes da redução das tensões por fechamento do anel (efeito arco), precisará de uma estrutura mais onerosa para suportar as cargas. Na Figura 2.5 são apresentadas diferentes situações de instalação do suporte.

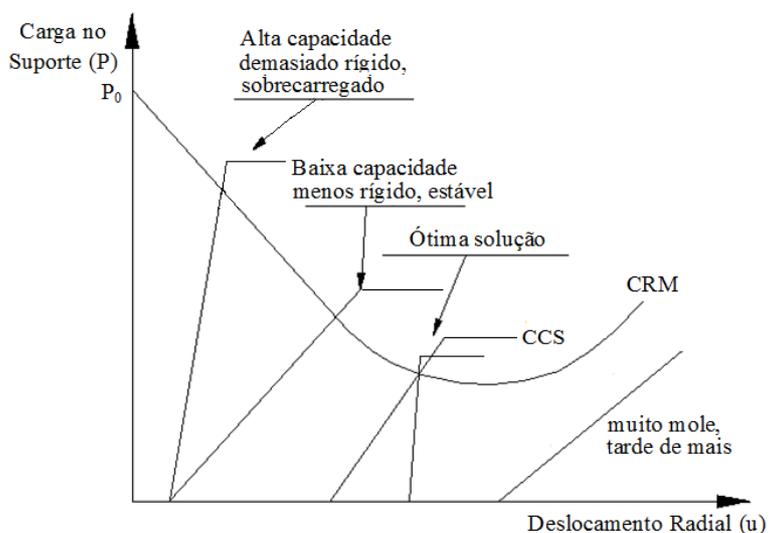


Figura 2.5. Curva de convergência para diferentes suportes.

Os sistemas de suporte podem ser divididos em categorias segundo sua área de aplicação. Assim sendo tem-se: suportes pontuais ou isolados (tirantes ativos), suportes lineares (cambotas e treliças metálicas, e enfilagens cravadas ou injetadas) e suportes superficiais ou contínuos (concreto projetado, concreto moldado *in loco*, suportes segmentados) (Foá & Assis, 2002). Nesta dissertação será abordado o referente ao suporte contínuo em concreto projetado.

O suporte de escavações subterrâneas com concreto projetado oferece um número de vantagens em relação a outros sistemas de suporte, como a cambota metálica. Esse se adapta a qualquer superfície, promovendo suporte imediato para estabilidade da frente de escavação, controlando a deformação do maciço e prevenindo a perda de material nas paredes da escavação, e gerando uma boa interação com o maciço, preservando assim, sua resistência. Outras vantagens do uso de concreto projetado como suporte de túneis são sua rápida instalação em paralelo com elevadas taxas de avanço da escavação e a possibilidade de alteração da mistura dos materiais que compõe o concreto, diante de mudanças nas propriedades do maciço (Goel, 2002).

As técnicas de suporte de túneis têm evoluído em todo o mundo ao longo dos anos, onde o concreto convencional (moldado *in loco* ou pré-moldado) tem sido substituído por uma camada de menor espessura de concreto projetado reforçado com fibra e o sistema de impermeabilização é tão importante mesmo como o concreto projetado. Na prática tradicional se empregaram nos projetos suportes de camada única (SSL), conformados por um suporte primário provisório em concreto projetado, reforçado com malha ou sem reforço algum, e um suporte secundário permanente em concreto convencional sem nenhum tipo de impermeabilização, além do próprio concreto. Devido aos constantes problemas de estanqueidade foi necessário empregar geotêxtil e manta impermeável entre as camadas de suporte como sistema de impermeabilização, dando lugar a suportes de camada dupla (DSL). Desde o ano 2006, estão sendo executados suportes compostos (CSL) onde a manta impermeável esta sendo substituída por membrana projetada, que é aplicada entre camadas permanentes de concreto projetado reforçado com fibra.

Os suportes do túnel (primário e secundário) podem-se comparar com a ação de duas vigas colocadas uma em cima da outra (Fig. 2.6). Se a estrutura é carregada como viga, então, haverá um movimento relativo entre as duas. No entanto, se esses estão fisicamente conectados, a resistência à flexão e a rigidez serão significativamente melhoradas com o que agirão juntos como única unidade, como se tivesse uma espessura maior (BASF, 2011). No caso do suporte de camada única (SSL) a conexão de cisalhamento é dada pela rugosidade da superfície. No suporte composto (CSL), é alcançada por meio da ligação fornecida pela membrana projetada apresentando uma grande melhoria no desempenho. No caso do suporte de dupla camada (DSL) a manta impermeável isola os suportes primário e secundário, evitando alguma conexão entre as camadas.

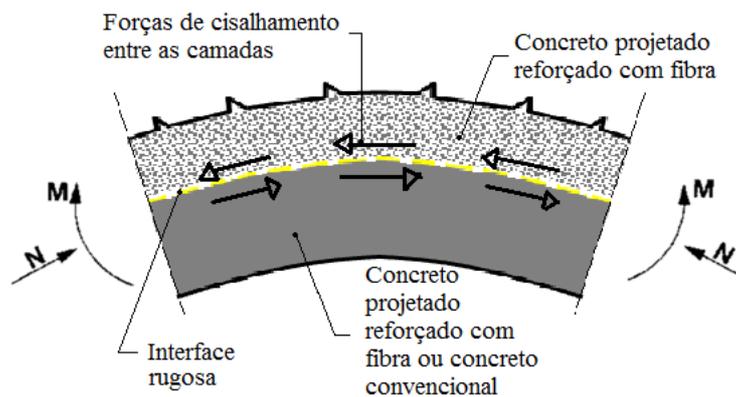


Figura 2.6. Similitude do sistema de suporte do túnel com a ação de duas vigas colocadas uma em cima da outra (modificado – BASF, 2011).

Nesta dissertação se apresentam os três tipos de suportes de túneis mais utilizados na atualidade: suporte de camada única “*Single Shell Lining*” (SSL), sem membrana impermeável; suporte de camada dupla “*Double Shell Lining*” (DSL), com manta impermeável sem adesão entre o suporte primário e secundário; e suporte composto “*Composite Shell Lining*” (CSL), concreto projetado com membrana de dupla adesão.

2.2.3.1. Suporte de camada única (SSL)

Este tipo de suporte de túneis tem sido empregado antigamente e em alguns casos de hoje. Neste sistema, o concreto projetado é o único responsável pela impermeabilização do suporte contando apenas com sua baixa permeabilidade e é executado em duas fases. A primeira consiste de uma camada provisória em concreto projetado, com rigidez e flexibilidade suficiente para absorver esforços, evitar deslocamentos excessivos e acompanhar as deformações impostas pelo maciço (Foá & Assis, 2002). A segunda fase, em concreto convencional, é aplicada justo depois da estabilização dos deslocamentos do maciço. Esta última deverá ser competente para suportar as cargas totais em caso o concreto projetado se degrade e sua função principal é aumentar a segurança e dar estética a obra. Esse tipo de suporte é esquematizado na Figura 2.7.

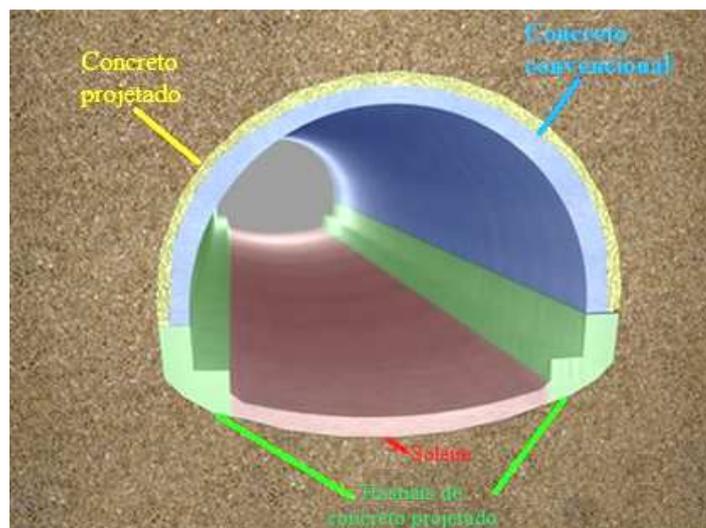


Figura 2.7. Esquema do suporte de camada única, SSL (enelSubte.com, 2008).

As altas vazões de água subterrânea entrando no interior do túnel durante a construção e operação provocam uma rápida deterioração do concreto afetando a funcionalidade, durabilidade, seguridade e qualidade da estrutura, além do aumento nos custos do empreendimento e no prazo da obra. Portanto, se faz necessário dispor de um sistema de impermeabilização fiável, seguro e de longa duração.

2.2.3.2. Suporte de camada dupla (DSL)

Neste tipo de projeto, ao contrário do anterior, é incorporado um geotêxtil e uma manta impermeável, entre o suporte primário e secundário para impedir a migração da água para o interior do túnel, como é apresentado na Figura 2.8. Esse isolamento entre os suportes exige desprezar a contribuição estrutural da primeira camada de concreto projetado, depois que se cumpra com a responsabilidade estrutural durante a fase construtiva, resultando em espessuras totais maiores de revestimento secundário. Dessa forma, o revestimento primário é encarado como uma camada de sacrifício que servirá apenas para reduzir as águas que incidirão sobre o sistema de impermeabilização, diminuir o ataque direto dos agentes agressivos e como suporte para fixação da manta (Figueiredo, 2005).

Na abordagem da aplicação das cargas, o revestimento primário é o encarregado de suportar as cargas devido às deformações do maciço durante o período de construção, e o revestimento secundário vai suportar as cargas totais do maciço e a pressão da água subterrânea ao longo da vida útil (Fig. 2.9). Neste sistema o concreto convencional

permanente apresenta espessuras nominais da ordem de 35 a 60 cm na calota e de 45 a 65 cm no arco invertido segundo as condições geológicas, o nível de água e sobrecargas (Lemke, 2005).

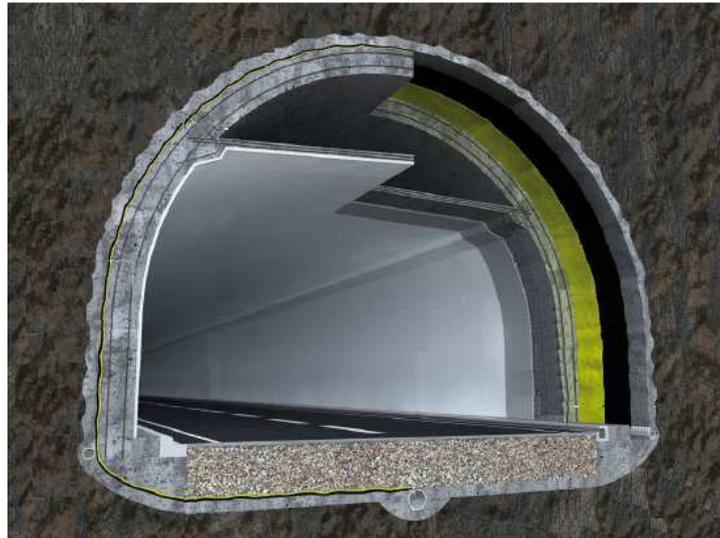


Figura 2.8. Desenho do suporte de camada dupla, DSL (Sika, 2011).

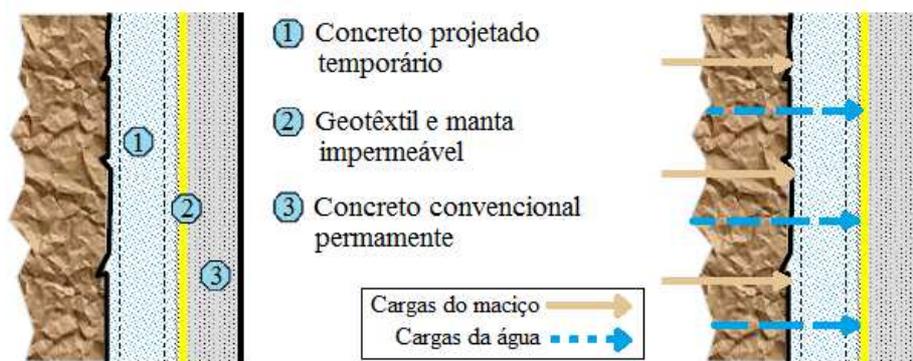


Figura 2.9. Aplicação de cargas no suporte DSL (modificado – Dimmock, 2011).

A seguir serão descritos os elementos principais de impermeabilização utilizados neste tipo de desenho.

Geotêxtil (não tecido)

No uso de geomembrana de PVC é também fundamental o uso de geotêxtil não tecido porque tem como funções principais: proteger contra danos mecânicos, evitando a perfuração da geomembrana nas bordas e pontos salientes, facilitando o deslizamento da mesma por possíveis movimentos convergentes do terreno circundante; e no sistema “guarda-chuva”,

drenar a água no seu plano, para evitar a formação de subpressão e ar na drenagem longitudinal durante o processo de concretagem do revestimento (Rodríguez, 2008).

O geotêxtil não tecido é um produto têxtil permeável constituído por fibras entrelaçadas aleatoriamente de origem químico-orgânico, das que se destaca polipropileno, por serem as que apresentam melhor comportamento em contato com ambientes extremos de pH (Rodríguez, 2008). Atualmente é recomendado instalar geotêxtil não tecido, cem por cento de materiais sintéticos, com gramatura de 500 g/m² a 1000 g/m², dependendo do substrato (Lemke, 2005).

Geomembrana de PVC

O PVC (policloreto de vinila) é a combinação química de carbono, hidrogeno e cloro. Suas matérias primas vêm do petróleo (43%) e do sal comum (57%). As geomembranas de PVC são de materiais poliméricos e termoplásticos, de baixa condutividade hidráulica e de pequenas espessuras empregadas no revestimento que podem sofrer repetidos estágios de aquecimento e resfriamento sem que se alterem suas características básicas (Rebelo, 2003).

Segundo Bagchi em 1990, citado por Rebelo (2003), as geomembranas de PVC oferecem: elevadas características de resistência e deformações; bom desempenho para baixas e elevadas temperaturas; facilidade de emenda e boa trabalhabilidade; baixa resistência aos raios UV e elementos de intempérie; e sua maior limitação é a necessidade de bom controle de qualidade de instalação, pois, qualquer falha na solda pode provocar fugas de água que causariam graves danos se a água encontra-se sob pressão (Palmeira, 1993). Sua função primária é prover uma camada impermeável para controlar a percolação, já que apresentam permeabilidades da ordem de 10⁻¹¹ a 10⁻¹³ cm/s, menor do que outros materiais (Rebelo, 2003) e sua espessura pode variar de 1,5 a 3,0 mm segundo os requisitos do túnel e as condições do local.

Segundo testes (ISO 537-1/3/5) realizados por Lemke (2005) se recomenda para a membrana de PVC: modulo de elasticidade $E \leq 30 \text{ MPa}$ dependendo, entre vários aspectos, da suavidade do concreto projetado e as irregularidades da superfície; e resistência a tração na ruptura, $\sigma_t \geq 12 \text{ MPa}$ para garantir um mínimo de resistência para a aplicação. Além de considerar as propriedades da geomembrana num sistema combinado, concreto-geotêxtil-geomembrana-concreto, é fundamental analisar o comportamento da estrutura toda. Para isto, diversos autores têm investigado as propriedades de resistência ao cisalhamento nas

interfaces, coesão ($\alpha c'$) e ângulo de atrito (δ'), sendo α a razão entre adesão na interface e a coesão efetiva do solo (c'). A seguir são apresentadas as Tabelas 2.2 e 2.3 onde se mostram alguns valores de ângulo de atrito e coesão nas interfaces a considerar neste trabalho.

Tabela 2.2. Ângulos de atrito entre geomembrana de PVC e diferentes materiais segundo Weiss e Batereau em 1987, citado por Ingold (1991).

Tipo de material	Ângulo de atrito (°)	
	Seco	Saturado
Geotêxtil não-tecido	16 - 24	14 - 24
Areia	27 - 31	22 - 27
Concreto pré-fabricado	27 - 45	27 - 45

Tabela 2.3. Valores de resistência de aderência solo-geomembrana de PVC segundo Williams e Houlihan em 1987, citado por Ingold (1991).

Tipo de solo	δ'	$\alpha c'$
	[°]	[kPa]
Areia de Ottawa	26	0,3
Areia de concreto	33	0,6
Areia com 5% de argila	19	0,8
Areia com 10% de argila	19	0,7
Saprólito	28	0,5
Argila costeira	23	1,6
Deposito glacial	25	1,0

2.2.3.3. Suporte composto (CSL)

O sistema consiste em incorporar uma membrana projetada, espessura de 2 a 5 mm, entre duas camadas de concreto projetado como estrutura sanduíche (Fig. 2.10). Por suas excelentes características esta solução se converte em uma alternativa rápida, efetiva, segura e econômica. É particularmente usada em situações com geometria complexa e espaço limitado.

Esta alternativa de impermeabilização de túneis, com membrana projetada, foi introduzida recentemente e está sendo muito utilizada visto que, em contraste com a manta de impermeabilização proporciona uma ligação dupla na interface com o concreto projetado externo e interno. A aderência evita a migração da água ao longo da interface e permite um comportamento monolítico da estrutura, onde o concreto projetado e a membrana agirão em

conjunto mecanicamente como uma estrutura continua. Dito comportamento admite uma redução significativa na espessura da estrutura (Fig. 2.11), segundo Garshol (2005) comparado com o projeto DSL (com geomembrana) pode economizar até 2/3 da quantidade total de concreto em um túnel escavado a fogo.

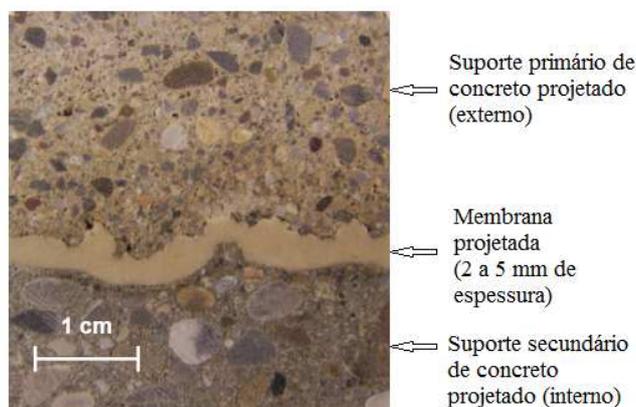


Figura 2.10. Seção do suporte composto, CSL (modificado - Holter & Aldrian, 2011).

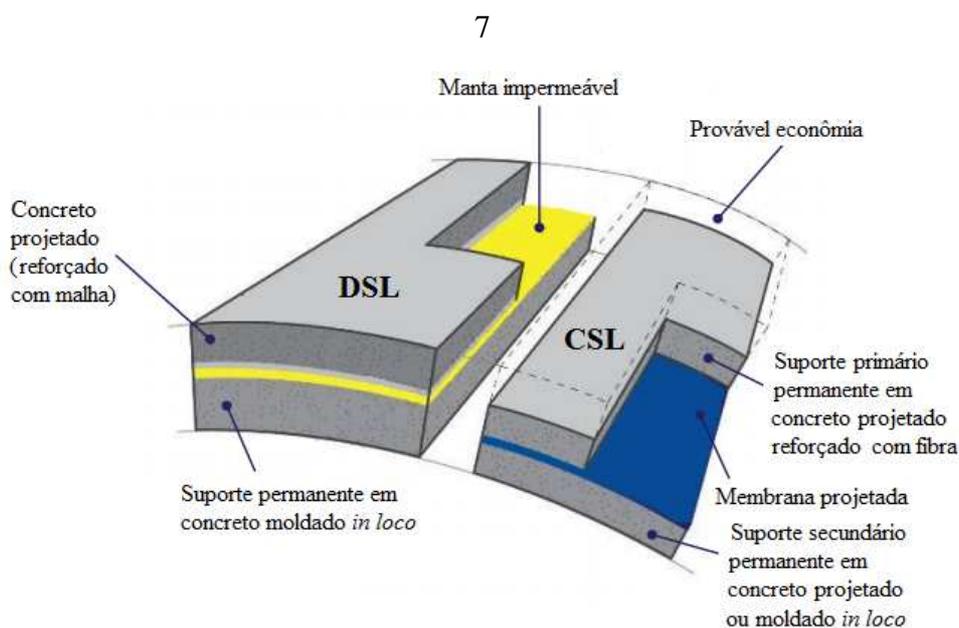


Figura 2.11. Comparação entre os sistemas DSL e CSL (modificado - BASF, 2011).

A membrana é baseada no copolímero de etileno-vinil acetato (EVA) misturado com uma pequena quantidade de cimento especial em forma de pó. Sua aplicação é feita utilizando um equipamento de projeção de concreto pela via seca, adicionando água no bico. Depois de que a membrana, de espessura típica de 3 mm, seja aplicada sobre o concreto projetado será questão de horas para que sua forma mude de pasta pegajosa para uma membrana elástica

(Garshol, 2005). As principais características técnicas de uma membrana projetada podem ser resumidas abaixo (Saraiva & Germann, 2011):

- Resistência a pressão de água: 15 bar ;
- Espessura de aplicação: 2 a 10 mm (típica 3 mm);
- Adesão ao concreto (28 dias): $1,2 \pm 0,2$ MPa em estado seco e 0,5 MPa quando submergido;
- Resistência à tração: 4.0 MPa em estado seco e 1.0 MPa quando submergido;
- Alongamento: 80 a 140% (entre -20 °C e +20 °C);
- Resistência à flexão: $\geq 4,5$ MPa.

Quanto a parâmetros aproximados do ensaio de resistência ao cisalhamento sob condições específicas, finalizado após 25 mm (deformações verticais não permitidas), tem-se as seguintes faixas de valores:

- Ângulo de atrito: $24^\circ - 43^\circ$;
- Coesão: 0,5 - 1,05 MPa;

Como a rigidez da membrana projetada não é constante, sua função deve ser derivada a partir da tensão (F_{max}) e o alongamento (*tensão vs deformação*) como as curvas apresentadas na Figura 2.12.

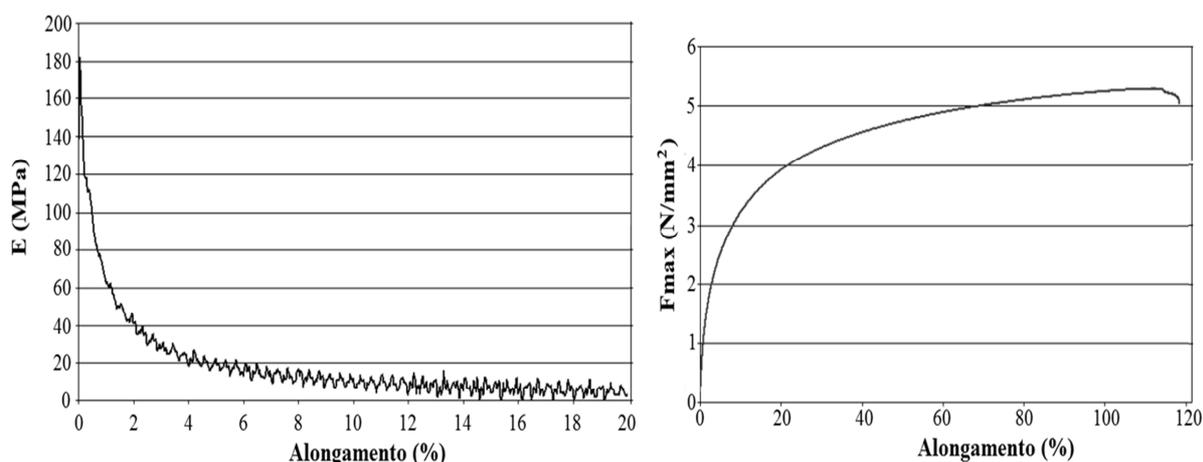


Figura 2.12. Variação do módulo de Young, E em função do alongamento e F_{max} contra alongamento (BASF, 2011).

Neste sistema, o suporte tem que ser capaz de resistir às cargas devidas ao maciço circundante, às águas subterrâneas e as cargas na superfície (Fig. 2.13), assim como as cargas das estruturas internas (iluminação, ventilação, acabados de superfície etc.). As cargas

aplicadas sobre o primeiro revestimento são todas aquelas que têm influência sobre ele, ao longo da vida operacional da obra, até a instalação da membrana e o segundo revestimento. Em túneis construídos acima do lençol freático ou onde a pressão hidrostática é reduzida, o carregamento sobre a primeira camada devido à água subterrânea pode ser negligenciado, sempre e quando a condição permaneça até a instalação do segundo revestimento, mas será levado em consideração à aplicação desta carga por trás da primeira camada para o revestimento composto (BASF, 2011).

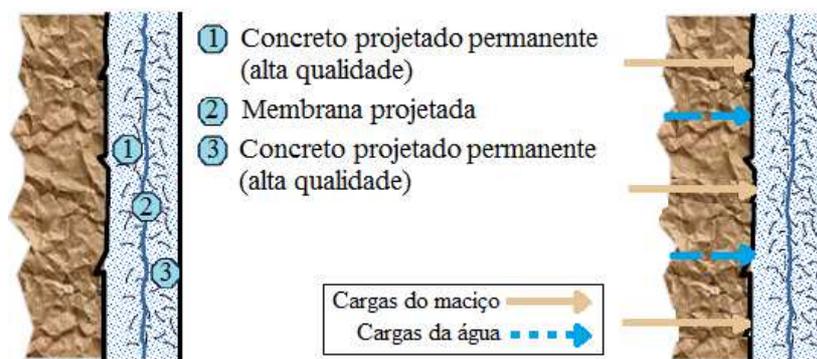


Figura 2.13. Desenho do revestimento composto, CSL e aplicação de cargas (modificado - Dimmock, 2011).

A Figura 2.14 apresenta o mecanismo de falha em um sistema com geomembrana e em outro com membrana projetada segundo Holter & Aldrian (2011). Na Tabela 2.4 apresenta-se sucintamente a comparação de algumas propriedades entre geomembrana e membrana projetada segundo Garshol (2005).

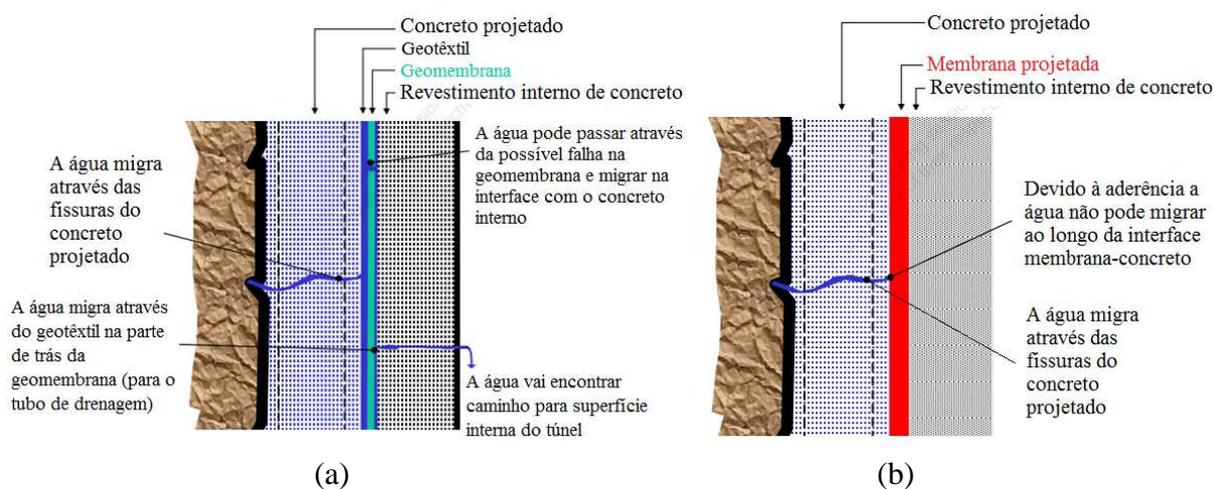


Figura 2.14. Mecanismo de falha nos sistemas de suporte: a) DSL; b) CSL. (modificado – Holter & Aldrian, 2011).

Tabela 2.4. Comparação entre a geomembrana de PVC e a membrana projetada.

Características	Geomembrana de PVC	Membrana Projetada
Juntas	Devem ser soldadas e o controle de qualidade deve ser rigoroso para evitar vazamentos.	Pode-se aplicar simplesmente projetando uma sobreposição de 200 mm.
Instalação	Trabalho intensivo e maior tempo na instalação de folhas grandes e pesadas.	Pode ser realizado manualmente ou por robô, permitindo a passagem fácil de pessoas e equipamentos.
Ondulações na superfície	Deve ser limitado para evitar excesso de alongamento da geomembrana.	Segue as ondulações da superfície.
Proteção	Deve ser protegida do lado do maciço por um geotêxtil.	Nenhuma preocupação.
Contato	Não existe nenhum vínculo entre o concreto e a geomembrana em nenhum dos lados. Portanto, a água pressurizada vai migrar sobre a interface concreto-geomembrana e pode encontrar qualquer ponto de dano e causar vazamento (Fig. 2.14). Difícil de detectar a localização do problema.	Tem vínculo contínuo com o concreto. Portanto, a água pressurizada não irá encontrar possíveis pontos de dano. Mas se a água penetra não vai migrar na interface membrana-concreto e o ponto pode ser facilmente selado por injeção (Fig. 2.14).
Penetração	Depois de penetrar a geomembrana é difícil garantir a estanqueidade.	Parafusos podem ser instalados antes ou depois de aplicar a membrana desde que se realizem simples injeções no ponto.
Fogo	Funde a 80 °C	Funde a 200 °C

Embora, as membranas projetadas apresentem melhores propriedades do que a geomembrana de PVC, sua adequada instalação nem sempre pode ser atingida. Ensaios de laboratório e experiência internacional no campo têm mostrado que as geomembranas de PVC podem ser confiáveis e duradoras quando estão corretamente instaladas, sem uniões defeituosas ou fissuras por onde a água pode infiltrar, o que satisfaz os requisitos de segurança ao longo prazo e a eficiência da estrutura.

2.3. SISTEMAS DE IMPERMEABILIZAÇÃO DE TÚNEIS

O sistema de impermeabilização se compõe da membrana impermeabilizante, o suporte primário de concreto projetado e o anel do suporte final, compreendendo toda a tecnologia de soldadura e fixação, geotêxtil, discos, cintas PVC, tamanho do grão do concreto projetado, tecnologia de injeção (sistema contra pressão de água) etc. (Lemke, 2005). O sistema quanto ao tipo de drenagem pode ser feito de duas formas: parcial ou guarda-chuva, que consiste na colocação da membrana na abóbada e nas laterais do túnel; e total ou submarino, que consiste na colocação da membrana ao longo do contorno do túnel, abóbada, laterais e arco invertido de fundo, como mostrado na Figura 2.14.

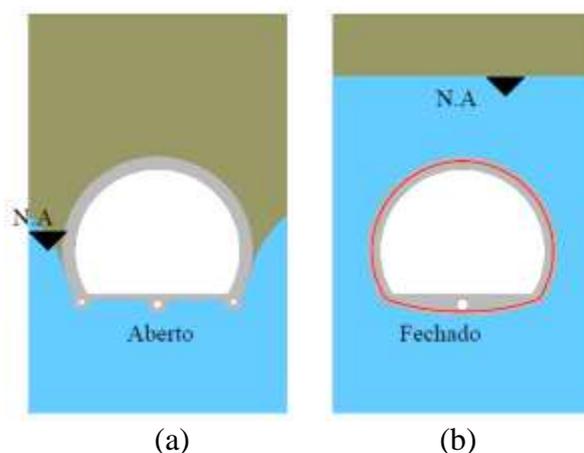


Figura 2.15. Sistemas de impermeabilização de túneis: a) “guarda-chuva”; b) “submarino” (Rocha et al., 2005).

2.3.1. Sistema parcial ou guarda-chuva

Esse sistema é ideal em túneis acima do nível d’água ou quando o maciço circundante apresenta baixa permeabilidade (Rocha et al., 2005). Nesse sistema a membrana é colocada na abóbada e nas laterais do túnel permitindo uma drenagem longitudinal nos limites da

impermeabilização no pé das paredes laterais da estrutura. Esta condição leva a não considerar a força da água sobre a estrutura de suporte, do mesmo modo, será necessário garantir um sistema de bombeamento permanente para que a água seja captada e retirada do túnel, incrementando os custos de operação e manutenção da obra. Também é fundamental considerar o volume da água drenada já que pode alterar o nível do lençol freático e gerar recalques ou danos na superfície.

A Figura 2.16 mostra um exemplo do sistema de impermeabilização com drenagem de água subterrânea, tipo guarda-chuva, ou seja, sem considerar a pressão da água.

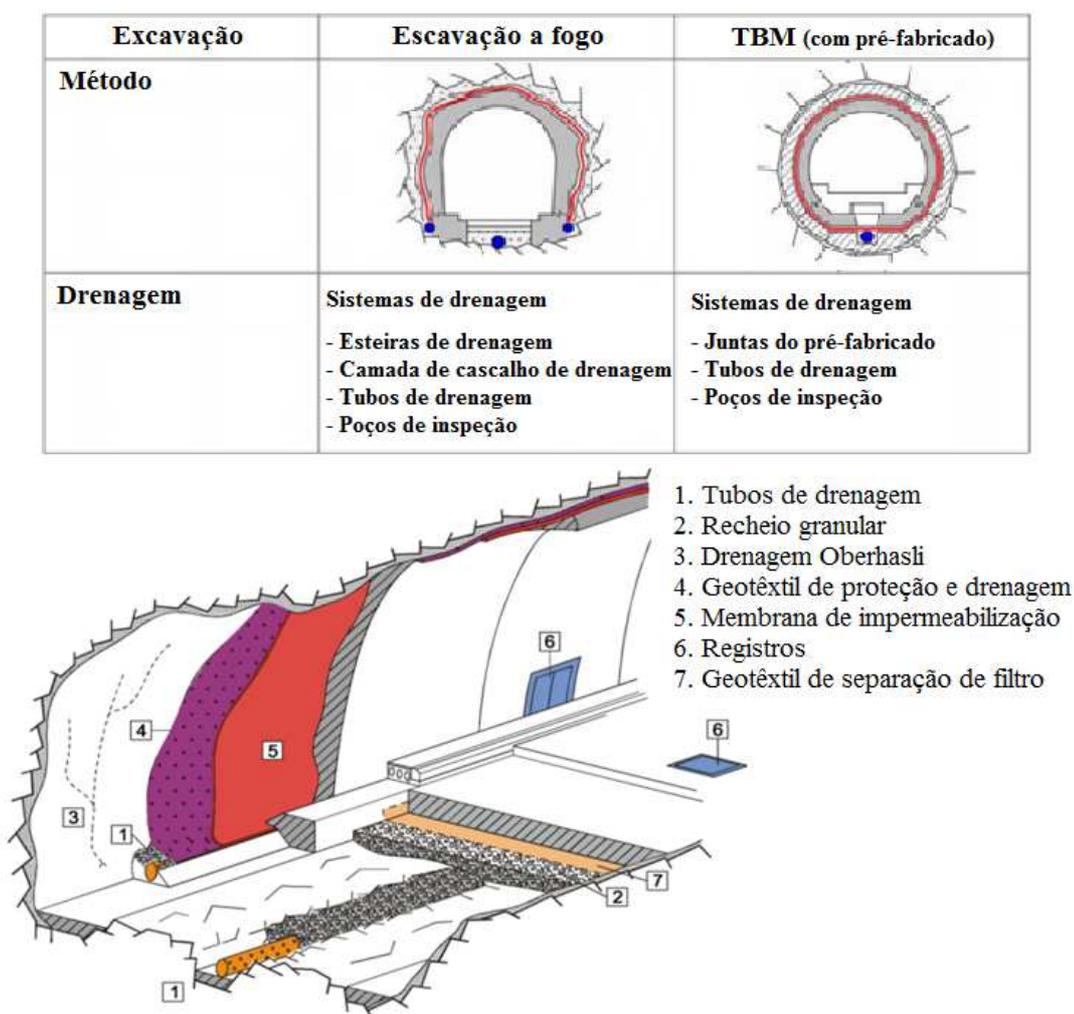
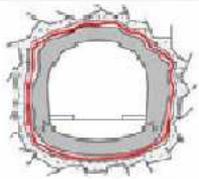
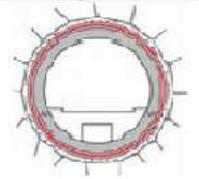


Figura 2.16. Sistema guarda-chuva incluindo detalhes de drenagem (modificado - Rodríguez, 2008).

2.3.2. Sistema total ou submarino

Na impermeabilização fechada, em contraste com o sistema guarda-chuva, a membrana de impermeabilização é colocada em todo o contorno do túnel, portanto, tem-se que considerar o incremento nos requerimentos de resistência do suporte definitivo devido ao esforço adicional criado pela pressão de água, uma vez que só se permite a drenagem durante a fase construtiva. O sistema cria um ambiente estanque (sem drenagem), e é ideal em túneis situados abaixo do nível d'água ou em regiões onde seja muito difícil a manutenção do sistema de drenagem ou que esta não possa ser realizada, ou onde se tenha maciços de alta permeabilidade, ou não se possa efetuar rebaixamento do lençol freático devido a condicionantes ambientais (Rocha et al., 2005). Neste tipo de impermeabilização o conduto de drenagem se localiza no arco invertido e é utilizado só durante a fase construtiva para manter seca a área de trabalho, portanto, se tem uma diminuição de custos ao não precisar de um sistema de bombeamento permanente no interior do túnel para sua operação. A Figura 2.17 ilustra um exemplo do sistema de impermeabilização sem drenagem subterrânea, submarino, considerando a pressão da água.

Excavação	Excavação a fogo	TBM (com pré-fabricado)
Método		
Drenagem	Nenhum	Nenhum

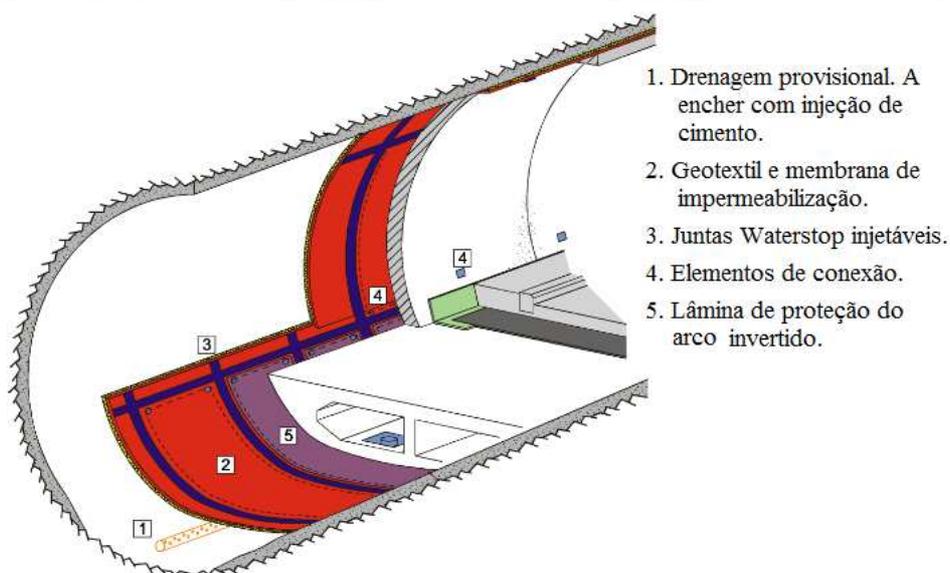


Figura 2.17. Sistema submarino incluindo detalhes de drenagem (modificado - Rodríguez, 2008).

2.3.3. Escolha do sistema de impermeabilização

Em uma obra subterrânea a escolha do sistema de impermeabilização será influenciada por diferentes fatores, como: condição geológica do maciço a ser escavado, já que maciços pouco permeáveis, como argilas, levam a menores vazões de infiltração e menores pressões na membrana de impermeabilização, caso contrário acontece nos maciços muito fraturados, como rocha, onde se concentram altas pressões de água na membrana; composição física e química da água subterrânea devido a que algumas substâncias ali dissolvidas poderão reagir e deteriorar o suporte do túnel e sua impermeabilização; demanda de desempenho de estanqueidade que o sistema de impermeabilização deve atender, já que certos túneis podem admitir maior taxa de infiltração que outros, tais como são os rodoviários sobre os metroviários, já que estes últimos estão dotados de infraestrutura complexa (Nakamura, 2007).

2.4. MÉTODOS ANALÍTICOS DE DIMENSIONAMENTO

As principais preocupações na hora de desenvolver projetos de obras subterrâneas é garantir a segurança interna da obra quanto á rotura do maciço circundante e do suporte, seja primário ou secundário, além de evitar danos importantes em edificações existentes por perto. Essas questões são controladas mediante uma análise da estabilidade na frente da escavação, uma avaliação dos esforços atuantes no sistema de suporte e uma estimativa dos movimentos induzidos no maciço circundante devido sua perturbação física.

Antigamente o dimensionamento era feito empiricamente, por meio da experiência com obras em condições similares, que depois foram bases para diferentes sistemas de classificação geotécnica dos qual se destacam o sistema RMR proposto por Bieniawski em 1973 com versão atualizada em 1989 e o sistema Q proposto por Barton *et al.* em 1974. Na atualidade o dimensionamento é feito pela análise em conjunto das questões acima apresentadas mediante recursos numéricos, em especial com o método dos elementos finitos, porque permite estudar a interação entre o maciço e a estrutura de suporte levando em consideração as condições do terreno, a interação da obra subterrânea com estruturas na superfície, a simulação das diferentes fases de construção etc., e proporciona resultados que concordam mais com a realidade. No entanto, como menciona Almeida e Sousa em 1998, citado por Martins (2008), os dados geotécnicos insuficientes e a indefinição no processo

construtivo simplificam algumas análises subterrâneas, limitando o interesse da utilização desse tipo de soluções.

2.4.1. Análise da estabilidade na frente da escavação

O estudo desta questão consiste em garantir que os movimentos induzidos no terreno por causa da escavação não provocarão a desintegração do maciço circundante até que o sistema de suporte seja instalado. Esses movimentos dependem do método de escavação executado e são consequências da perda de solo do maciço, assim no caso de escavação pelo método NATM, a movimentação do maciço será controlada com o tamanho da seção escavada, o comprimento de avanço de cada etapa de escavação e pelo comprimento livre entre a face de escavação e a última seção com sistema de suporte.

Os métodos simplificados usualmente empregados na análise da estabilidade da frente de escavação estão baseados em cálculos estáticos, no teorema de análises limite e no equilíbrio limite. Entre os baseados em cálculos estáticos está o método empírico proposto por Broms e Bennermark em 1967 e Peck em 1969, citados por Leca *et al.* (2000), referido a um caso estudo de um túnel circular construído em solo coesivo homogêneo (Fig. 2.18) em condições não drenadas e constitui um critério de estabilidade com base a consideração de um fator de sobrecarga, N , definido por:

$$N = \frac{\sigma_S + \gamma H - \sigma_T}{S_u} \quad (2.1)$$

sendo:

σ_S o carregamento na superfície, ao nível do eixo do túnel;

σ_T a pressão de suporte aplicada na frente do túnel (quando requerida);

S_u a resistência não drenada do solo;

γ peso unitário do solo;

H a profundidade ao eixo do túnel ($H = C + D/2$);

C e D a cobertura e o diâmetro do túnel, respectivamente.

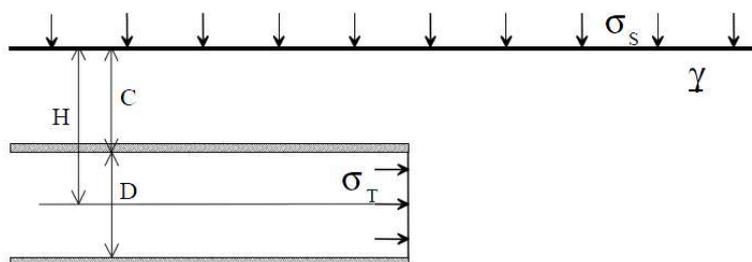


Figura 2.18. Esquema de túnel para análise de estabilidade da frente (Leca *et al.*, 2000).

Segundo o método a instabilidade é apresentada para valores de N entre 5 e 7. Estudos realizados na Universidade de Cambridge mostram que o valor do fator de sobrecarga N , depende da profundidade da cobertura (C) e do diâmetro do túnel (D) e com a condição de $5 \leq N \leq 7$ se obtêm relações de C/D da ordem de 1,5 (Leca *et al.*, 2000). A Tabela 2.5 apresenta o critério de estabilidade em curto prazo para túneis abertos em argila, sugerido por Peck em 1969, citado por Marques (2006).

Tabela 2.5. Critério de estabilidade em curto prazo para túneis abertos em argila (Marques, 2006).

N	Possíveis problemas
1 - 5	Sem maiores problemas
5 - 6	A argila pode descomprimir rapidamente para o interior da escavação
6 - 7	Roturas da frente de escavação, com movimentos importantes do terreno para o interior do túnel.
> 7	Instabilidade global do túnel, com produção de grandes movimentos de terreno. Torna-se muito difícil, se não mesmo impossível, controlar o escudo.

2.4.2. Estimativa dos movimentos induzidos no maciço

A escavação de uma obra subterrânea provoca deformações no maciço circundante que podem repercutir na superfície, de forma a gerar assentamentos consideráveis em

infraestrutura vizinha e ainda mais quando a escavação é realizada a pouca profundidade. Nesse caso, uma bacia de recalques é formada na superfície do terreno e tende a propagar em conjunto com o avanço do túnel (Attewell *et al.*, 1986). Na Figura 2.19 pode-se observar uma distribuição de recalques induzidos pela escavação.

Baseado em observações feitas em diferentes projetos de túneis, Peck em 1969 e citado por Martins (2008), propôs que a bacia de recalques superficial fora caracterizada por meio de uma distribuição normal (curva de Gauss) invertida e descrita através da seguinte expressão:

$$s(x) = s_{m\acute{a}x} \cdot \exp\left(-\frac{x^2}{2i^2}\right) \quad (2.2)$$

Onde:

$s(x)$ é o valor do assentamento a uma distancia x do eixo de simetria do túnel;

$s_{m\acute{a}x}$ é o máximo assentamento superficial produzido acima do teto do túnel;

i é o valor correspondente ao ponto de inflexão da curva e no qual o assentamento é de $0,606 \cdot s_{m\acute{a}x}$ (Fig. 2.20).

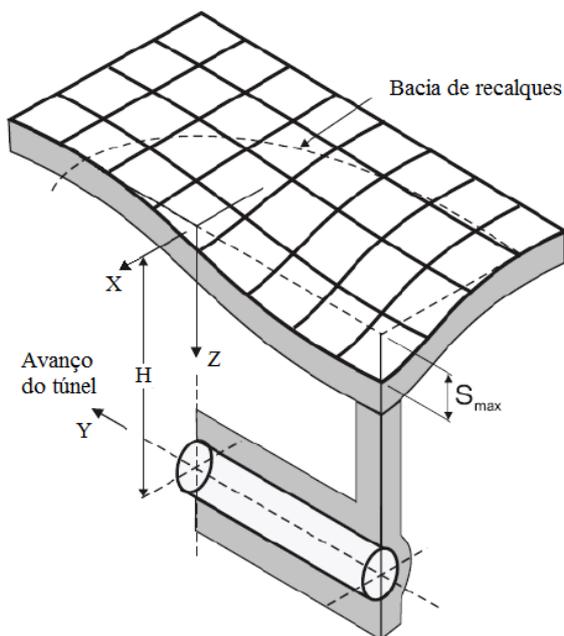


Figura 2.19. Distribuição tridimensional dos recalques induzidos pela escavação (Attewell *et al.*, 1986).

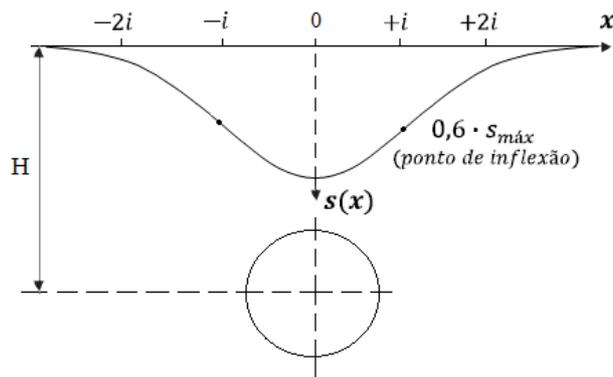


Figura 2.20. Perfil transversal dos recalques superficiais (curva de Gauss).

Da integração da Equação 2.2 se obtém o volume da bacia de recalque por unidade de comprimento do túnel, V_S , ficando:

$$V_S = \int S(x) \cdot dx = \sqrt{2\pi} \cdot i \cdot S_{máx} \quad (2.3)$$

Considerando o mencionado anteriormente, pode-se dizer que a bacia de recalques superficiais é caracterizada pelo volume da bacia por unidade de comprimento do túnel, V_S , e pelo valor correspondente ao ponto de inflexão da curva, i .

A estimativa do parâmetro i depende da profundidade do eixo do túnel, H , e das condições do solo. Uma recente revisão das correlações existentes por Mair & Taylor (1997) concluiu que esse parâmetro poderia ser razoavelmente estimado, utilizando a Equação 2.4. Por outro lado o volume da bacia, V_S , é altamente dependente do método de construção, bem como a mão de obra, portanto o parâmetro será comparado com o volume de solo perdido por unidade de comprimento do túnel, V_P (Fig. 2.21), usualmente expresso como percentagem do volume de solo escavado, $V_P(\%)$ ($V_P(\%) = V_P/V_t$, sendo V_t o volume total de solo escavado), pode-se perceber que quando não existe variação do volume o processo de escavação acontece sem registrar deslocamentos radiais para o interior do túnel. Para um túnel circular de diâmetro D , isso leva a:

$$i = K \cdot H \quad (2.4)$$

$$V_S = V_P(\%) \cdot \frac{\pi D^2}{4} \quad (2.5)$$

Sendo o coeficiente K função do tipo de solo. Com valores típicos para solos argilosos na faixa de 0,4 a 0,6 e para solos granulares na faixa de 0,25 a 0,45. Tem-se que ressaltar que

estas estimativas foram obtidas a partir de observações feitas em fundamentos em sua maioria homogêneas o que significa que serão necessários alguns ajustes para estimar recalques em maciços heterogêneos (Mair & Taylor, 1997).

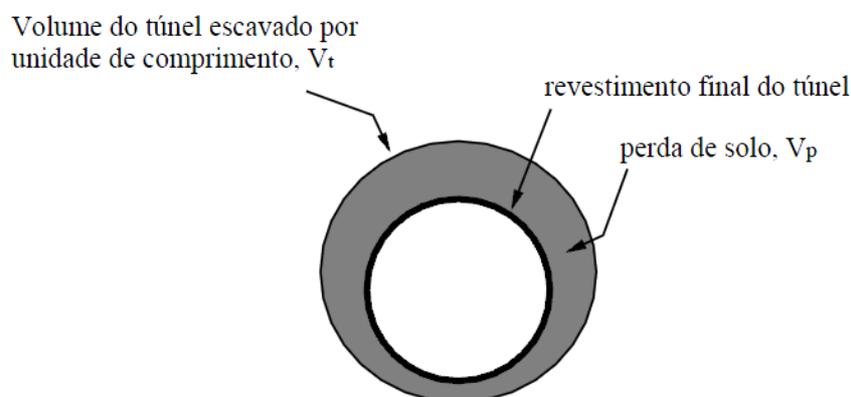


Figura 2.21. Perda de solo próximo à frente de escavação (Martins, 2008).

Segundo a revisão de casos de projetos de túneis feita por Mair em 1996 e citada por Mair & Taylor (1997) a percentagem do volume de solo escavado, $V_p(\%)$, depende do método de escavação executado. Assim, em túneis feitos em argila rija pelo método NATM, o valor de $V_p(\%)$ variará na faixa de 1 a 2%; escavações subterrâneas a face fechada *shield* apresentará valores de $V_p(\%)$ da ordem de 0,5% em solos arenosos e de 1 a 2% em argilas moles; escavações convencionais em argila com revestimento em concreto projetado podem fornecer um controle satisfatório dos movimentos do maciço, registrando valores de $V_p(\%)$ na faixa de 0,5 a 1,5%.

2.4.3. Avaliação dos esforços no suporte

Para o dimensionamento do sistema de suporte empregado em obras subterrâneas, especificamente em túneis, é preciso quantificar os esforços nele atuantes. As forças mais importantes levadas em consideração são as pressões gravimétricas provenientes do maciço, do seu próprio peso e das cargas superficiais, tendo esta última maior importância quando mais superficial seja o túnel. Contudo, as incertezas referentes ao estado inicial de tensões, a magnitude da redistribuição das tensões *in situ* antes e após da instalação do suporte, fazem complicada a estimativa destas forças.

Estudos realizados por diversos autores permitem determinar esses esforços por meio de análises bidimensionais simples como: o método da pressão fictícia interna, proposto por

Panet e Guellec em 1974 e Panet em 1976; o método da redução de rigidez do núcleo, sugerido por Laabmayr e Swoboda em 1978; e o método da redução de carregamento, indicado por Pöttler em 1990 etc. Posteriormente estes métodos foram fortemente criticados por muitos autores, entre eles, por Schwartz & Einstein (1980), que ao compará-los, observaram que estes eram sempre equivalentes quando o coeficiente de empuxo lateral fosse igual à unidade e o túnel estivesse suficientemente profundo para que a variação das tensões com a altura da abertura pudesse ser desprezada. Também, Schweiger e Pöttler em 1997 observaram que somente são aplicáveis para modelagem de túneis envolvendo poucos passos de escavação em uma seção transversal, ou seja, não são válidos para sequências construtivas mais complexas (Gomes, 2006).

Assim mesmo, está o método simplificado da interação maciço-suporte proposto por Schawartz & Einstein (1980) que será abordado nesta seção, o qual apesar de não ter em conta o efeito do tempo no comportamento do suporte, é considerado a base no desenvolvimento de outros métodos mais elaborados que introduzirem o fator do tempo em suas análises.

Esse método de análise simplificado determina os esforços atuantes no sistema de suporte em função da rigidez do suporte em relação ao maciço, o atraso na instalação do suporte e a plastificação do maciço circundante. Com a finalidade de diminuir a complexidade do problema o método impõe as seguintes hipóteses (Schwartz & Einstein, 1980):

- O maciço é tratado como meio contínuo, homogêneo e isotrópico;
- O túnel é único, de seção circular e deve estar localizado pelo menos a dois diâmetros de profundidade;
- O método considera as propriedades do maciço e do suporte constantes ao longo do tempo;
- O maciço apresenta um comportamento elástico perfeitamente plástico;
- O anel de suporte deve estar completamente fechado e é considerado elástico linear;
- O efeito da água é tratado separadamente com outro tipo de análise.

A solução analítica desenvolvida inicialmente considera só os efeitos da rigidez do suporte em relação à do maciço, assume um estado plano de deformações, e apresenta um comportamento elástico linear para o maciço quanto para o suporte. As expressões resultantes para os esforços internos solicitantes de compressão, T , e de flexão do suporte, M , considerando deslizamento total entre o suporte e o maciço (sem transferência de tensões

cisalhantes), são dadas pelas equações seguintes, sendo θ o ângulo medido a partir do teto do túnel:

$$\frac{T}{P \cdot R} = \frac{1}{2} \cdot [(1 + K) \cdot (1 - a_0^*) + (1 - K) \cdot (1 - 2a_2^*) \cdot \cos 2\theta] \quad (2.6)$$

$$\frac{M}{P \cdot R^2} = \frac{1}{2} \cdot (1 - K) \cdot (1 - 2a_2^*) \cdot \cos 2\theta \quad (2.7)$$

com,

$$a_0^* = \frac{C^* \cdot F^* \cdot (1 - \nu)}{C^* + F^* + C^* \cdot F^* \cdot (1 - \nu)} \quad (2.8)$$

$$a_2^* = \frac{(6 + F^*) \cdot (1 - \nu)}{2F^* \cdot (1 - \nu) + 6 \cdot (5 - 6\nu)} \quad (2.9)$$

$$C^* = \frac{ER(1 - \nu_s^2)}{E_s A_s (1 - \nu^2)} \quad (2.10)$$

$$F^* = \frac{ER^3(1 - \nu_s^2)}{E_s I_s (1 - \nu^2)} \quad (2.11)$$

sendo:

R o raio da escavação;

K o coeficiente de empuxo lateral do maciço;

E e ν o módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson do maciço, respectivamente;

E_s e ν_s o módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson do suporte, respectivamente;

A_s a área da seção transversal do suporte por unidade de comprimento longitudinal do túnel;

I_s o momento de inércia da área, A_s , referida em relação a seu eixo central principal de inércia.

As equações acima mencionadas são avaliadas em um estado plano de deformações e considerando a instalação do suporte imediatamente após da escavação, resultando em valores superestimados de esforços sobre o suporte não refletindo com a realidade. Portanto, precisa-se considerar a redução do carregamento devido ao atraso na instalação do suporte (Fig. 2.22) que acontece pelo arqueamento das tensões no maciço antes de instalar o suporte. Esta redução de esforços no suporte é determinada por meio do fator de atraso do suporte (λ_d), descrita como:

$$\lambda_d = \frac{T'}{T} \quad \text{e} \quad \lambda_d = \frac{M'}{M} \quad (2.12)$$

onde:

T e M representam os esforços básicos de compressão e flexão no suporte, calculados na Eq. (2.6) e Eq. (2.7), respectivamente;

T' e M' determinam os esforços reduzidos no suporte devido ao efeito de atraso do suporte.

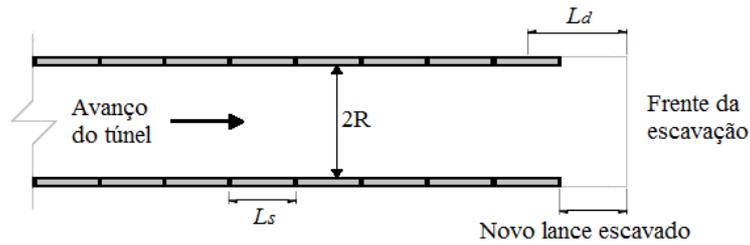


Figura 2.22. Atraso na instalação do suporte.

Para determinar o valor do fator de atraso λ_d , Schwartz & Einstein (1980) correlacionaram os esforços de compressão obtidos das análises axissimétricas em elementos finitos e a distância L_d , medida entre o ponto médio do último segmento de suporte (L_s) e a frente de escavação. Para o que foi necessário normalizar o comprimento de atraso (L_d/R). O resultado da correlação gerou regressão linear dada na seguinte equação:

$$\lambda_d = 0,982 - 0,571 \left(\frac{L_d}{R} \right) \quad \text{com} \quad 0 \leq \lambda_d \leq 1 \quad (2.13)$$

O fato do maciço ser escavado, desencadeia uma série de deslocamentos parcializados ao redor do túnel, inicialmente elásticos, partindo do estado inicial de tensões ($P = P_i$) até atingir o estado limite de plastificação do material ($P = P_y$). Imediatamente após este limite se atingem deformações plásticas até o colapso do túnel (Fig. 2.23).

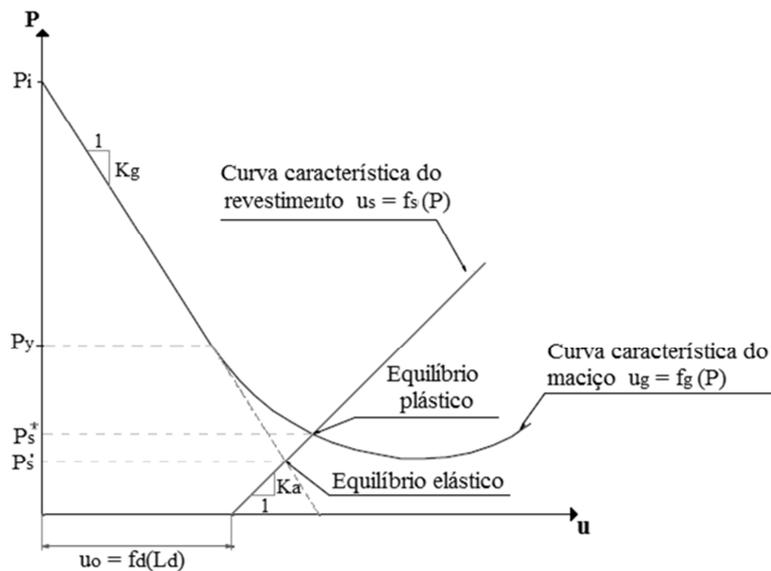


Figura 2.23. Curvas características para diferentes comportamentos do maciço (modificado – Gomes, 2006).

Para quantificar os esforços devidos à plastificação do maciço circundante sobre o suporte precisa-se de um fator de plasticidade, λ_y , que depende indiretamente da rigidez relativa e do atraso na instalação do suporte que representa. Sua expressão é dada por:

$$\lambda_y = \frac{P_s^*}{P_s'} = \frac{P_s^*}{\lambda_d P_s} \quad (2.14)$$

onde:

P_s' é a pressão de equilíbrio elástico do sistema maciço-suporte que é representado pelo esforço reduzido devido ao atraso do suporte;

P_s^* indica a pressão de equilíbrio plástico, que para um maciço perfeitamente plástico sob condições de $K = 1$ deve satisfazer a equação abaixo:

$$f_g(P) - f_s(P) - f_d'(\lambda_d) = 0 \quad (2.15)$$

sendo:

$f_g(P)$ a curva característica do maciço;

$f_s(P)$ a curva característica do suporte e $f_d'(\lambda_d)$ o afastamento da curva característica do suporte devido ao atraso na sua instalação, como se encontra na Figura 2.23.

Finalmente, o valor do esforço final agindo sobre o suporte é indicado como:

$$T^* = \lambda_y \cdot \lambda_d \cdot T \quad (2.16)$$

$$M^* = \lambda_y \cdot \lambda_d \cdot M \quad (2.17)$$

CAPÍTULO 3

MODELAGEM NUMÉRICA

Nas últimas décadas as modelagens numéricas têm obtido um ganho significativo de importância na hora de resolver problemas de engenharia, principalmente em projetos de obras subterrâneas, fazendo possível a análise conjunta da estabilidade da frente, os recalques induzidos na superfície e os esforços solicitantes no suporte, além de considerar a influência da metodologia construtiva no dimensionamento de túneis, tornando assim, projetos cada vez mais realistas. Até hoje, tem-se desenvolvido diversos métodos numéricos que permitem simular um comportamento tridimensional do maciço, tais como: o método dos elementos de contorno (MEC); método dos elementos distintos (MED); método das diferenças finitas (MDF); método dos elementos finitos (MEF), sendo esse último o mais utilizado na prática. Contudo, a dificuldade na preparação dos dados e interpretação dos resultados, além do excesso de tempo que requer uma análise 3D (Chissolucombe, 2001), faz-se dispendiosa a modelagem tridimensional limitando a análises bidimensionais em estado plano de deformações, onde é possível introduzir o efeito tridimensional na frente da escavação por meio de diferentes metodologias (Almeida e Sousa, 2003).

O sucesso das modelagens numéricas para análise do comportamento de túneis escavados em solos se fundamenta em sua boa capacidade para representar geometrias complexas, modelos constitutivos avançados e processos construtivos. Neste capítulo se apresentaram algumas metodologias empregadas para considerar o efeito tridimensional em uma análise bidimensional, além de abordar aspectos importantes do MEF, o software utilizado para as simulações e os principais tópicos relacionados com os modelos constitutivos dos materiais considerados.

3.1. ANÁLISES BIDIMENSIONAIS

Embora o comportamento do maciço seja de natureza tridimensional, as dificuldades em sua representação, interpretação e tempo de realização restringem seu uso, favorecendo o emprego de análises bidimensionais em estado plano de deformações. Esta representação bidimensional ignora o efeito arco na direção longitudinal à escavação desconsiderando a redução de esforços no maciço, no entanto, diversos autores (Adachi *et al.*, 1988; Meissner & Borm, 1988; Negro, 1988; Adachi, 1992; Sezaki *et al.*, 1992) têm desenvolvido metodologias numéricas que levam em conta essa consideração no dimensionamento do suporte. Alguns dos métodos utilizados para determinar as tensões e deformações do maciço, considerando o efeito arco, são: método de redução das tensões do maciço, descrito por Perreira & Azevedo (1994); método da redução da rigidez do núcleo, referido por Laabmayr & Swoboda em 1978 e citado por Gomes (2006); método de convergência imposta citado por Marques (2006).

O método de redução das tensões do maciço consiste em reduzir às tensões internas do maciço por uma fração α ($0 < \alpha < 1$), que também é conhecido como fator de alívio, antes da instalação do suporte (Fig. 3.1). Inicialmente o maciço é considerado como uma abertura não revestida com uma pressão interna, P_o , igual à tensão *in situ* do terreno, obtido pela ação da gravidade. Após a aplicação do fator de alívio o terreno experimenta deslocamentos radiais ao interior do túnel que serão conferidos com os obtidos de leituras de instrumentação, modelagem tridimensional ou com valores estimados pela experiência em escavações similares. Finalmente é ativado o suporte sendo submetido às tensões restantes para completar a pressão interna inicial, ou seja, $P_f = (1 - \alpha) P_o$. Na prática da engenharia esse método é considerado razoável e preciso.

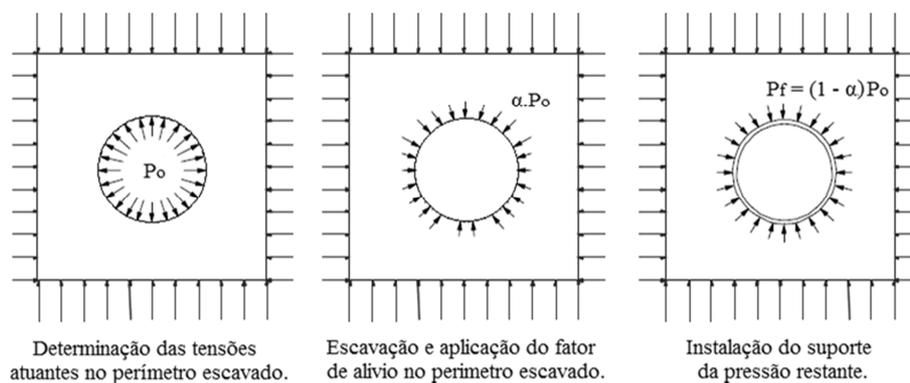


Figura 3.1. Sequência de passo requeridos pelo método de redução das tensões do maciço.

O método de redução da rigidez no núcleo é aplicado em casos de escavação à seção plena ou parcializada e consiste na redução da rigidez dos elementos de maciço escavados até um fator empírico, obtido usualmente de retroanálises, seguido da aplicação de uma parcela, ou da totalidade, das tensões no contorno. Finalmente se ativa o elemento de suporte ao mesmo tempo em que é feita a escavação e se reduz progressivamente a rigidez do núcleo até um valor nulo. A simulação é feita por meio da desativação sequencial das camadas que conformam o núcleo, onde cada camada representa uma parcela da rigidez total do maciço. Segundo Schweiger e Pöttler em 1997, citado por Gomes (2006), em seqüências de escavação um pouco mais complexas o método apresenta algumas discrepâncias com valores medidos em campo.

O método de convergência imposta é válido só para escavações à seção plena e consiste na aplicação de deslocamentos conhecidos no contorno do túnel a fim de modelar os estágios de aproximação do túnel. Ditos deslocamentos são obtidos de análises tridimensionais ou resultados de campo.

3.2. MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS (MEF)

Dentre os métodos desenvolvidos até hoje para dar soluções aproximadas a equações diferenciais parciais associadas a problemas físicos, o MEF é a ferramenta de maior demanda entre os engenheiros geotécnicos, bem como profissionais de outras áreas, devido à sua facilidade de adaptar complexos fenômenos reais, impossíveis de solucionar por métodos analíticos, em modelos computacionais de duas ou três dimensões.

O método consiste em dividir um meio contínuo em conjuntos finitos de pequenos elementos unidos por uma série de pontos representativos (nós), formando a malha de elementos finitos (Fig. 3.2), conseguindo passar de um sistema contínuo de infinitos graus de liberdade e regido por um sistema de equações diferenciais, a um sistema com um número finito de graus de liberdade cujo comportamento se modela por um sistema de equações lineares ou não lineares (Díaz & Alvarado, 2008). O MEF proporciona uma solução exata sobre os nós representativos e solução aproximada nos pontos restantes, achada a partir da interpolação dos resultados obtidos nos nós representativos.

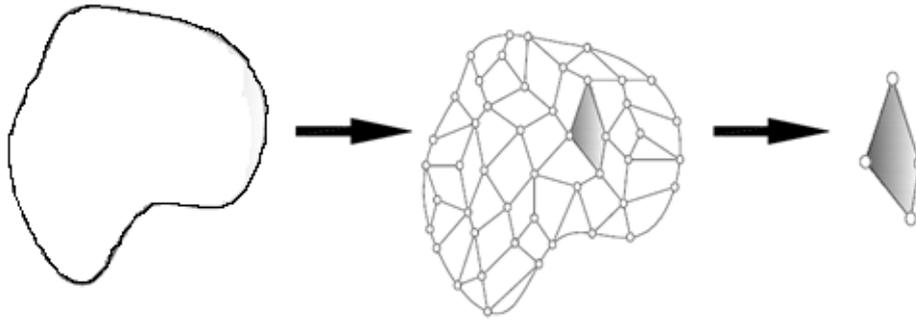


Figura 3.2. Esquema do processo de discretização (Díaz & Alvarado, 2008).

Num sistema a ser analisado pode-se distinguir (Fig. 3.3): o domínio, que é o espaço geométrico onde se analisará o sistema; as condições de contorno, que são as variáveis conhecidas e que condicionam a mudança do sistema; e as incógnitas, que são as variáveis a serem determinadas após a atuação das condições do contorno sobre o sistema (Díaz & Alvarado, 2008).

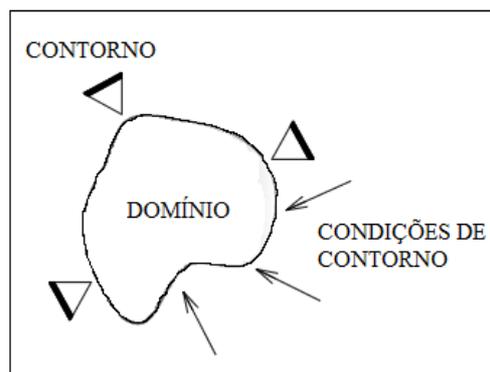


Figura 3.3. Sistema a ser analisado.

Para efetuar uma análise mediante o MEF deve-se realizar uma série de ações antes de iniciar os cálculos (pré-processamento), tais como: criação do modelo geométrico, atribuição das condições de contorno e das cargas aplicadas no modelo, atribuição das propriedades dos materiais e geração da malha de elementos finitos. Após do pré-processamento é realizado o cálculo do modelo, onde um problema simples não dependente do tempo é resolvido mediante um sistema de equações lineares de x números de incógnitas e x números de equações. No entanto, um problema dependente do tempo ou não-linear será resolvido mediante uma sucessão finita de sistemas de x números de incógnitas e x números de equações, onde cada solução depende da anterior. A solução definitiva do sistema vai depender entre outros

aspectos da sequência de carregamento, portanto, esse deve ser aplicado em pequenos incrementos até atingir a convergência da solução (PLAXIS, 2002).

Os erros frequentes na utilização do MEF se devem a: aproximações do domínio, na hora de gerar a malha dos elementos finitos já que às vezes não são suficientemente refinadas; aproximações da solução, enquanto se adotam os modelos constitutivos para os materiais e a solução numérica para a análise; e ao cálculo numérico devido à seleção dos incrementos de carga ou ao grau de precisão requerido, que se pode minimizar observando a convergência da solução (Martins, 2008).

Algumas das vantagens do MEF é que os elementos podem ter variados tamanhos, permitindo que a malha de elementos seja refinada o suficiente naqueles lugares que for necessário, além de que o método não está limitado a trabalhar com formas regulares e pode ser aplicado a corpos compostos de vários materiais. Já sua principal desvantagem é a necessidade de ser programado em computador devido à grande quantidade de cálculos numéricos requeridos mesmo para problemas pequenos. (Díaz & Alvarado, 2008).

As modelagens nesta dissertação foram feitas com análises bidimensionais em estado plano de deformações mediante o programa de elementos finitos Plaxis 8.2. A seguir apresenta-se algumas das características do programa Plaxis.

3.3. PROGRAMA PLAXIS

O Plaxis é um programa de elementos finitos desenvolvido, em 1987 pela *Technical University of Delft*, especificamente para analisar deformações e estabilidades em duas dimensões em projetos de engenharia geotécnica. Os modelos podem ser analisados em estado plano de deformação (*Plane strain*) ou em condições axissimétricas (*Axisymmetric*) (Fig. 3.4), considerando análises plásticas, de consolidação, de segurança e dinâmica. O modelo em estado plano de deformações é utilizado em casos de geometrias com seção transversal uniforme onde pode-se supor que os estados tensionais e de cargas são uniformes ao longo do eixo longitudinal perpendicular à seção transversal (direção z). Assim mesmo, leva em conta os esforços na direção z , porém os deslocamentos e deformações são considerados nulos nesta mesma direção. O modelo axissimétrico é utilizado em estruturas circulares com uma seção transversal radial uniforme e um esquema de carga ao redor do eixo central que permita supor estados tenso-deformacionais similares em qualquer direção radial.

Ambas as condições de modelagem são apresentadas como exemplo na Figura 3.4. (PLAXIS, 2002).

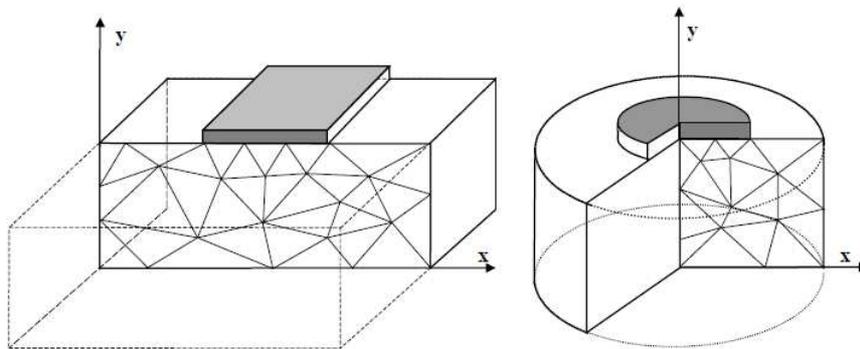


Figura 3.4. Exemplo de um problema de deformação plana e de um axissimétrico (PLAXIS, 2002).

O programa utiliza uma interfase gráfica que rapidamente permite criar modelos geométricos de uma seção transversal vertical representativa do problema, atribuir condições iniciais e gerar a malha de elementos finitos para depois realizar os cálculos e obter os respectivos resultados. A interface do programa está composta por quatro subprogramas:

- **Plaxis Input (Entrada):** Neste subprograma se realiza a configuração geral, se cria o modelo geométrico e se estabelecem as condições de contorno e as propriedades dos materiais para após gerar a malha de elementos finitos. Por último se determinam as condições iniciais do problema incluindo a distribuição das pressões de água.
- **Plaxis Calculations (Cálculos):** Após de gerar o modelo de elementos finitos procede-se com este subprograma, para definir o tipo de cálculo a executar, o tipo de cargas e os estágios de construção a considerar. O subprograma se centra somente nas análises de deformação e faz distinção entre um cálculo plástico (*Plastic*), uma análise de consolidação (*Consolidation*), um cálculo de segurança (*Phi-c reduction*) e uma análise dinâmica (*Dynamic*).
- **Plaxis Output (Resultados):** Esse subprograma conta com uma ampla gama de opções como tabelas e gráficos para enunciar os resultados do cálculo referente a deslocamentos nos nós, tensões nos pontos de tensão, esforços nos elementos estruturais etc.
- **Plaxis Curves (Curvas):** Apresenta curvas de evolução para determinadas variáveis ao longo do processo de cálculo, por exemplo, curvas de tensão-deformação, tempo-deslocamento, trajetórias de deformações ou de tensões.

Para as análises, o programa Plaxis conta com cinco modelos constitutivos, sendo quatro deles aplicáveis a maciços em geral: linear-elástico, Mohr-Coulomb, *Soft Soil Creep* e *Hardening Soil*; e um mais aplicável a maciços rochosos, *Joint Rock*, além de permitir ao usuário definir novos modelos. Do mesmo modo permite a atribuição do tipo de comportamento dos materiais, seja drenado (não se geram excessos de pressão intersticial), não drenado (geração de excessos de pressão intersticial) ou material não poroso (não se tem em conta as pressões intersticiais iniciais como também os excessos de pressão intersticial).

A convenção de sinais adotada para as tensões σ_{xx} , σ_{yy} , σ_{zz} e σ_{xy} , se mostra na Figura 3.5 considerando negativas as tensões de compressão.

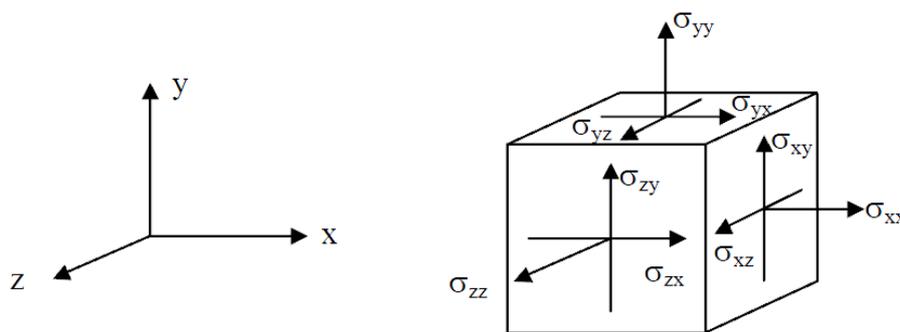


Figura 3.5. Convenção de sinais para as tensões (PLAXIS, 2002).

3.3.1. Malha de elementos finitos

O termo malha é atribuído à decomposição do domínio do problema em elementos finitos para levar a cabo os cálculos do modelo. Após da criação do modelo geométrico e da atribuição das propriedades dos materiais para cada domínio e elemento estrutural é gerada, automaticamente pelo programa Plaxis, a malha de elementos finitos, baseada num procedimento de triangulação que resulta em malhas não estruturadas.

3.3.1.1. Elementos de solo tipo “soil”

O programa Plaxis conta com elementos tipo *soil* para modelar o maciço e outros domínios em forma triangular com quinze ou seis nós (Fig. 3.6). O triângulo de quinze nós proporciona uma interpolação de quarta ordem para os deslocamentos e a integração numérica implica doze pontos de Gauss (pontos de avaliação de tensões), e sua aplicação consegue resultados de alta qualidade em problemas complexos, portanto, requer um alto consumo de memória. No caso do triângulo de seis nós a interpolação é de segunda ordem e a integração

numérica implica em três pontos de Gauss, e sua aplicação gera bons resultados em análises simples de deformação desde que se empregue um suficiente número de elementos. No entanto, deve-se ter cuidado nos modelos axissimétricos ou em casos de cálculo de capacidade de suporte ou análises de segurança (PLAXIS, 2002).

A precisão da solução do modelo vai depender diretamente de que tão refinada fique a malha em termos de números de elementos finitos. No caso específico de túneis é preciso refinar a malha nas regiões próximas à escavação e em zonas onde se esperem altos deslocamentos.

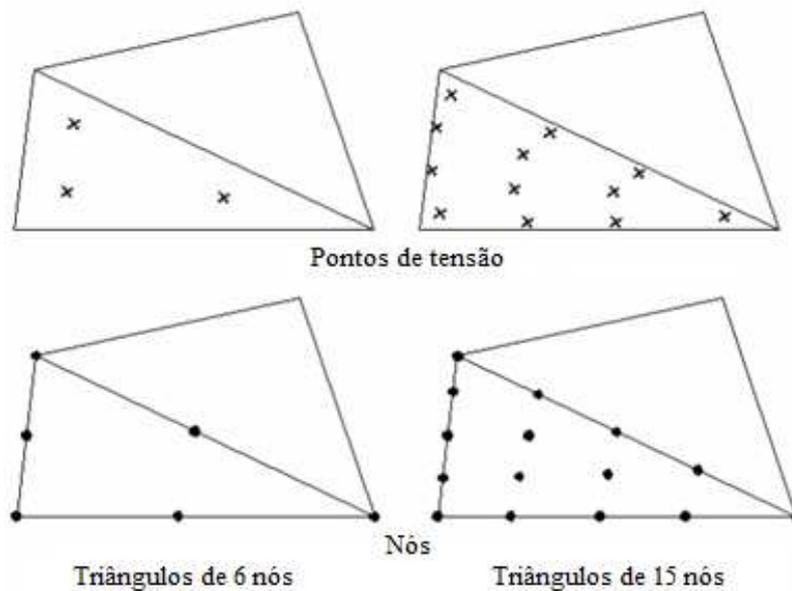


Figura 3.6. Localização dos nós e os pontos de tensão em elementos de solo (modificado - Plaxis, 2002).

3.3.1.2. Elementos de placa tipo *plate*

O programa Plaxis também conta com elementos de casca para modelar comportamentos de muros, placas e suportes que se estendem na direção z, paralela ao eixo do túnel. Os parâmetros mais importantes desse elemento são as rigidezes à flexão, EI , e ao esforço axial, EA . A partir deles é calculada uma espessura de placa equivalente, d_{eq} , dada por:

$$d_{eq} = \sqrt{12 \frac{EI}{EA}} \quad (3.1)$$

Os elementos de placa ou de viga do MEF 2D se compõem de três graus de liberdade por cada nó: dois graus de liberdade de translação (u_x, u_y) e um grau de liberdade de rotação no plano x-y (ϕ_z). Quando empregados com elementos de maciço de quinze nós cada elemento de viga se define por cinco nós, enquanto, que elementos de maciço de seis nós definem elementos de viga de três nós como apresentado na Figura 3.7.

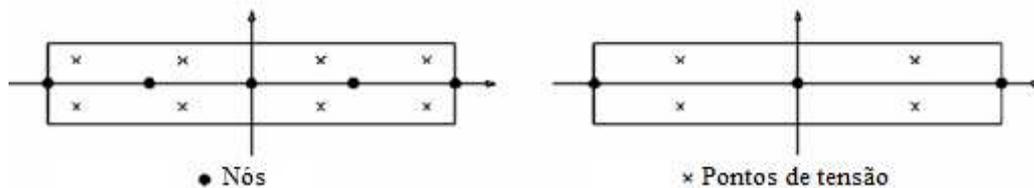


Figura 3.7. Localização de nós e pontos de tensão em elementos de viga de cinco e de três nós (modificado - Plaxis, 2002).

Na modelagem dos elementos de placa o programa Plaxis emprega a teoria de vigas de Mindlin, que leva em consideração as deformações das vigas devido aos esforços de cisalhamento e de flexão, além de que os elementos poderem se plastificar quando se alcançam forças axiais máximas ou momentos máximos à flexão (PLAXIS, 2002). A fundamentação teórica pode ser encontrada em Mindlin (1951).

3.3.1.3. Elementos de interface

Os elementos de interface são utilizados para modelar a interação entre o maciço e a estrutura adjacente supondo que o contato não seja perfeitamente áspero ou perfeitamente macio. Um comportamento elástico ou plástico, no elemento de interface, se faz possível distinguir a partir do critério de Mohr-Coulomb. Quando se emprega um modelo de maciço mais avançado o cálculo da interface vai depender dos seguintes parâmetros de resistência: coesão (c), ângulo de atrito (ϕ), dilatância (ψ), módulo de rigidez (E), coeficiente de Poisson (ν) e resistência à tração admissível, *tension cut-off* (σ_i). Suas propriedades se relacionam com as do maciço circundante por meio do fator de redução de resistência, R_{inter} , como se mostra nas seguintes equações:

$$c_i = R_{inter} \cdot c_{solo} \quad (3.2)$$

$$\tan \phi_i = R_{inter} \cdot \tan \phi_{solo} \leq \tan \phi_{solo} \quad (3.3)$$

$$\psi_i = 0^\circ \text{ para } R_{inter} < 1, \text{ em outro caso } \psi_i = \psi_{solo} \quad (3.4)$$

$$\sigma_n < \sigma_{t,i} = R_{inter} \cdot \sigma_{t,solo} \tag{3.5}$$

sendo c_i , ϕ_i e ψ_i a coesão, o ângulo de atrito e a dilatância da interface respectivamente; $\sigma_{t,i}$ e $\sigma_{t,solo}$ a resistência a tração da interface e do solo.

Para cada elemento de interface é atribuída uma espessura virtual a fim de definir as propriedades do material de contato tendo em conta que quanto mais elevado o valor maiores deformações elástica se geram. O elemento de interface se acopla nó a nó com o elemento de solo como se mostra na Figura 3.8. Ao empregar elementos de solo de quinze nós, os elementos de interface se definem com cinco pares de nós, enquanto que elementos de solo de seis nós definem elementos de interface de três pares de nós.

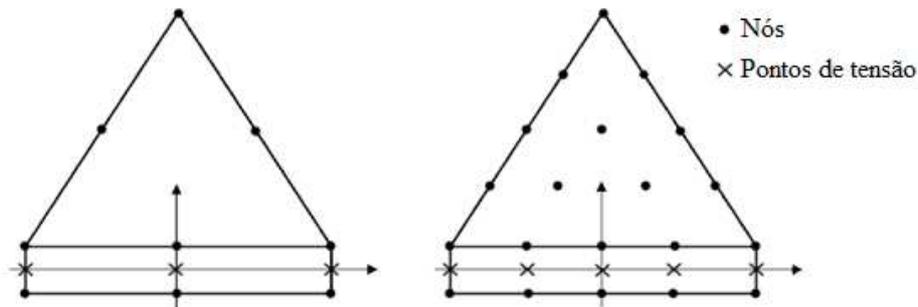


Figura 3.8. Distribuição de nós e pontos de tensão em elementos de interface e sua conexão aos elementos de solo (PLAXIS, 2002).

3.3.2. Modelos constitutivos

Os modelos constitutivos ou leis constitutivas definem o comportamento físico do material frente à ação de esforços impostos. Estes explicam a relação entre as tensões e as deformações do sólido envolvendo a constituição interna do material e vão desde modelos simples, de tipo elástico linear, até modelos mais complexos, do tipo elastoplástico (Farias, 2010). A seguir são apresentados o modelo constitutivo elástico linear e o modelo elastoplástico com endurecimento (*Hardening Soil*) que foram levados em consideração nesta pesquisa.

3.3.2.1. Modelo elástico linear

Um corpo deformável com comportamento elástico quando submetido à ação de um carregamento externo sofrerá deformações reversíveis, ou seja, o corpo recuperará sua

condição inicial quando dita ação de carregamento seja interrompida. O comportamento elástico pode acontecer de forma linear ou não linear. O modelo elástico linear representa a lei de Hooke e é considerado como o modelo mais simples disponível para relacionar a tensão e a deformação de um material. Esse modelo requer somente dois parâmetros de entrada na matriz constitutiva, $[D]$, do material: o módulo de Young, E ; e o coeficiente de Poisson, ν . A matriz constitutiva fica definida da seguinte forma (Chissolucombe, 2001):

$$[D] = \alpha_1 \cdot \begin{bmatrix} 1 & \alpha_2 & \alpha_2 & 0 & 0 & 0 \\ & 1 & \alpha_2 & 0 & 0 & 0 \\ & & 1 & 0 & 0 & 0 \\ & & & \alpha_3 & 0 & 0 \\ & & & & \alpha_3 & 0 \\ & & & & & \alpha_3 \end{bmatrix} \quad (3.6)$$

sendo:

$$\alpha_1 = \frac{E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)}; \quad (3.7)$$

$$\alpha_2 = \frac{\nu}{1-\nu}; \quad (3.8)$$

$$\alpha_3 = \frac{1-2\nu}{2(1-\nu)}; \quad (3.9)$$

O módulo de Young E , e coeficiente de Poisson ν se podem correlacionar com o módulo de rigidez cisalhante, G , o módulo de rigidez volumétrico, K , e o módulo de rigidez edométrico, M , por meio das seguintes expressões:

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}; \quad (3.10)$$

$$K = \frac{E}{3(1-2\nu)}; \quad (3.11)$$

$$M = \frac{E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)}; \quad (3.12)$$

3.3.2.2. Modelo elastoplástico

Um corpo submetido a um carregamento externo é considerado no regime elástico quando suas deformações são reversíveis após da retirada desse carregamento. Contudo, se

esse carregamento excede um valor limite e acontece o descarregamento desse corpo, ocorrem deformações permanentes ou plásticas. Neste caso, o corpo apresenta um comportamento elastoplástico, com deformações elásticas e plásticas (Martins, 2008). As deformações plásticas se fundamentam em três princípios básicos: função de plastificação, lei de endurecimento e lei de fluxo.

Função de plastificação (f): define o limite de uma região ou domínio na qual todos os pontos localizados no seu interior representam um estado de tensões onde ocorrem unicamente deformações elásticas (Chissolucombe, 2001). No caso mais geral, é expressa matematicamente por uma função das componentes do tensor de tensão:

$$F(\sigma_{ij}) = 0 \tag{3.13}$$

A função de plastificação permite distinguir três situações de tensão:

- $F(\sigma_{ij}) < 0$: nesta situação carregamentos ou descarregamentos geram deformações elásticas, enquanto a função de plastificação não for atingida;
- $F(\sigma_{ij}) = 0$: nesta situação descarregamentos e cargas neutras geram somente deformações elásticas; os carregamentos gerarão deformações elásticas e plásticas;
- $F(\sigma_{ij}) > 0$: esta situação é impossível pela teoria da plasticidade.

Lei de endurecimento: no caso elastoplástico a superfície de plastificação aumenta com a ocorrência de deformações plásticas ao mesmo tempo em que aumenta o domínio elástico no espaço de tensões, tendo como limite a ruptura da superfície. A lei de endurecimento permite controlar a expansão da superfície durante o escoamento plástico. Esta é regida pelo parâmetro de endurecimento, h , que é uma medida escalar da deformação plástica que depende das condições em que se realiza o carregamento e das deformações plásticas acumuladas. Tal parâmetro pode ser definido mediante duas hipóteses: i) considera-se que o endurecimento depende unicamente do trabalho plástico e independe da trajetória de tensões; ii) assume-se que o endurecimento é devido a deformações plásticas acumuladas (Farias, 2010).

Lei de fluxo: define a direção do vetor de deformações plásticas a partir da função de potencial plástico, onde devido a uma variação no estado de tensões os incrementos de deformação plástica, $d\varepsilon_{ij}^p$, num determinado ponto são normais à superfície do potencial plástico. Esses incrementos podem ser expressos como (Farias, 2010):

$$d\varepsilon_{ij}^p = \lambda \frac{\partial g}{\partial \sigma_{ij}} \quad (3.14)$$

onde:

g é a função do potencial plástico;

λ é um fator de proporcionalidade também conhecido como multiplicador plástico.

Para alguns materiais a função de potencial plástico coincide com a função de plastificação. Neste caso, considera-se que esses materiais seguem uma lei de fluxo associada. Caso contrário, considera-se que o material segue uma lei de fluxo não associada.

3.3.2.3. Modelo Hardening Soil

Hardening Soil é um modelo elastoplástico desenvolvido para ser implantado no programa Plaxis. O modelo simula o comportamento de diferentes tipos de solo, seja moles ou rígidos, considerando a expansão da superfície de plastificação devido à ocorrência de deformações plásticas calculadas a partir de módulos de deformabilidade dependentes do nível de tensão média. Para modelar as deformações plásticas o modelo inclui uma parcela de endurecimento por cisalhamento, ocasionado por um carregamento desviatório primário, e outra parcela por compressão, causado por compressão primária em um carregamento oedométrico e isotrópico (Chissolucombe, 2001).

Comportamento por solicitação de cisalhamento

No caso do maciço submetido a um carregamento desviatório primário ocorre uma diminuição do módulo de deformabilidade e conseqüentemente se desenvolvem deformações plásticas permanentes. O modelo relaciona a tensão desviadora (q) e a deformação axial (ε_1) por meio da Equação 3.15 e pode se aproximar do modelo hiperbólico descrito por Duncan & Chang em 1970 (Chissolucombe, 2001). No entanto, o modelo *Hardening Soil* é apenas uma variante elastoplástica do modelo hiperbólico, pois difere do mesmo nos seguintes pontos: usa a teoria da plasticidade em lugar da teoria da elasticidade, leva em conta a dilatação do solo e introduz uma função de plastificação do tipo *cap*. As características básicas do modelo dependem diretamente da deformabilidade do solo e se definem a partir de um ensaio triaxial drenado convencional com a relação tensão-deformação como ilustra a Figura 3.9.

$$-\varepsilon_1 = \frac{1}{2 \cdot E_{50}} \cdot \frac{q}{1 - \frac{q}{q_a}} \quad \text{para: } q < q_f \quad (3.15)$$

onde:

q_a é o valor de assintótico a resistência de cisalhamento;

q_f a tensão ultima desviatória, expressas por:

$$q_a = \frac{q_f}{R_f} \quad (3.16)$$

$$q_f = (c \cdot \cot \phi - \sigma'_3) \frac{2 \sin \phi}{1 - \sin \phi} \quad (3.17)$$

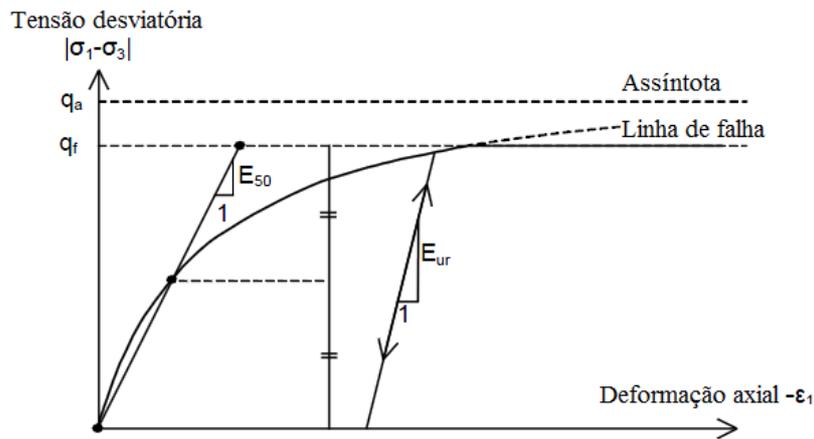


Figura 3.9. Relação hiperbólica para um carregamento isotrópico em um ensaio triaxial drenado (PLAXIS, 2002).

A relação de q_f se deriva do critério de ruptura de Mohr-Coulomb, assim quando $q = q_f$ o critério de ruptura é satisfeito e o comportamento perfeitamente plástico acontece como descrito no critério de Mohr-Coulomb. A Equação 3.16 relaciona q_a e q_f por meio do coeficiente de ruptura R_f , menor que a unidade. No Plaxis o valor padrão para R_f é 0,9.

O parâmetro E_{50} é o módulo de deformabilidade secante a 50% da ruptura e depende do esforço confinante, σ'_3 , para a situação de carregamento desviador primário como se expressa na seguinte equação:

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{c \cdot \cos \phi - \sigma'_3 \cdot \sin \phi}{c \cdot \cos \phi + p^{ref} \cdot \sin \phi} \right)^m \quad (3.18)$$

sendo:

E_{50}^{ref} o módulo de deformabilidade secante referente à pressão de referência p^{ref} ;

p^{ref} é o esforço de referência igual a 100 kPa (valor usado por Plaxis);

c e ϕ são os parâmetros de coesão e ângulo de atrito respectivamente, referidos no modelo de Mohr-Coulomb;

m é a dependência do módulo E_{50} com a tensão principal menor σ (no programa Plaxis, o valor de $m = 0,5$ para areias e siltes, e de $m = 1$ para solos moles).

Os esforços na descarga e recarga dependem do módulo de deformabilidade E_{ur} , também condicionado do nível de tensões a que o material está submetido e pode ser definido com a expressão a seguir:

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{c \cdot \cos \phi - \sigma'_3 \cdot \sin \phi}{c \cdot \cos \phi + p^{ref} \cdot \sin \phi} \right)^m \quad (3.19)$$

onde, E_{ur}^{ref} é o módulo de deformabilidade para situação de descarregamento e recarregamento que corresponde à pressão de referência p^{ref} ($p^{ref} = 100 \text{ kPa}$), em muitos casos é definido como $E_{ur}^{ref} = 3 \cdot E_{50}^{ref}$.

Para solos moles a seguinte expressão relaciona o módulo de deformabilidade E_{ur}^{ref} com o parâmetro k do modelo Cam-Clay:

$$E_{ur}^{ref} = \frac{3 p^{ref} (1 - 2v_{ur})}{k^*} \quad (3.20)$$

$$k^* = \frac{k}{(1 + e_0)} \quad (3.21)$$

onde, v_{ur} é o coeficiente de Poisson do solo para a situação de descarga-recarga.

A seguir apresentam-se as equações constitutivas principais do modelo *Hardening Soil*, para isto é preciso simplificar um pouco o modelo considerando condições de cargas triaxiais com $\sigma'_2 = \sigma'_3$ e σ'_1 sendo a tensão principal maior. Uma apresentação completa do modelo *Hardening Soil* encontra-se em Schanz *et al.* (1999).

No modelo *Hardening Soil*, deformações plásticas podem ocorrer antes mesmo do critério de ruptura de *Mohr-Coulomb* ser atingido. Dessa forma, no modelo *Hardening Soil* são incorporadas duas superfícies de plastificação, fazendo assim uma distinção entre dois tipos de endurecimento: o devido ao cisalhamento (f^s) e o devido à compressão (f^c) (Fig. 3.10) (Martins, 2008). A seguir se mostrará que esse modelo praticamente se adapta à curva hiperbólica de tensão-deformação mostrada na Figura 3.9, quando se consideram os

esforços de cisalhamento de um ensaio típico triaxial drenado. Inicialmente se consideraram as deformações plásticas devidas aos esforços de cisalhamento.

A superfície de plastificação, f^s , junta à função de tensão \bar{f} e a função de deformações plásticas λ^p como expressa a Eq. (3.22). Sendo λ^p o parâmetro de deformação cisalhante plástica de muita relevância na lei de endurecimento porque define a posição da superfície de plastificação de cisalhamento.

$$f^s = \bar{f} - \lambda^p \tag{3.22}$$

sendo,

$$\bar{f} = \frac{1}{E_{50}} \cdot \frac{q}{1 - \frac{q}{q_a}} - \frac{2q}{E_{ur}} \tag{3.23}$$

$$\lambda^p = -(2\varepsilon_1^p - \varepsilon_v^p) \approx -2\varepsilon_1^p \tag{3.24}$$

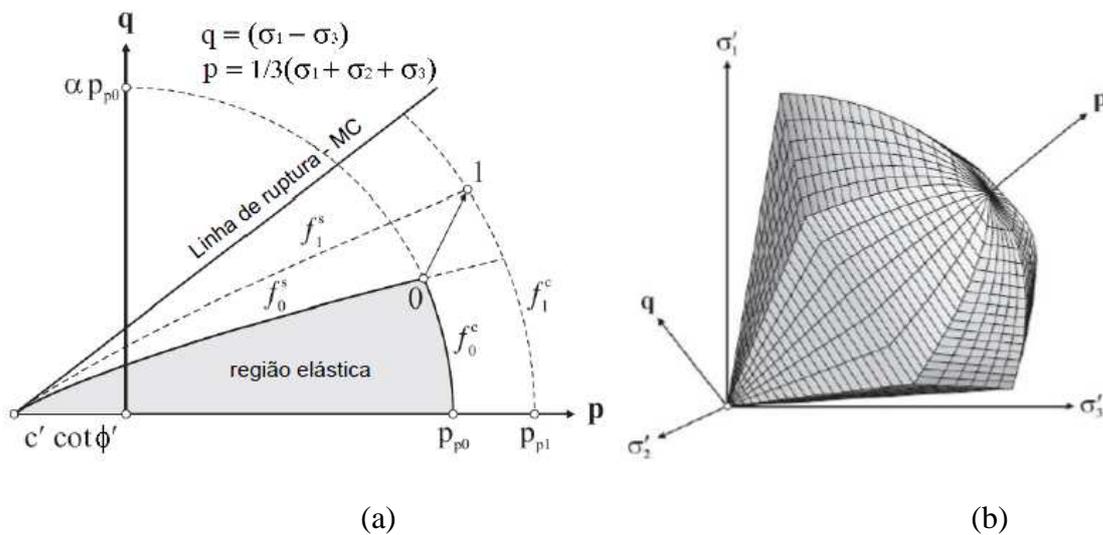


Figura 3.10. Superfície de plastificação do modelo *Hardening Soil*: (a) sucessivos posicionamentos no plano p - q ; (b) contorno total no espaço das tensões principais (Martins, 2008).

Em solos rígidos as deformações volumétricas plásticas, ε_v^p , tendem a ser muito baixas, portanto, é válida a consideração simplificadora tomada na Eq. (3.24). Mas estas deformações não são ignoradas pelo modelo já que são levadas em consideração pela lei de fluxo como será abordado mais adiante.

Uma característica importante da função de tensão é que se relaciona com a função hiperbólica (Eq. 3.15) de Duncan & Chang (1970). Esta condição é verificada quando ocorre plastificação porque se tem $f^s = \bar{f} - \lambda^p = 0$ e, conseqüentemente $\lambda^p = \bar{f}$. Substituindo a Eq. (3.23) e Eq. (3.24) na Eq. (3.15), fica:

$$-\varepsilon_1^p \approx \frac{1}{2}\bar{f} = \frac{1}{2E_{50}} \cdot \frac{q}{1-\frac{q}{qa}} - \frac{q}{E_{ur}} \quad (3.25)$$

Além das deformações plásticas o modelo considera também as deformações elásticas. As deformações plásticas se desenvolvem durante o carregamento desviador primário e as deformações elásticas se apresentam tanto em carregamento desviador primário quanto em descarregamento/re carregamento. Para ensaios triaxiais drenados com $\sigma'_2 = \sigma'_3 = constante$, o módulo E_{ur} , fica constante e as deformações elásticas são dadas por:

$$-\varepsilon_1^e = \frac{q}{E_{ur}} \quad (3.26)$$

$$-\varepsilon_2^e = -\varepsilon_3^e = -v_{ur} \frac{q}{E_{ur}} \quad (3.27)$$

Para o carregamento desviador do ensaio triaxial, a deformação axial é a soma da componente plástica dada pela Eq. (3.25) e a componente elástica dada pela Eq. (3.26), resultando na função hiperbólica de Duncan & Chang (1970), dada por:

$$-\varepsilon_1 = -\varepsilon_1^p - \varepsilon_1^e \approx \frac{1}{2E_{50}} \cdot \frac{q}{1-\frac{q}{qa}} \quad (3.28)$$

Após de obter a função de deformações plásticas λ^p ocorridas em solicitações de cisalhamento, a atenção fica agora centrada na deformação volumétrica plástica ε_v^p devido a esse tipo de solicitação. O modelo *Hardening Soil* envolve a relação entre incrementos de deformação cisalhante plástica λ^p e incrementos de deformação volumétrica ε_v^p , resultando na lei de fluxo expressada como:

$$\dot{\varepsilon}_v^p = \sin \psi_m \cdot \dot{\lambda}^p \quad (3.29)$$

sendo ψ_m o ângulo de dilatância mobilizado e calculado com a seguinte equação:

$$\sin \psi_m = \frac{\sin \phi_m - \sin \phi_{cv}}{1 - \sin \phi_m \cdot \sin \phi_{cv}} \quad (3.30)$$

onde,

ϕ_{cv} é o ângulo de atrito no estado crítico, sendo uma constante do material independente da densidade;

ϕ_m é o ângulo de atrito mobilizado.

Deve-se considerar que para $\phi_m > \phi_{cv}$ o material contrai, enquanto que se $\phi_m < \phi_{cv}$ o material dilata. Estes ângulos de atrito são definidos a partir de:

$$\sin \phi_{cv} = \frac{\sin \phi - \sin \psi}{1 - \sin \phi \cdot \sin \psi} \quad (3.31)$$

$$\sin \phi_m = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3 - 2c \cdot \cot \phi} \quad (3.32)$$

Comportamento por sollicitação isotrópica (superfície cap)

Em contraste com os modelos baseados na elasticidade, o modelo elastoplástico *Hardening Soil* não relaciona o módulo de deformabilidade para sollicitações de cisalhamento E_{50} , com o módulo de compressão isotrópica primária E_{oed} , para compressão unidimensional, podendo ser colocados independentemente (Chissolucombe, 2001). O módulo E_{oed} pode ser estimado a partir da curva tensão-deformação em um ensaio edométrico (Fig. 3.11), expresso por:

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left(\frac{c \cdot \cos \phi - \sigma'_3 \cdot \sin \phi}{c \cdot \cos \phi + p^{ref} \cdot \sin \phi} \right)^m \quad (3.33)$$

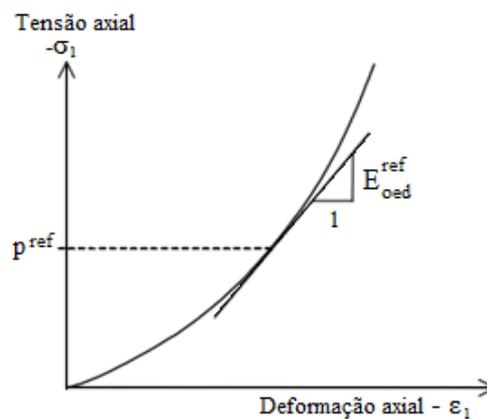


Figura 3.11. Curva tensão-deformação de um ensaio edométrico (PLAXIS, 2002).

sendo, E_{oed}^{ref} o módulo de deformabilidade para situação de compressão isotrópica primária correspondente a uma pressão confinante de referência p^{ref} .

Analogamente ao módulo E_{ur}^{ref} , em solos moles a seguinte expressão relaciona o módulo de deformabilidade E_{oed}^{ref} com o parâmetro λ do modelo Cam-Clay:

$$E_{oed}^{ref} = \frac{p_{ref}}{\lambda^*} \quad (3.34)$$

$$\lambda^* = \frac{\lambda}{(1+e_0)} \quad (3.35)$$

O modelo *Hardening Soil* considera uma segunda superfície de plastificação do tipo *cap* com a finalidade de limitar o domínio elástico na direção do eixo p (Fig. 3.10). Tem que se considerar que sem a superfície *cap* não é possível formular o modelo com E_{50}^{ref} e E_{oed}^{ref} independentes. De fato, o módulo E_{50}^{ref} controla a magnitude das deformações plásticas associadas à superfície de escoamento de cisalhamento e o módulo E_{oed}^{ref} controla a magnitude das deformações plásticas originadas pela superfície *cap*. A função *cap* é definida por:

$$f^c = \frac{\tilde{q}^2}{\alpha^2} + p^2 - p_p^2 \quad (3.36)$$

onde:

α é um parâmetro auxiliar do modelo em função de K_0 ;

p é a tensão média; e \tilde{q} é uma medida especial de tensão desviatória:

$$p = -(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3 \quad (3.37)$$

$$\tilde{q} = \sigma_1 + (\delta - 1) \cdot \sigma_2 - \delta \cdot \sigma_3 \quad (3.38)$$

$$\delta = (3 + \sin\phi)/(3 - \sin\phi) \quad (3.39)$$

No caso de um ensaio triaxial de compressão com $(\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3)$, tem-se, $q = (\sigma_1 - \sigma_3)$ e para um ensaio triaxial de extensão com $(\sigma_1 = \sigma_2 > \sigma_3)$, tem-se, $q = \delta(\sigma_1 - \sigma_3)$. O tamanho da superfície *cap* é determinada pela tensão de pré-adensamento, p_p , que ademais, se relaciona com as deformações volumétricas na superfície *cap*, ε_v^{pc} , com seguinte expressão:

$$\varepsilon_v^{pc} = \frac{\beta}{1-m} \left(\frac{p_p}{p^{ref}} \right)^{1-m} \quad (3.40)$$

sendo α e β parâmetros da superfície *cap*, mas não são usados diretamente como parâmetros de entrada.

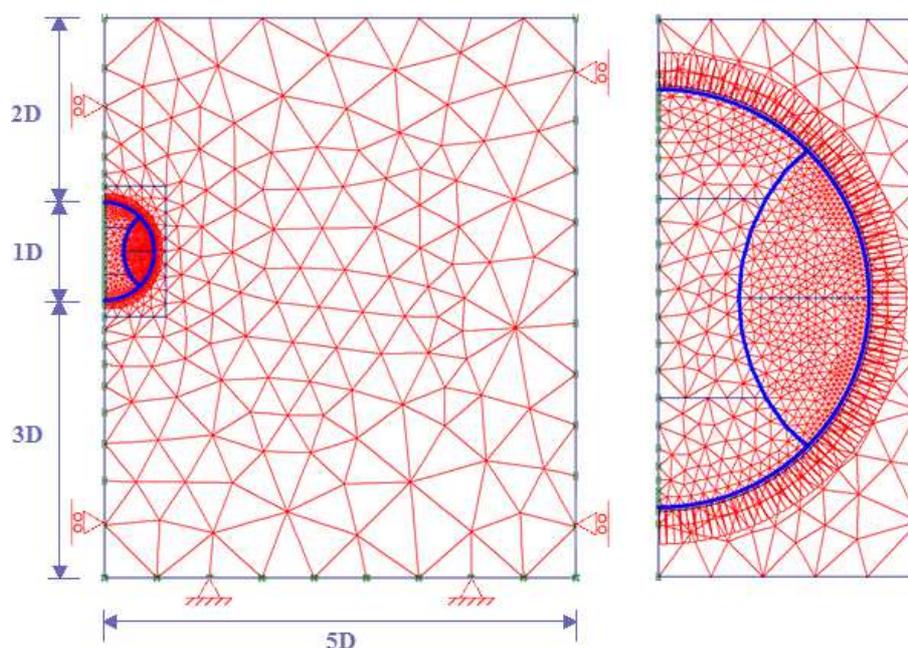
CAPÍTULO 4

METODOLOGIA

A presente pesquisa visa analisar o comportamento de um túnel escavado pela metodologia sequencial NATM, a fim de conhecer a influência apresentada pelo sistema de impermeabilização (tipo guarda-chuva ou submarino) e o elemento de impermeabilização (geomembrana ou membrana projetada) sobre o dimensionamento final do suporte. Neste capítulo serão apresentados os casos de estudo simulados, os dados de entrada para os modelos utilizados, a discretização da malha e a sequência construtiva. As modelagens foram realizadas por meio do programa de elementos finitos Plaxis, efetuando análises numéricas bidimensionais em condições de deformação plana, porém considerando o efeito da tridimensionalidade por meio da metodologia de redução de tensões descrita por Perreira & Azevedo (1994).

4.1. DISCRETIZAÇÃO DA MALHA DE ELEMENTO FINITOS

A malha padrão de elementos finitos, empregada nestas análises, foi feita a partir da geração automática do programa Plaxis adotando uma malha de elementos de distribuição média em todo o contorno e refinada na região mais próxima e ao redor da abertura do túnel como mostrado na Figura 4.1. O túnel foi discretizado por meio de elementos triangulares de 15 nós, gerando um total de 1926 elementos, 16026 nós e 23112 pontos de tensão, num domínio retangular de 50 x 60 m. Como condições de contorno foram restringidos os deslocamentos horizontais nas laterais da malha, limitados os deslocamentos tanto horizontais como verticais na fronteira inferior e na superfície foram permitidos deslocamentos livres.



Figuras 4.1. Malha de elementos finitos adotada para a modelagem do túnel.

A fim de simplificar as simulações não foram empregados elementos de interface entre o maciço circundante e a camada de concreto projetado primário, portanto, não foram considerados deslocamentos relativos entre os nós dos elementos do maciço e os nós dos elementos do suporte primário, embora na realidade não sejam nulos. Esta simplificação é válida já que a maior parte dos deslocamentos do maciço acontece mesmo antes do suporte ser instalado. Caso contrário acontece na fronteira entre os suportes primário e secundário, onde aí sim é considerado o elemento de interface com a intenção de simular deslocamentos relativos devido ao uso de elementos de impermeabilização, e assim, quantificar a transferência de esforços da primeira camada de suporte para a camada secundária.

4.2. SIMULAÇÃO DO MACIÇO E DAS ESTRUTURAS DE SUPORTE

O maciço foi simulado por meio de elementos do tipo *Soil* segundo o modelo constitutivo elastoplástico com endurecimento *Hardening Soil*, já que permite representar a perda de rigidez do material quando submetido a um esforço desviador primário unido ao desenvolvimento de deformações plásticas permanentes. Considerou-se como parâmetros do maciço os valores representativos de um solo argiloso típico de Brasília, como o referido por Chissolucombe (2001). Além do maciço, o suporte primário também foi simulado por meio de elementos do tipo *Soil*, e suas propriedades são apresentadas junto com as do maciço na

Tabela 4.1. Na fase construtiva foi necessário revestir completamente com concreto projetado (auxiliar) as galerias laterais do túnel para evitar o colapso da abertura. Os revestimentos, auxiliar e secundário, foram simulados como materiais de comportamento elástico linear e isotrópico, utilizando elementos do tipo *plate* do qual suas propriedades são expostas na Tabela 4.2.

Tabela 4.1. Parâmetros do maciço e do suporte primário de 10 cm de espessura.

Parâmetro	Nomenclatura	Argila Siltosa	Revestimento Primário	Unidade
Modelo do material	<i>Modelo</i>	HS	MC	-
Tipo de material	<i>Tipo</i>	Drenado	Drenado	-
Peso específico acima do nível freático	γ_{unsat}	13,5	24,0	kN/m ³
Peso específico abaixo do nível freático	γ_{sat}	16,0	24,0	kN/m ³
Permeabilidade horizontal	k_x	1,2E-05	1,0E-12	m/s
Permeabilidade vertical	k_y	1,2E-05	1,0E-12	m/s
Mod. de deformabilidade secante (referente à pressão de referência p^{ref})	E_{50}^{ref}	16	-	MPa
Mod. de defor. de compressão isotrópica primária (referente à pressão de referência p^{ref})	E_{oed}^{ref}	6,1	-	MPa
Mod. de defor. de descarregamento e recarregamento (referente à pressão de referência p^{ref})	E_{ur}^{ref}	48	-	MPa
Modulo de Young	E_{ref}	-	7,0	GPa
Coefficiente adimensional	m	1,0	-	-
Coesão	c	30	6500	kPa
Ângulo de atrito	ϕ	26,0	35,0	°
Ângulo de dilatação	ψ	0,0	10,0	°
Coefficiente de Poisson	ν	0,3	0,15	-
Coefficiente de empuxo em repouso	K_o	0,55	-	-
Resistência max a tração	σ_t	0,0	500	kPa
Interface	R_{inter}	rígido	rígido	-

Tabela 4.2. Propriedades dos revestimentos auxiliar e secundário.

Parâmetro	Nomenclatura	Revestimento auxiliar	Revestimento secundário	Unidade
Tipo de comportamento	<i>Tipo</i>	Elástico	Elástico	-
Módulo de Young	<i>E</i>	7,0	7,0	GPa
Rigidez axial	<i>EA</i>	3,50E+05	1,75E+06	kN/m
Rigidez a flexão	<i>EI</i>	7,29E+01	9,11E+03	kN/m ² /m
Espessura equivalente	<i>d</i>	0,05	0,25	m
Peso	<i>w</i>	1,2	3,0	kN/m/m
Coefficiente de Poisson	<i>v</i>	0,15	0,15	-

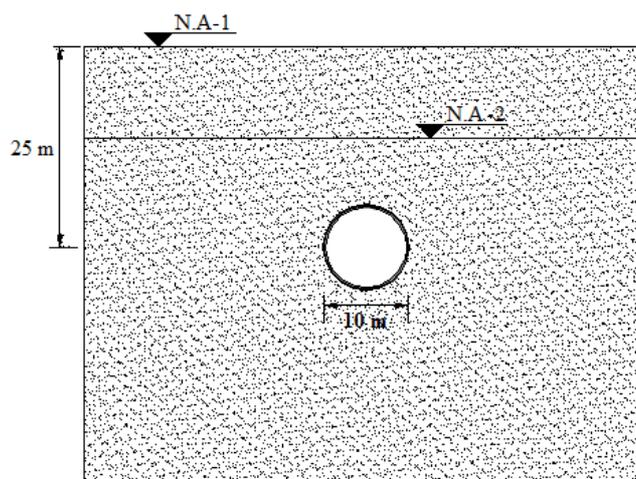
O elemento de impermeabilização foi simulado por meio de elementos de interface e suas propriedades foram atribuídas segundo a revisão bibliográfica feita e apresentada no Capítulo 2. As propriedades da interface são atribuídas pelo fator de redução de resistência, R_{inters} , segundo as relações apresentadas nas Equações 3.2 a 3.5. Portanto, foi preciso criar dois tipos de materiais de solo aos quais se atribuíram as propriedades dos elementos de geomembrana de PVC e membrana projetada (Tab. 4.3).

Tabela 4.3. Propriedades atribuídas a elementos de interface para simular elementos de impermeabilização tipo geomembrana de PVC ou tipo membrana projetada.

Parâmetro	Nomenclatura	Geomembrana de PVC (GM)	Membrana projetada (MP)	Unidade
Modelo do material	<i>Modelo</i>	MC	MC	-
Tipo de material	<i>Tipo</i>	Drenado	Drenado	-
Peso específico acima do NA	γ_{unsat}	0,0	0,0	kN/m ³
Peso específico abaixo do NA	γ_{sat}	0,0	0,0	kN/m ³
Permeabilidade horizontal	k_x	1,0E-12	1,0E-12	m/s
Permeabilidade vertical	k_y	1,0E-12	1,0E-12	m/s
Módulo de Young	E_{ref}	20	20	MPa
Coesão	<i>c</i>	0,6	500	kPa
Ângulo de atrito	ϕ	0,0	24,0	°
Coefficiente de Poisson	<i>v</i>	0,45	0,45	-
Resistência max a tração	σ_t	0	1,0	MPa
Interface	R_{inter}	rígido	rígido	-

4.3. CASO DE ESTUDO

Para o desenvolvimento do projeto e para simplificar as análises, foi considerado um túnel metroviário urbano de geometria circular, com 10 m de diâmetro, construído em uma única camada homogênea e isotrópica constituída por solo argiloso representativo de Brasília, onde o nível d'água se situa acima do túnel. O eixo do túnel foi localizado a 25 m de profundidade desde a superfície (Fig. 4.2).



Figuras 4.2. Esquema do caso de estudo (túnel superficial).

As simulações se efetuaram tendo em conta as seguintes variações:

Tipo de projeto

- Suporte de camada única, SSL (sem membrana impermeável);
- Suporte de camada dupla, DSL (com geomembrana como elemento de impermeabilização);
- Suporte composto, CSL (com membrana projetada como elemento de impermeabilização).

Sistema de impermeabilização

- Guarda-chuva (colocação da membrana na abóbada e nas laterais do túnel);
- Submarino (colocação da membrana ao longo do contorno do túnel).

Localização do nível freático (ou carga hidráulica) em relação ao teto do túnel

- $H = 2D$; $H = 1D$ (D: diâmetro do túnel)

A partir das variações apresentadas foram feitas 10 combinações como se mostra na Tabela 4.4, onde o primeiro termo refere-se ao sistema de impermeabilização, o segundo se relaciona com o tipo de elemento da impermeabilização, o terceiro indica o ângulo de atrito na interface e o quarto termo da nomenclatura refere-se à condição do nível freático. No caso do projeto SSL, sem membrana, as simulações foram realizadas com fator de redução de resistência (R_{inter}) de 2/3, como é usual na prática geotécnica.

Tabela 4.4. Nomenclatura dos principais casos analisados nesta dissertação.

Nível Freático	Tipo de projeto	Sistema de impermeabilização	
		Submarino (Sb)	Guarda-chuva (Gc)
H = 2 D	SSL (sem membrana)	SSL 2D	
	DSL (com geomembrana)	(SbGM0°) 2D	(GcGM0°) 2D
	CSL (com membrana projetada)	(SbMP24°) 2D	(GcMP24°) 2D
H = 1 D	SSL (sem membrana)	SSL 1D	
	DSL (com geomembrana)	(SbGM0°) 1D	(GcGM0°) 1D
	CSL (com membrana projetada)	(SbMP24°) 1D	(GcMP24°) 1D

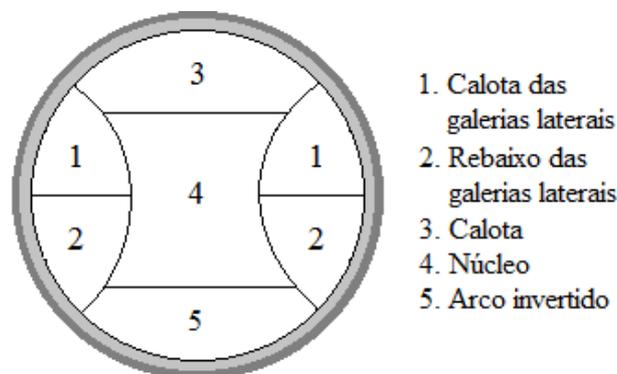
Subsequentemente, foram efetuadas simulações adicionais para analisar a sensibilidade dos parâmetros de resistência da interface como: ângulo de atrito (ϕ), resistência à tração (σ_t), coesão (c) e módulo de Young (E) empregados para modelar a membrana impermeabilizante colocada entre as camadas de suporte primário e secundário, considerando um sistema de impermeabilização tipo submarino com nível freático localizado a dois diâmetros acima do teto do túnel. No caso da geomembrana de PVC se considerou ângulo de atrito de 0°, tendo em conta que é o utilizado pelos projetistas, e de 14° já que segundo a revisão bibliográfica, no Capítulo 2 é o ângulo de atrito entre a geomembrana e o geotêxtil. No caso da membrana projetada foram considerados ângulos de atrito de 24°, 35° e 43°. Também foram avaliados valores de resistência à tração na faixa de 0 até 1000 kPa, para ambos os elementos de impermeabilização na condição submersa. A coesão foi avaliada na faixa de 0 até 500 kPa no caso da membrana projetada e o módulo de Young foi avaliado na faixa de 2 a 20 MPa, sendo este último o valor adotado nas simulações principais para os dois tipos de elementos de impermeabilização. No total foram realizadas 39 simulações: duas no caso do projeto SSL, 20 no caso do projeto DSL e 17 no caso do projeto CSL, como mostrado na Tabela 4.5 onde o quinto termo é a numeração consecutiva das diferentes simulações. Nas análises foram fixadas as espessuras dos suportes primário e secundário em 10 e 25 cm, respectivamente. Posteriormente foram verificados os fatores de segurança do concreto projetado para fins de projeto com os obtidos nas análises.

Tabela 4.5. Nomenclatura para as simulações realizadas nesta dissertação dos elementos de impermeabilização.

ELEMENTO DE IMPER.		GEOMEMBRANA DE PVC				MEMBRANA PROJETADA					
Nível Freático	Sist. Impermeabilização	Nomenclatura	φ [°]	C [kPa]	σ_t [kPa]	E [kPa]	Nomenclatura	φ [°]	C [kPa]	σ_t [kPa]	E [kPa]
H = 2D	Submarino	(SbGM0°) 2D-1				2	(SbMP24°) 2D-1				2
		(SbGM0°) 2D-2				20	(SbMP24°) 2D-2				20
		(SbGM0°) 2D-3	0	0,6	0	200	(SbMP24°) 2D-3	24	500	1000	200
		(SbGM0°) 2D-4				2000	(SbMP24°) 2D-4				2000
		(SbGM0°) 2D				20000	(SbMP24°) 2D				20000
		(SbGM14°) 2D	14	0,6	0	20000	(SbMP35°) 2D	35	500	1000	20000
		(SbGM27°) 2D	27				(SbMP43°) 2D	43			
		(SbGM0°) 2D-5				10	(SbMP24°) 2D-5				500
		(SbGM0°) 2D-6				100	(SbMP24°) 2D-6				100
		(SbGM0°) 2D-7	0	0,6		500	(SbMP24°) 2D-7	24	500		10
		(SbGM0°) 2D-8				1000	(SbMP24°) 2D-8				0
		(SbGM14°) 2D-1				10	(SbMP24°) 2D-9		50		
		(SbGM14°) 2D-2	14	0,6	100	20000	(SbMP24°) 2D-10	24	10	1000	20000
		(SbGM14°) 2D-3				1000	(SbMP24°) 2D-11		0		
Guarda - Chuva	(GcGM0°) 2D	0				(GcMP24°) 2D	24	500	1000	20000	
	(GcGM14°) 2D	14	0,6	0	20000						
H = 1D	Submarino	(SbGM0°) 1D	0				(SbMP24°) 1D	24	500	1000	20000
		(SbGM14°) 1D	14	0,6	0	20000					
	Guarda - Chuva	(GcGM0°) 1D	0				(GcMP24°) 1D	24	500	1000	20000
		(GcGM14°) 1D	14	0,6	0	20000					

4.4. SEQUÊNCIA CONSTRUTIVA

Para as simulações foi considerado o método construtivo sequencial *NATM* (*New Austrian Tunnelling Method*). Antes de iniciar com a escavação foi efetuado um rebaixamento do nível freático a partir de um cálculo simples de fluxo. A sequência da escavação consistiu inicialmente das calotas das galerias laterais seguidas dos rebaixos destas galerias, após a escavação da calota, logo o núcleo e finalmente o arco invertido (Fig. 4.3). Para considerar o efeito da tridimensionalidade foi aplicado um fator de alívio nas tensões do maciço, após a escavação de cada região e antes da ativação do suporte primário da mesma, segundo a metodologia descrita por Perreira & Azevedo (1994). O fator adotado para todas as fases e todas as simulações foi de 50%. Após a escavação completa do túnel é desativado o concreto auxiliar e ativado, no contorno do túnel, o revestimento secundário junto com a interface, modificando suas propriedades dependendo do elemento de impermeabilização a analisar. Depois o nível freático é elevado novamente a sua condição inicial e são calculados os respectivos esforços solicitantes sobre o suporte secundário.

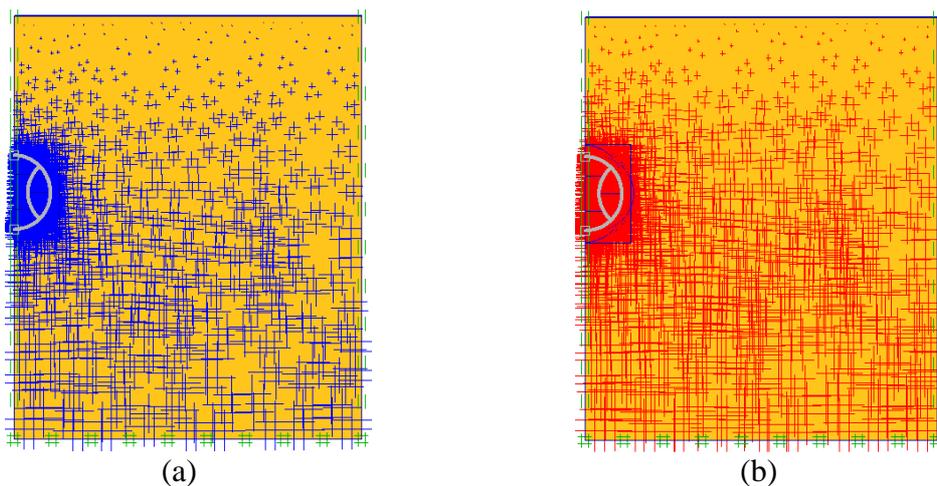


Figuras 4.3. Parcialização da seção transversal do túnel.

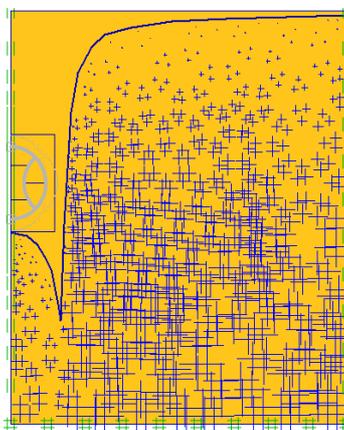
Cada simulação foi constituída por catorze fases de cálculo, obedecendo aos seguintes estágios:

- *Fase inicial*: geração das pressões de água e as tensões iniciais, a partir do nível freático e da tensão geostática e do coeficiente K_0 , respectivamente (Fig. 4.4).
- *Fase 1*: geração das pressões de água a partir do nível freático rebaixado antes da escavação (Fig. 4.5).
- *Fase 2*: escavação das calotas das galerias laterais com 50% de relaxação de tensões (a sequência das fases construtivas é apresentada na Figura 4.6).

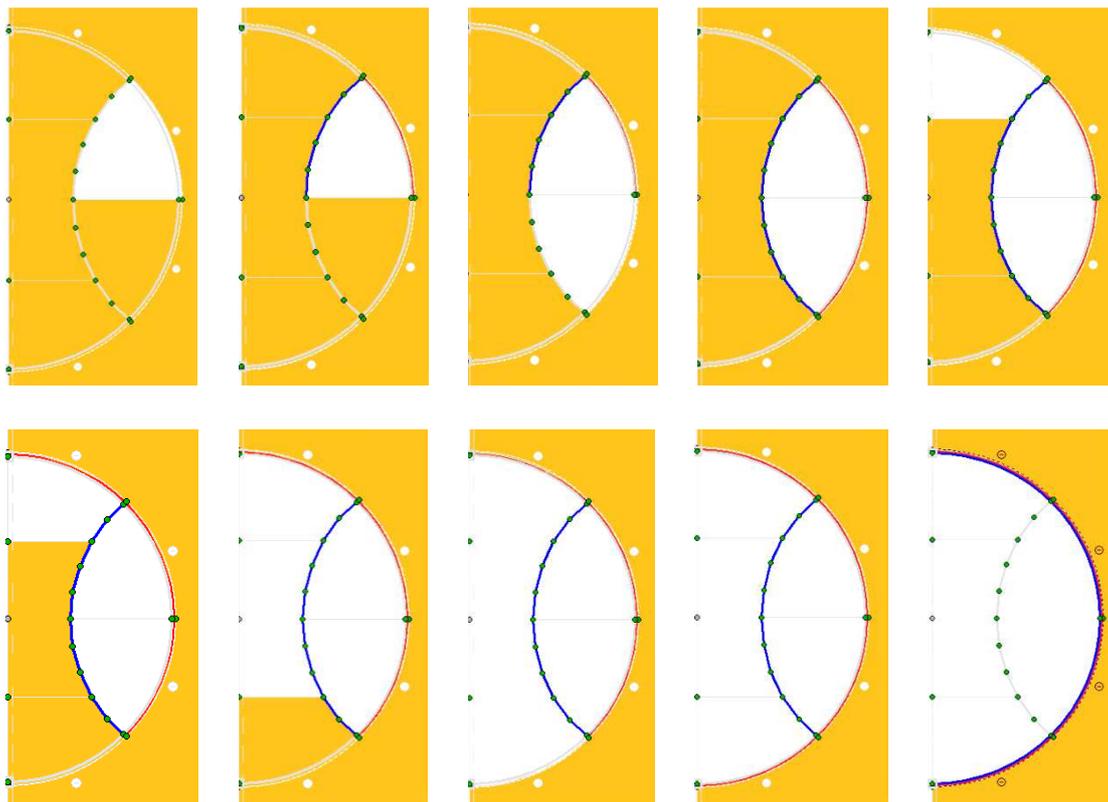
- *Fase 3*: ativação do suporte auxiliar e primário nas calotas das galerias laterais aplicando o carregamento restante.
- *Fase 4*: escavação dos rebaixos das galerias laterais com 50% de relaxação de tensões.
- *Fase 5*: ativação do suporte auxiliar e primário nos rebaixos das galerias laterais.
- *Fase 6*: escavação da calota com 50% de relaxação de tensões.
- *Fase 7*: ativação do suporte primário na calota.
- *Fase 8*: escavação do núcleo.
- *Fase 9*: escavação da bancada ou arco invertido com 50% de relaxação de tensões.
- *Fase 10*: ativação do suporte primário no piso da bancada.
- *Fase 11*: desativação do suporte auxiliar das galerias laterais.
- *Fase 12*: ativação do revestimento secundário junto com a interface.
- *Fase 13*: geração final das pressões de água tendo em conta o sistema de impermeabilização adotado (Fig. 4.7).



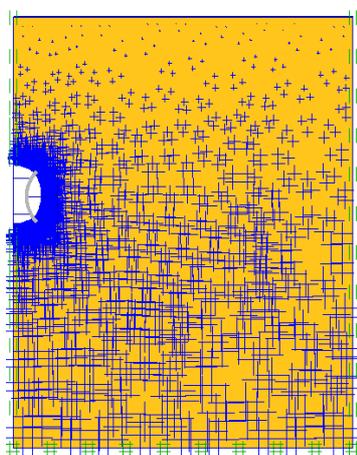
Figuras 4.4. Fase inicial (a) pressões de água (b) tensões iniciais.



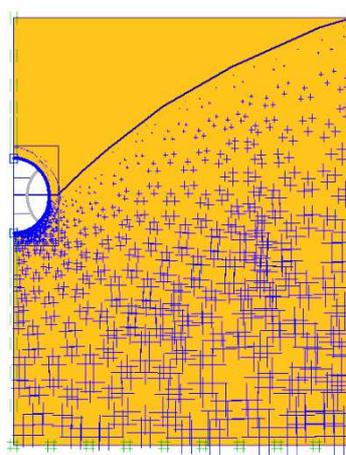
Figuras 4.5. Pressões de água a partir do nível freático rebaixado.



Figuras 4.6. Sequência das fases de construção.



(a)



(b)

Figuras 4.7. Pressões de água finais para o sistema de impermeabilização: a) submarino; b) guarda-chuva.

CAPÍTULO 5

A PRESENTAÇÃO E ANÁLISES DOS RESULTADOS

Neste capítulo serão apresentados e discutidos os resultados obtidos nas simulações dos sistemas de suporte de túneis com diferentes alternativas de impermeabilização. A fim de analisar o efeito dos sistemas de impermeabilização no dimensionamento do sistema de suporte é essencial analisar o grau de monoliticidade da estrutura de suporte, portanto, se apresentam os esforços internos mobilizados no suporte secundário, salientando que, níveis altos de deslocamentos relativos no contato entre os suportes primário e secundário de concreto projetado vão levar a maiores solicitações internas nesta última camada, o que significa que as duas camadas de suporte da estrutura trabalharam de forma isolada.

Primeiramente serão apresentados os resultados da influência dos parâmetros de módulo de Young (E), ângulo de atrito (ϕ), resistência máxima a tração (σ_t) e coesão (c) nos esforços internos atuantes no suporte secundário, no intuito de analisar a sensibilidade dos parâmetros de resistência na interface para a modelagem dos elementos de impermeabilização. Após serão apresentados os esforços internos atuantes nas seções do suporte secundário obtidos nas simulações principais, como definidas na metodologia (Tab. 4.4). Finalmente os resultados serão comparados e discutidos entre si.

Nas simulações foram adotados valores de espessura para os suportes primário e secundário, e mantidos constantes para o cálculo do fator de segurança (FS). Este é definido pela verificação do equilíbrio avaliando a relação entre os esforços atuantes e os esforços resistentes. Para fins de projeto o FS do suporte primário tem de ser pelo menos 1,3, mas nas

simulações feitas nesta dissertação o FS calculado foi de 1,2. Mesmo sendo mais baixo este valor foi adotado por fins acadêmicos e pelo fato que o presente trabalho visa analisar o comportamento do sistema de suporte em função do sistema de impermeabilização. O FS para o suporte secundário foi calculado em todas as simulações e seu valor ficou acima de 1,7, sendo este o fator de segurança adotado para fins de projeto.

Na convenção dos esforços expostos, a força normal é negativa quando se geram tensões de compressão e o momento fletor é positivo quando se traciona as fibras internas do suporte, e negativo quando se traciona as fibras externas e se comprime as externas (Fig. 5.1).

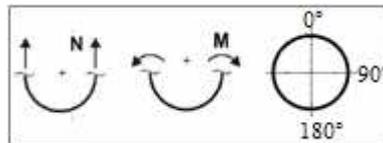


Figura 5.1. Convenção de sinais para.

5.1. SENSIBILIDADE DOS PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA DA INTERFACE

As Figuras 5.2 e 5.3 mostram os resultados da etapa inicial onde se efetuaram simulações variando os parâmetros de resistência dos elementos de impermeabilização. Estas foram concebidas como forma de investigar a influência dos parâmetros de resistência da interface na distribuição dos esforços internos de compressão (N) e do momento fletor (M) mobilizados ao longo do suporte secundário, considerando um sistema de impermeabilização tipo submarino e o nível do lençol freático localizado a dois diâmetros acima do teto do túnel.

Os resultados de força normal e momento fletor são apresentados na Figura 5.2 e 5.3, respectivamente. Primeiramente se mostra nas Figuras 5.2 e 5.3 (a) e (b), a influência do módulo de Young (E) na distribuição dos esforços ao longo do suporte secundário, ficando constantes as demais propriedades da interface (c , ϕ e σ_t), tanto no caso da geomembrana (GM) quanto da membrana projetada (MP), como mostrados na Tabela 4.3. Logo, nas Figuras 5.2 e 5.3 (c) e (d) se mostra a mudança nos esforços devido à variação do ângulo de atrito (ϕ) nos parâmetros da interface. Nas Figuras 5.2 e 5.3 (e), (f) e (g) foi avaliada a sensibilidade do parâmetro de resistência à tração (σ_t), mantendo constantes os parâmetros c e E , para o ângulo de atrito (ϕ) de 0° , 14° e 24° , sendo os dois primeiros considerados no elemento GM e o último para MP. Finalmente nas Figuras 5.2 e 5.3 (h) se expõe os esforços transferidos no revestimento secundário para diferentes valores de coesão na interface no caso MP. Os valores dos parâmetros para os casos expostos nestas figuras são apresentados na Tabela 4.5.

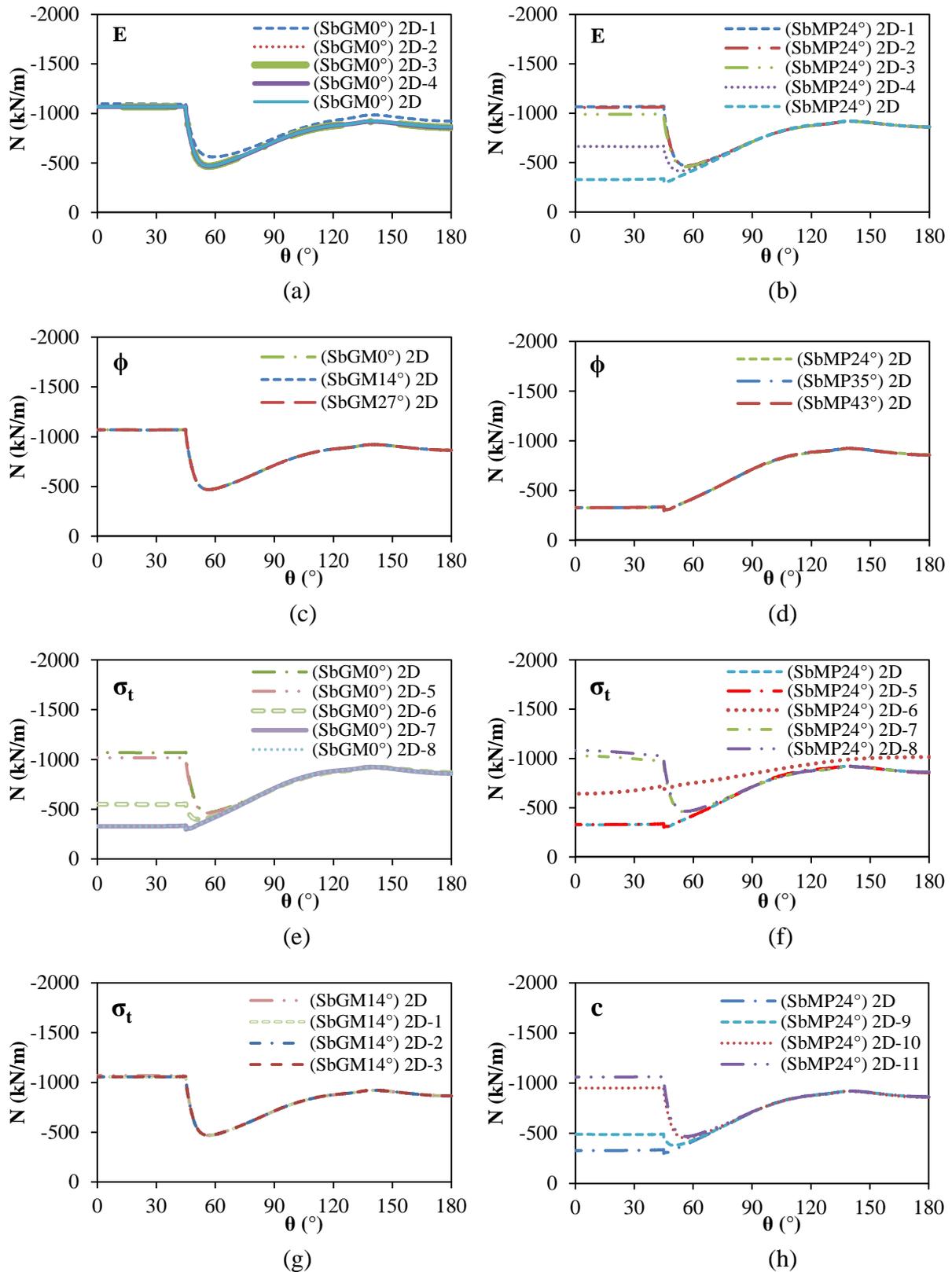


Figura 5.2. Influência dos parâmetros de resistência na distribuição da força normal mobilizada ao longo do suporte secundário no sistema submarino, com variação de: a) E no caso GM; b) E no caso MP; c) ϕ no caso GM; d) ϕ no caso MP; e) σ_t no caso GM com $\phi = 0^\circ$; f) σ_t no caso MP; g) σ_t no caso GM $\phi = 14^\circ$; h) c no caso GM.

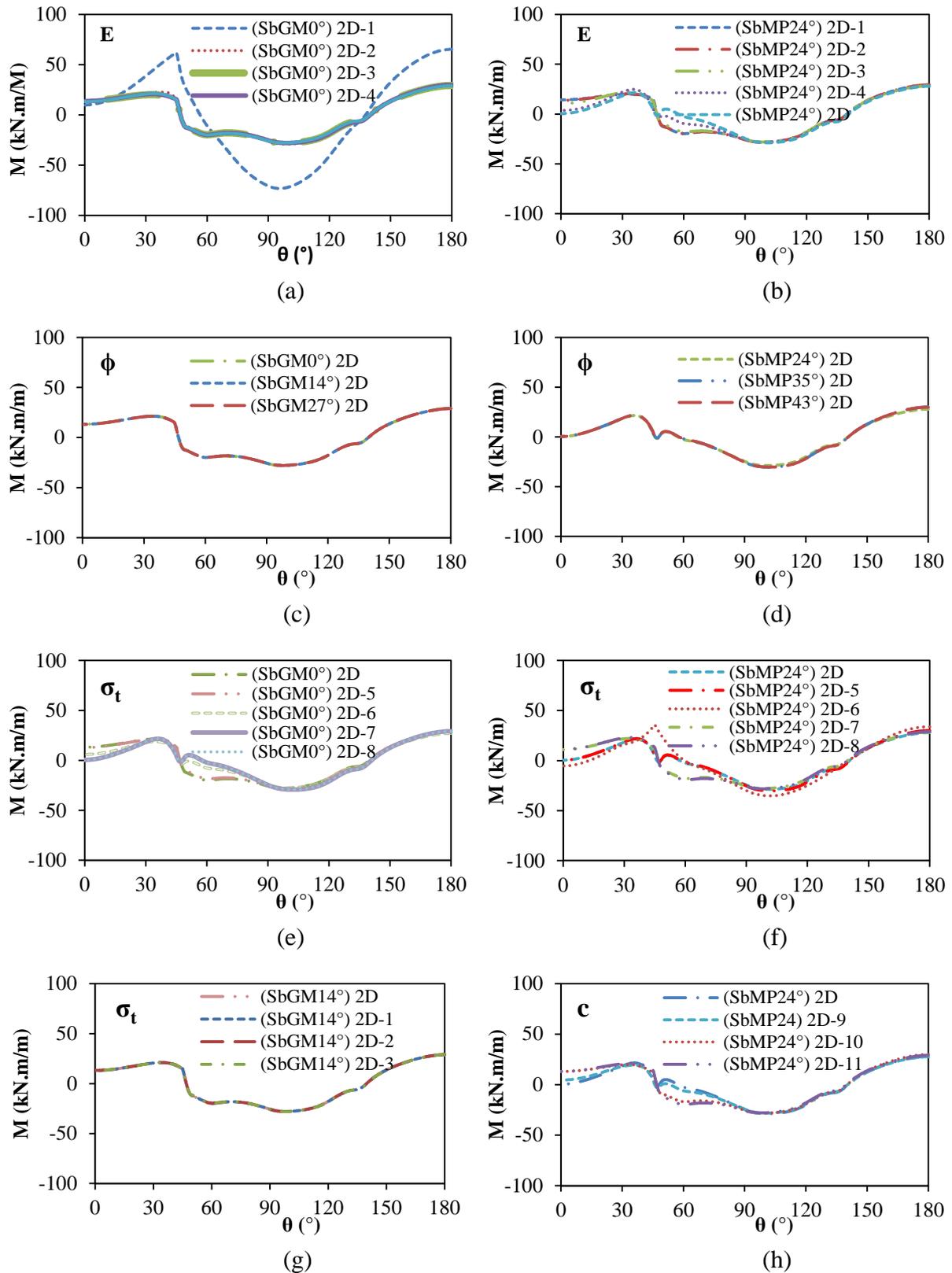


Figura 5.3. Influência dos parâmetros de resistência na distribuição do momento fletor mobilizado ao longo do suporte secundário no sistema submarino, com variação de: a) E no caso GM; b) E no caso MP; c) ϕ no caso GM; d) ϕ no caso MP; e) σ_t no caso GM com $\phi = 0^\circ$; f) σ_t no caso MP; g) σ_t no caso GM $\phi = 14^\circ$; h) c no caso GM.

Em todas as análises as variações da distribuição dos esforços normais de compressão (Fig. 5.2) foram evidenciadas na calota do túnel para $0^\circ < \theta < 90^\circ$. No caso da distribuição dos momentos fletores (Fig. 5.3), de forma geral, esta apresenta o mesmo comportamento em todas as simulações.

A Figura 5.2a mostra que ao considerar baixos parâmetros de coesão, ângulo de atrito e resistência à tração na interface, caso GM, o módulo de rigidez relativo entre o suporte e a membrana tem pouca relevância na transmissão de carga do suporte primário para o secundário. Caso contrário acontece quando estes parâmetros de resistência são significativamente mais altos (Fig. 5.2b), como na MP, onde a transmissão de cargas entre ambos os suportes é inversamente proporcional ao módulo de rigidez, ou seja, quanto maior o módulo de rigidez no elemento da interface, menores serão os carregamentos absorvidos e transmitidos entre os dois suportes aumentando o grau de monoliticidade da estrutura. Este comportamento se deve a que o modelo *Hardening Soil* considera zonas distintas de carregamento e descarregamento, entre o teto e o arco invertido, inclusive módulos de deformabilidade distintos para solicitações cisalhantes.

A Figura 5.2c e 5.2d ilustram o mesmo comportamento na distribuição de esforços no suporte secundário para diferentes valores de ângulo de atrito, em condições de resistência na interface tanto alta quanto baixa. Portanto, em um sistema de impermeabilização tipo submarino com geomembrana de PVC os carregamentos no suporte do túnel não vão mudar ao se considerar um ângulo de atrito na interface: de 0° , atualmente considerado nos projetos; de 14° , interface geotêxtil-geomembrana de PVC; ou de 27° , interface geomembrana de PVC-concreto pré moldado. Também acontece no sistema com membrana projetada onde a faixa de valores de 24° para 43° não influencia os resultados. Portanto, os parâmetros que governam o sistema de suporte são a coesão e a resistência à tração.

A Figura 5.2f mostra que a variação da resistência máxima à tração na interface provoca grandes mudanças na distribuição das cargas, mesmo tendo altos parâmetros de coesão e ângulo de atrito, caso da membrana projetada. De forma que quanto maior é a resistência à tração, menor é a transmissão de cargas entre os suportes e conseqüentemente menores são os esforços atuantes no suporte secundário. Um comportamento similar percebeu-se na Figura 5.2e, porém com valores nulos de coesão e ângulo de atrito, caso da geomembrana de PVC com $\phi = 0^\circ$, o que significa que em ambos os casos a resistência na interface membrana-concreto é governada pelo parâmetro de resistência à tração. Em

contraste, na Figura 5.2g mostrou-se que quando se aumenta o ângulo de atrito de 0° para 14° se mantém a coesão nula, não se apresenta variação nenhuma na distribuição dos esforços devido à mudança da resistência à tração, pelo que se poderia falar que interfaces onde a coesão é nula, a resistência é governada pela coesão. Na Figura 5.2h evidencia-se que quanto maior é o valor da coesão na interface menores são os esforços atuantes no suporte secundário.

5.2. ESFORÇOS INTERNOS MOBILIZADOS NO SUPORTE SECUNDÁRIO

Nesta seção, são mostrados os resultados comparativos das simulações feitas para o projeto SSL, DSL e CSL ilustrados nas figuras como Tr, GM 0° e MP 24° , respectivamente. No caso do projeto SSL se apresentam os resultados obtidos com o fator de redução de resistência $R_{int} = 2/3$. No caso dos projetos DSL e CSL foram avaliadas as diferentes alternativas de impermeabilização comparando os esforços internos mobilizados ao longo do suporte secundário. Finalmente foi feita uma análise paramétrica com diferentes NA.

5.2.1. Análise dos esforços no projeto SSL

As Figuras 5.4 e 5.5 ilustram os esforços internos de compressão e de momento fletor mobilizados no suporte secundário no caso dos projetos DSL, CSL e SSL. Considerando o nível d'água localizado a dois diâmetros acima do teto do túnel.

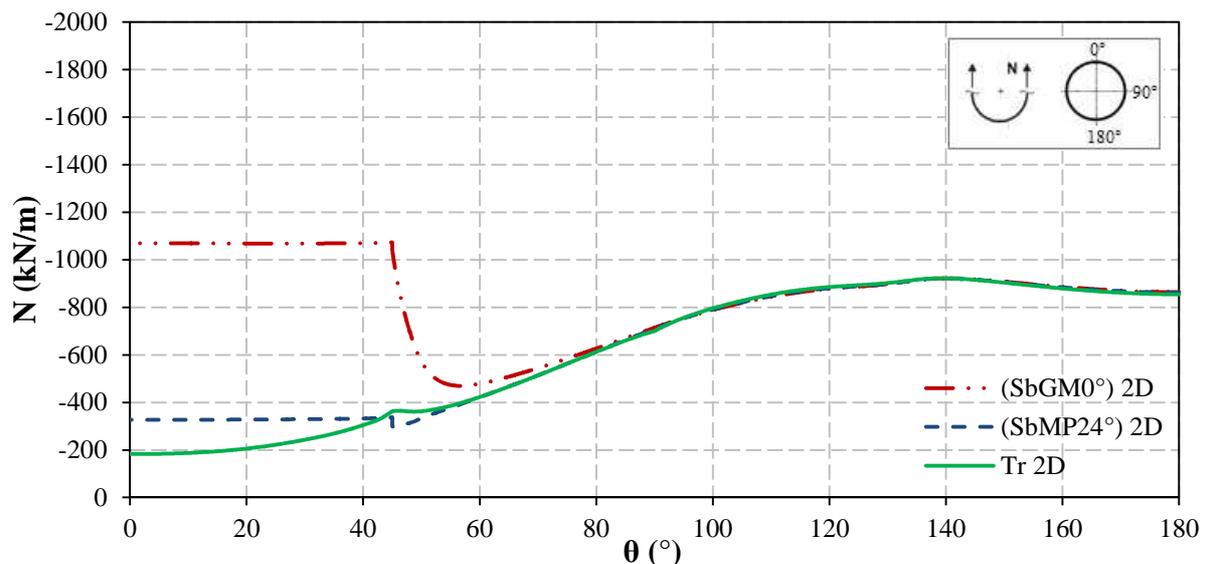


Figura 5.4. Comparação da força normal atuante ao longo do suporte secundário, obtida nos projetos DSL, CSL e SSL para NA de dois diâmetros acima do teto do túnel.

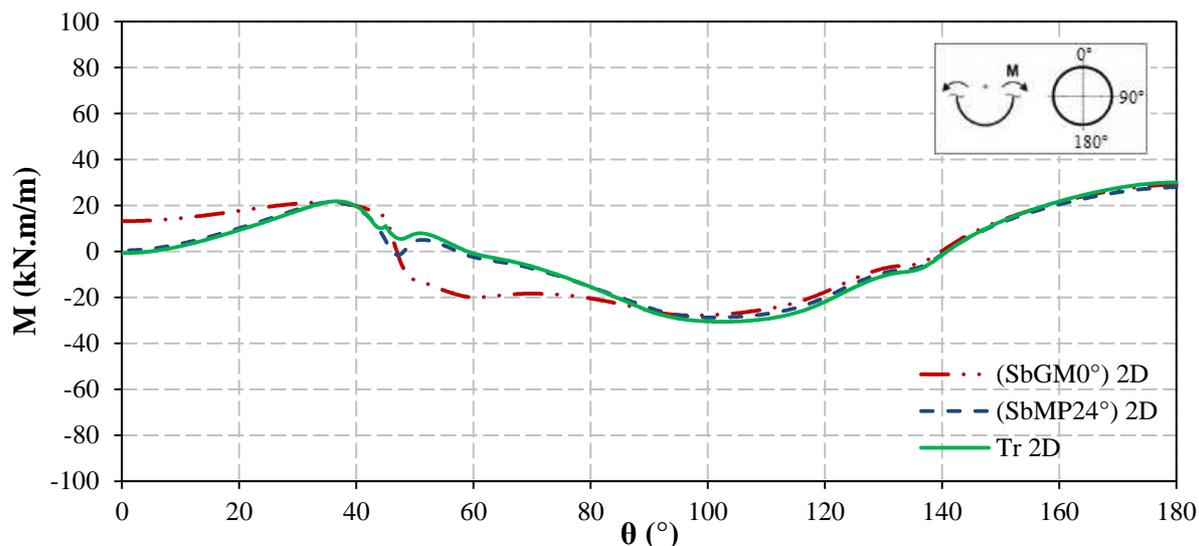


Figura 5.5. Comparação do momento fletor atuante ao longo do suporte secundário, obtido nos projetos DSL, CSL e SSL para NA de dois diâmetros acima do teto do túnel.

A Figura 5.6 e 5.7 ilustra os esforços internos de compressão e momento fletor no suporte secundário para o projeto DSL, CSL e SSL com $R_{inter} = 2/3$ considerando o nível d'água a um diâmetro acima do teto do túnel.

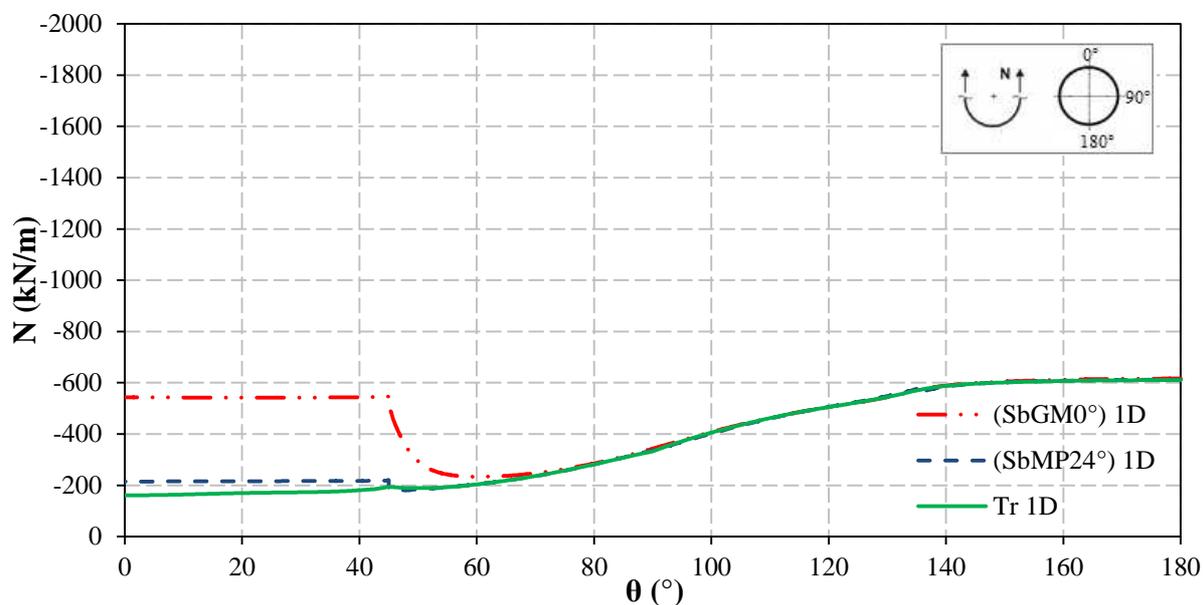


Figura 5.6. Comparação da força normal atuante ao longo do suporte secundário, obtida nos projetos DSL, CSL e SSL para NA de um diâmetro acima do teto do túnel.

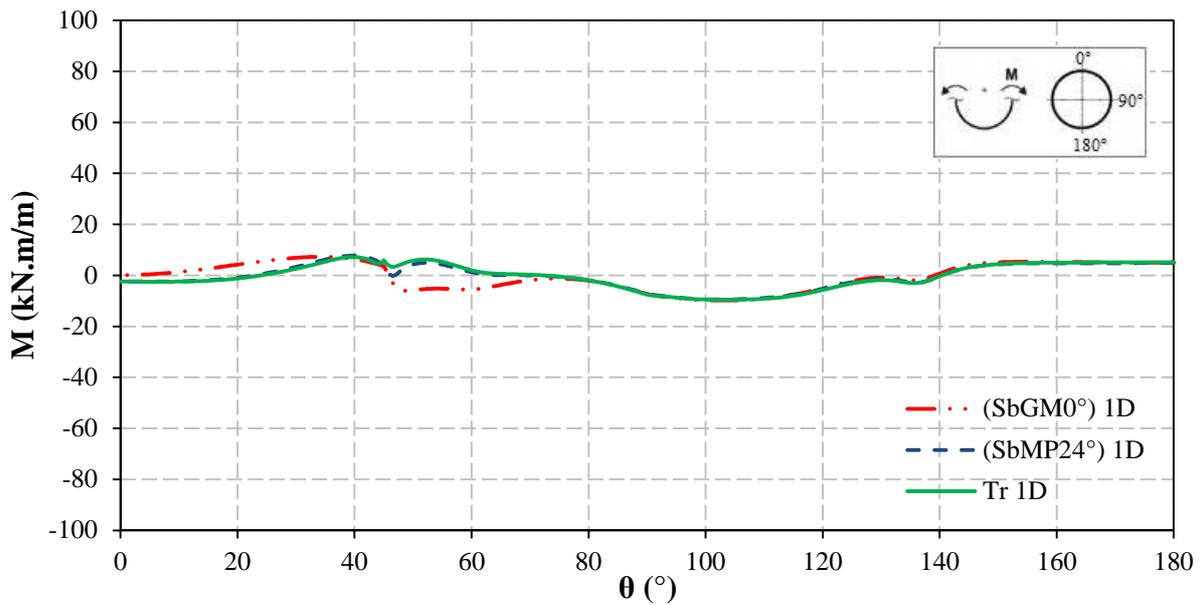


Figura 5.7. Comparação do momento fletor atuante ao longo do suporte secundário, obtido nos projetos DSL, CSL e SSL para NA de um diâmetro acima do teto do túnel.

As Figuras 5.4 a 5.7 mostram a distribuição de esforços atuantes no suporte secundário obtidos das simulações dos projetos DSL (SbGM0°), CSL (SbMP24°) e SSL (Tr). A principal diferença que apresentam estes projetos é o nível de interação entre as camadas de suporte sendo muito maior no caso SSL onde não se tem membrana impermeável que interrompa a aderência, e menor no caso DSL onde se emprega a geomembrana de PVC entre ambos os suportes. Este fato é evidenciado na distribuição tanto dos esforços normais de compressão quanto dos momentos fletores, onde se apresentam menores esforços internos solicitados no projeto SSL, seguido do CSL e por último com diferenças significativas sobre o SSL está o DSL.

No caso DSL se têm maiores solicitações internas nas seções de suporte da calota do túnel ($0^\circ < \theta < 90^\circ$) possivelmente devido a que a membrana, além de impermeabilizar o túnel funciona como barreira de isolamento entre o suporte primário e o secundário, evitando assim, a transmissão adequada de esforços. Esta condição de carga pode aumentar a espessura final da estrutura de suporte.

5.2.2. Análises dos sistemas de impermeabilização

A seguir são mostrados os resultados das simulações dos sistemas de impermeabilização para o nível do lençol freático localizado a dois diâmetros acima do teto

do túnel. Nestas simulações foram adotados os seguintes valores de parâmetros para os elementos de interface:

Geomembrana de PVC

- $E = 20 \text{ MPa}$;
- $c = 0,6 \text{ kPa}$;
- $\phi = 0^\circ \text{ e } 14^\circ$;
- $\sigma_t = 0 \text{ kPa}$.

Membrana projetada

- $E = 20 \text{ MPa}$;
- $c = 500 \text{ kPa}$;
- $\phi = 24^\circ$;
- $\sigma_t = 1000 \text{ kPa}$.

A Figura 5.8 mostra os desenhos dos esforços internos atuantes no suporte secundário, a fim de dar uma visão rápida do comportamento e perceber as diferenças entre os sistemas analisados.

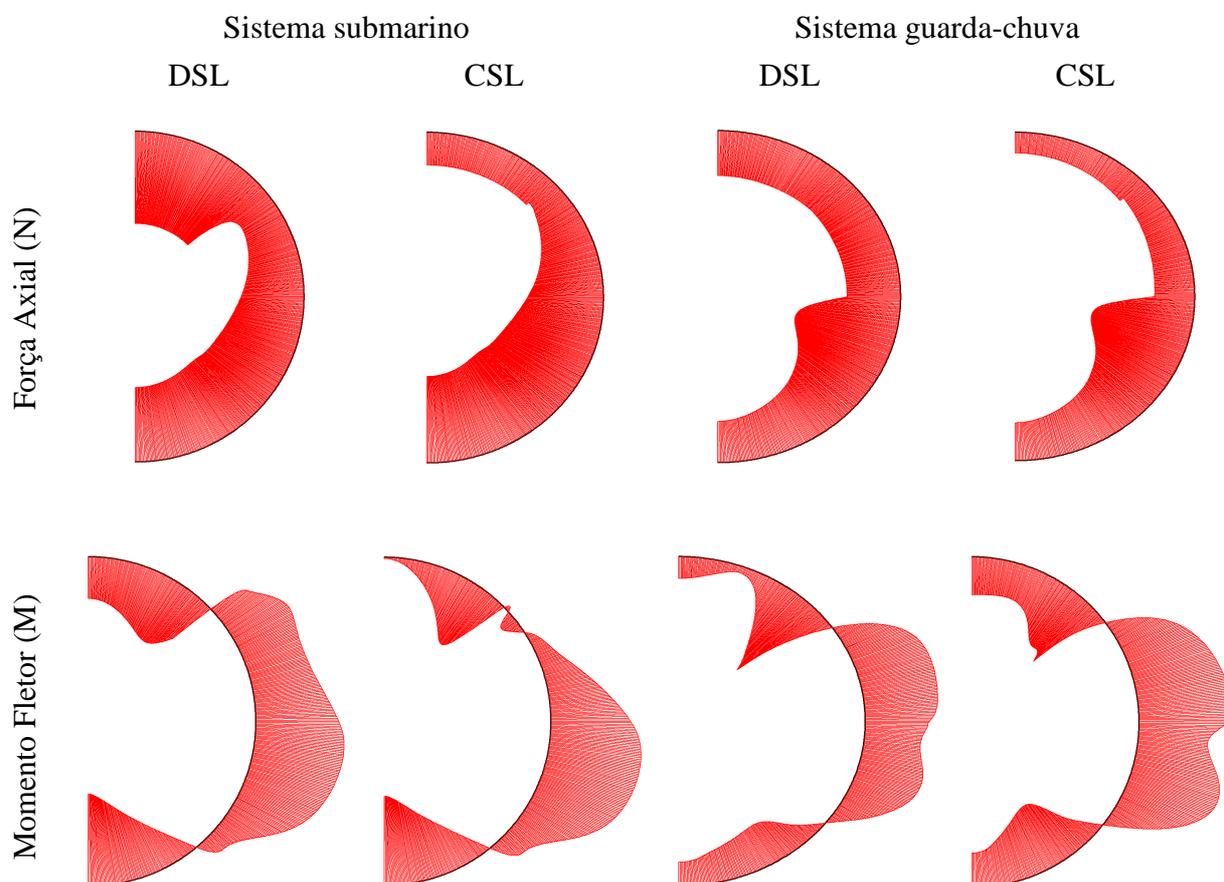


Figura 5.8. Desenhos dos esforços internos atuantes no suporte secundário.

As Figuras 5.9 a 5.12 mostram os esforços internos de compressão mobilizados ao longo do suporte secundário, obtidos das simulações realizadas dos projetos DSL ($GM0^\circ$) e CSL ($MP24^\circ$) para os sistemas de impermeabilização, submarino e guarda-chuva, respectivamente.

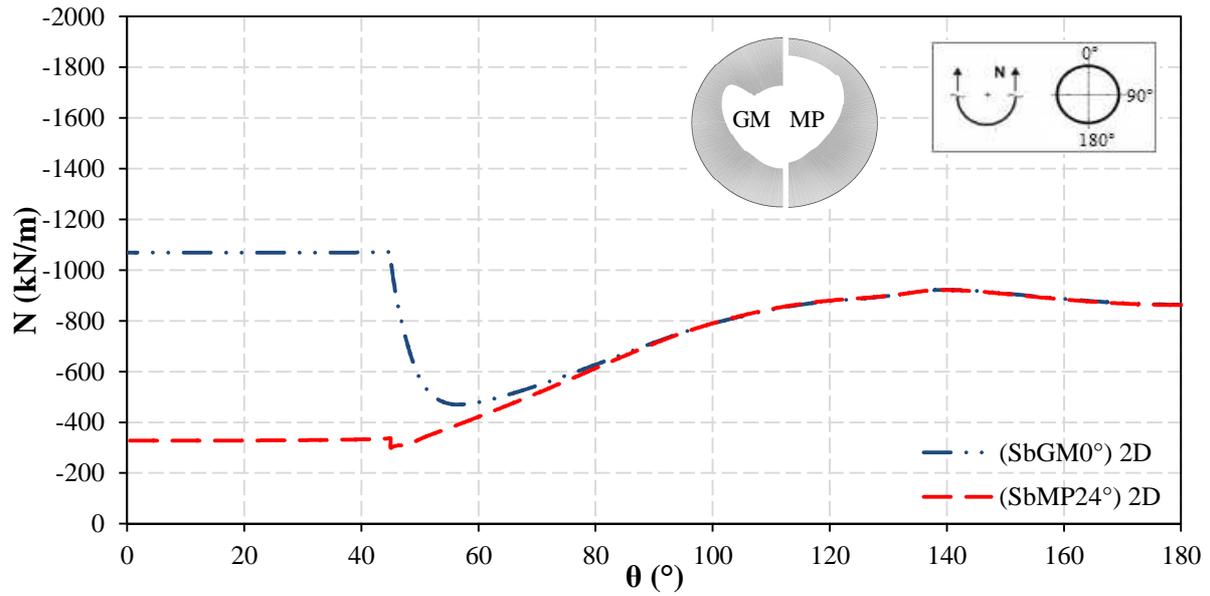


Figura 5.9. Esforços internos de compressão atuantes no suporte secundário obtidos nos projetos DSL e CSL com sistema de impermeabilização tipo submarino e NA localizado a dois diâmetros acima do teto do túnel.

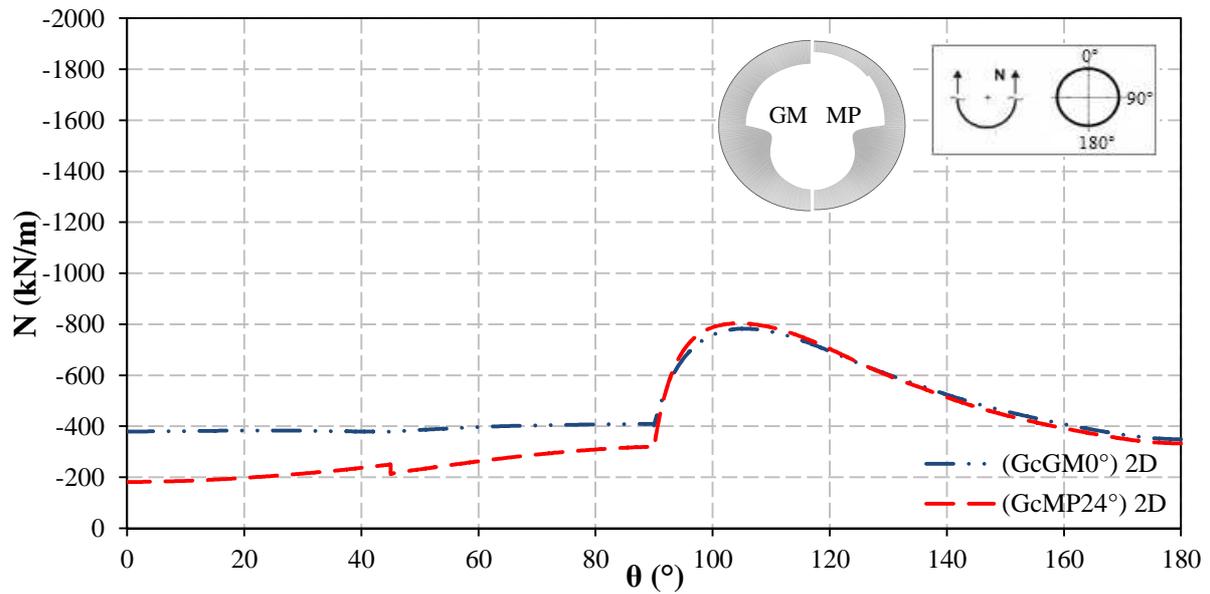


Figura 5.10. Esforços internos de compressão atuantes no suporte secundário obtidos nos projetos DSL e CSL com sistema de impermeabilização tipo guarda-chuva e NA localizado a dois diâmetros acima do teto do túnel.

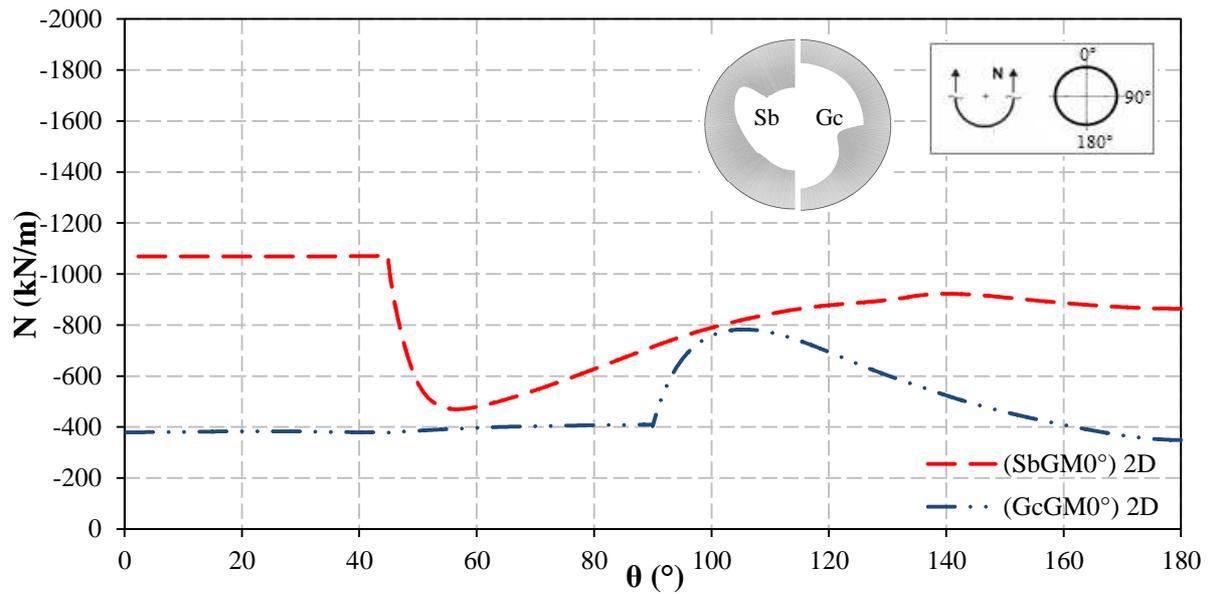


Figura 5.11. Esforços internos de compressão atuantes no suporte secundário obtidos no projeto DSL com os sistemas de impermeabilização tipo submarino e tipo guarda-chuva, considerando o NA a dois diâmetros acima do teto do túnel.

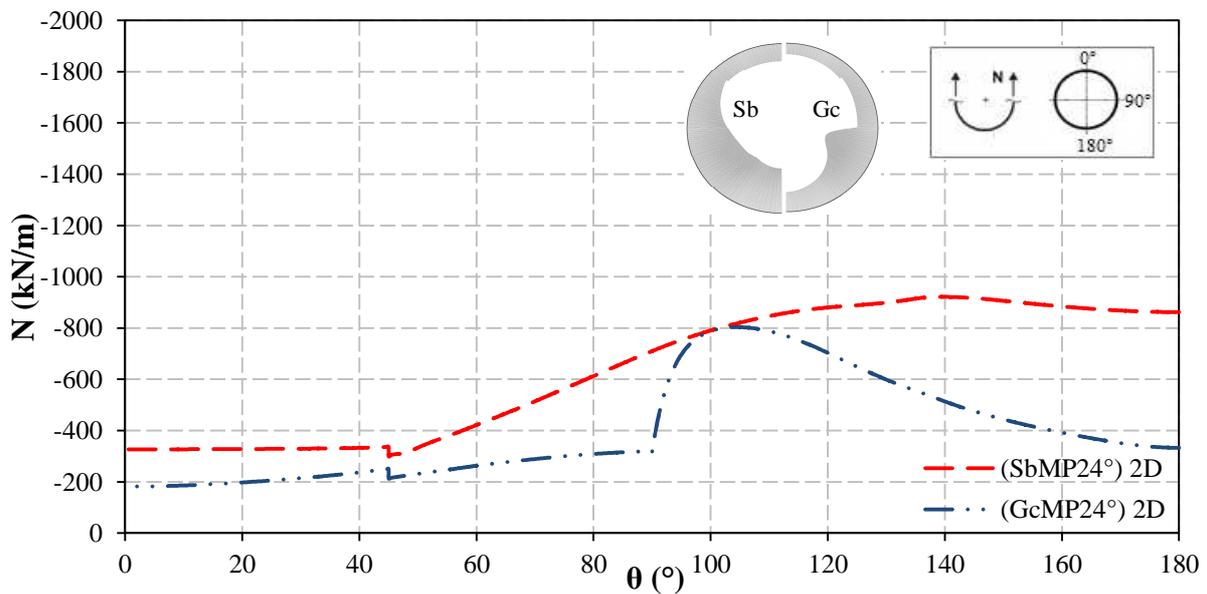


Figura 5.12. Esforços internos de compressão atuantes no suporte secundário obtidos no projeto CSL com os sistemas de impermeabilização tipo submarino e tipo guarda-chuva, considerando o NA a dois diâmetros acima do teto do túnel.

Para ambos os sistemas de impermeabilização a força normal de compressão mobilizada no suporte secundário foi menor no caso CSL sugerindo que existe maior

transmissão de cargas do suporte primário para o secundário, ou seja, os carregamentos transferidos pelo maciço são suportados pela estrutura completa permitindo reduzir a espessura de suporte. Porém, este efeito é bem menor com os momentos fletores em ambos os sistemas. Este comportamento do esforço normal é consequência da rigidez relativa no elemento de interface, que no caso do projeto CSL se têm menores deslocamentos relativos entre ambos os suportes de concreto projetado aumentando a monoliticidade da estrutura toda.

A distribuição da força normal ilustra comportamentos diferentes no sistema tipo guarda-chuva quanto no tipo submarino, porém apresenta valores similares nas laterais do túnel. No primeiro sistema mostrou-se que os valores máximos são atingidos nas paredes dos rebaixos laterais devido ao arqueamento das tensões do maciço e que para todos os demais pontos ao longo do suporte tem-se pouca diferença no valor da força normal, sendo menor o valor no caso CSL devido a que se tem maior aderência entre as camadas de concreto projetado. Um comportamento diferente ocorre no sistema tipo submarino onde os valores máximos para cada um dos projetos são atingidos em regiões diferentes. Sendo na calota do túnel ($0^\circ < \theta < 45^\circ$), no caso DSL e nos rebaixos laterais, no caso CSL, devido a altos deslocamentos relativos na interface pelos baixos parâmetros de resistência e pelo arqueamento de tensões no maciço, respectivamente. Além disso, ambos os sistemas mostraram a mesma distribuição de esforços de compressão e do momento fletor no arco invertido do túnel ($90^\circ < \theta < 180^\circ$) tanto no projeto DSL quanto no CSL, o que significa que não se tem discrepância no dimensionamento dessa seção do túnel.

As Figuras 5.13 a 5.16 apresentam os esforços internos de momento fletor mobilizados ao longo do suporte secundário obtidos das simulações realizadas dos projetos DSL ($GM0^\circ$) e CSL ($MP24^\circ$) para os sistemas de impermeabilização, submarino e guarda-chuva, respectivamente.

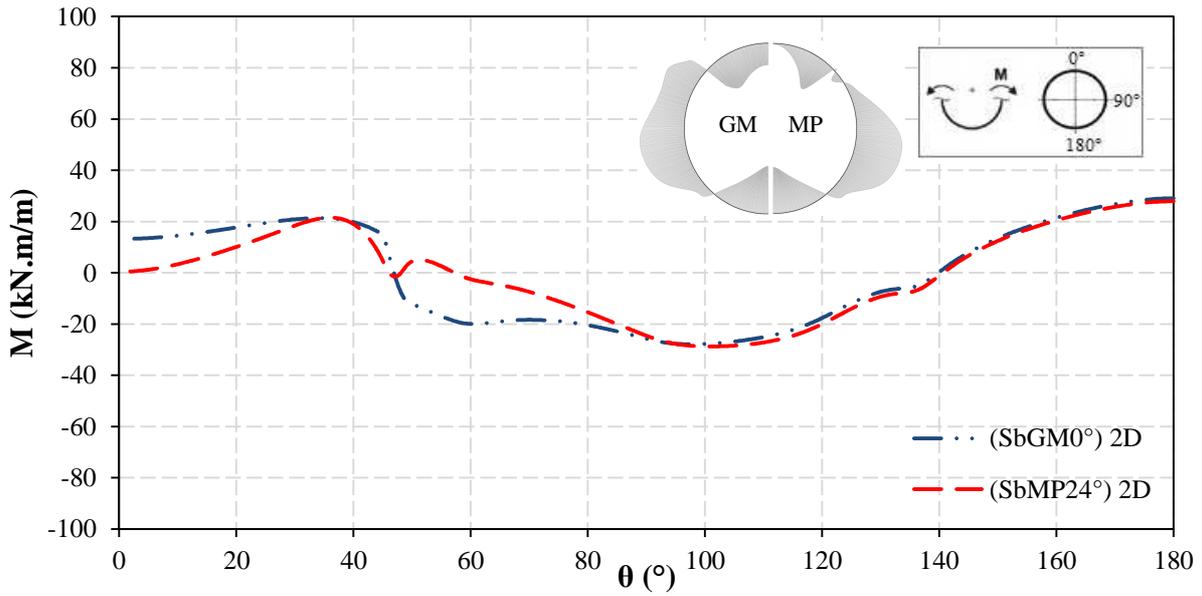


Figura 5.13. Esforços internos de momento fletor atuantes no suporte secundário obtidos nos projetos DSL e CSL com sistema de impermeabilização tipo submarino e NA localizado a dois diâmetros acima do teto do túnel.

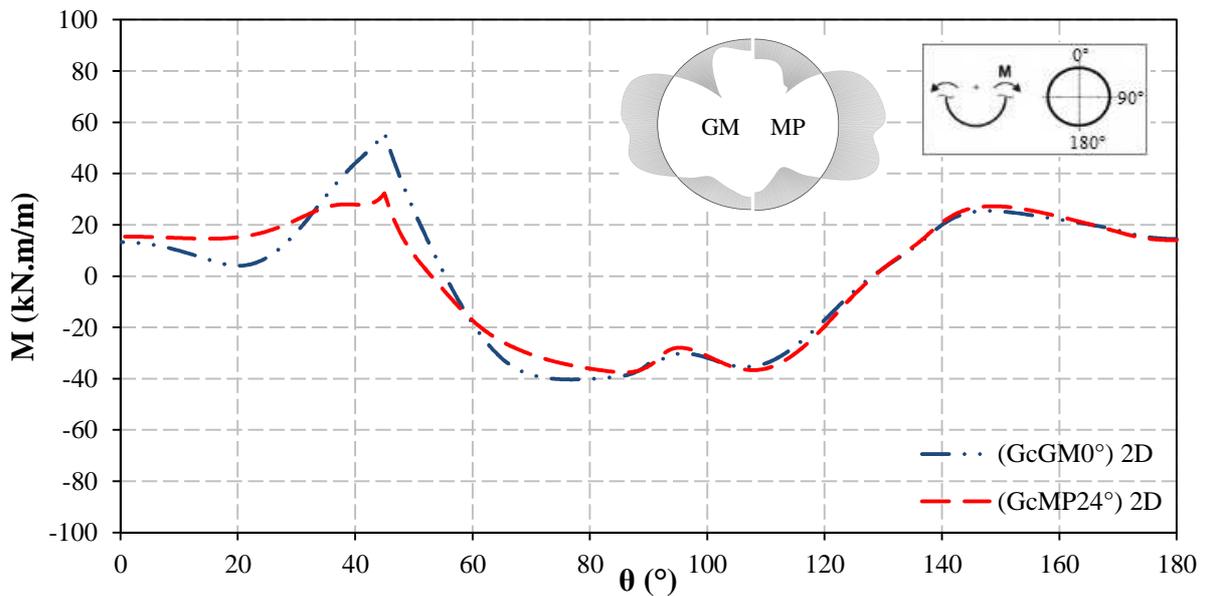


Figura 5.14. Esforços internos de momento fletor atuantes no suporte secundário obtidos nos projetos DSL e CSL com sistema de impermeabilização tipo guarda-chuva e NA localizado a dois diâmetros acima do teto do túnel.

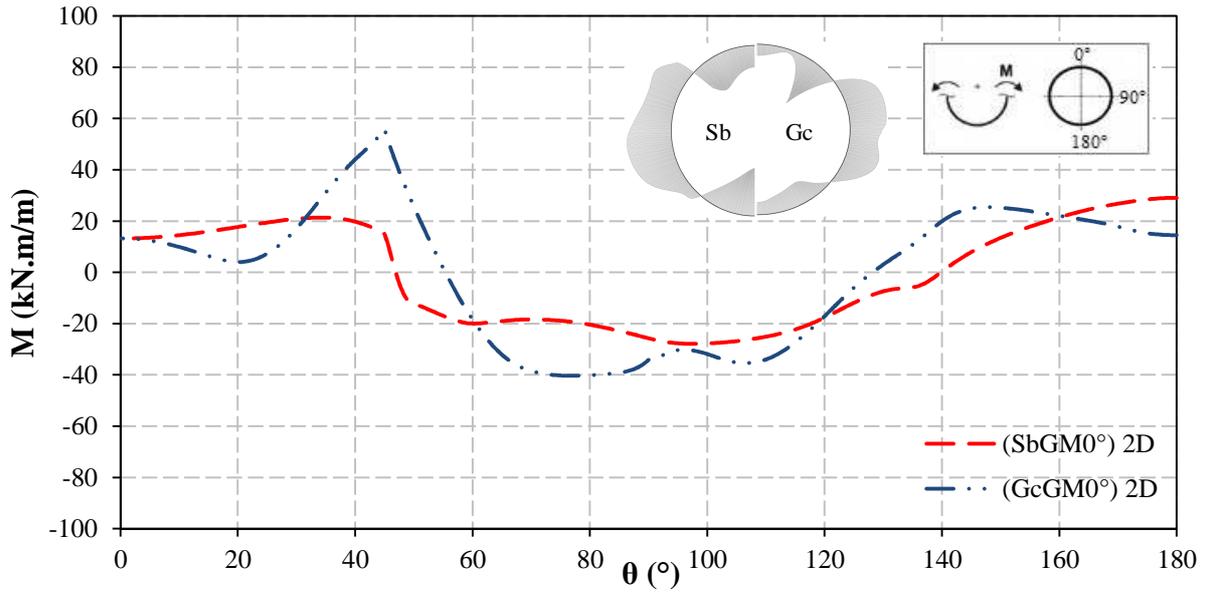


Figura 5.15. Esforços internos de momento fletor atuantes no suporte secundário obtidos no projeto DSL com os sistemas de impermeabilização tipo submarino e tipo guarda-chuva, considerando o NA a dois diâmetros acima do teto do túnel.

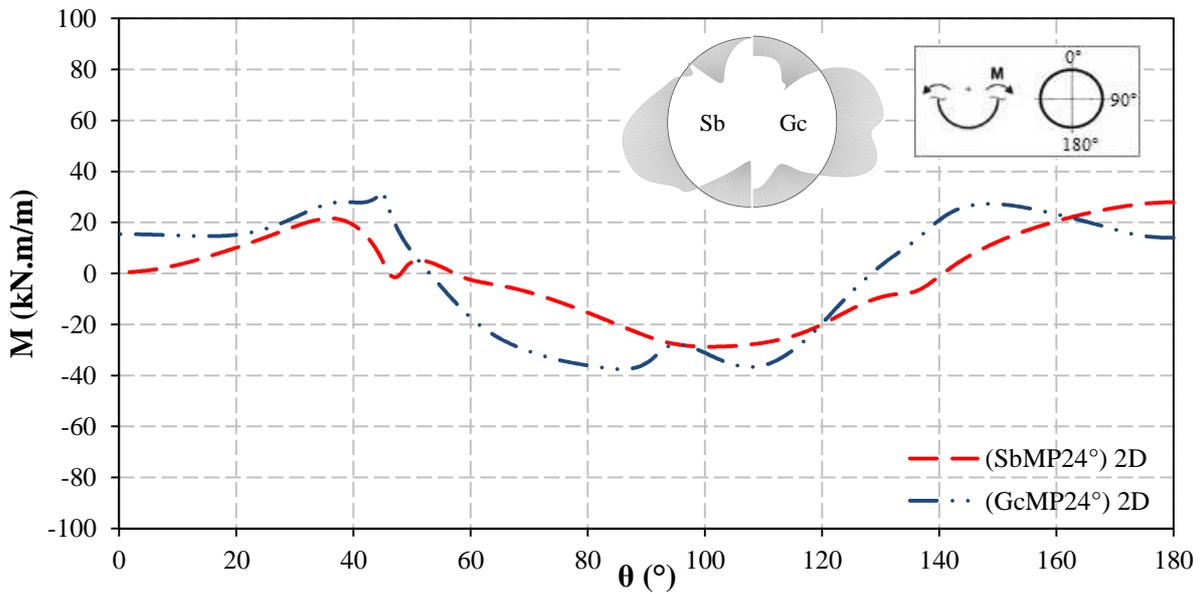


Figura 5.16. Esforços internos de momento fletor atuantes no suporte secundário obtidos no projeto CSL com os sistemas de impermeabilização tipo submarino e tipo guarda-chuva, considerando o NA a dois diâmetros acima do teto do túnel.

A ocorrência de baixos valores de momento fletor (Fig. 5.13) nos projetos DSL e CSL para o sistema de impermeabilização tipo submarino é um indicativo que o suporte está submetido principalmente a forças axiais de compressão.

A distribuição de momento fletor nos sistemas submarino e guarda-chuva mostraram a mesma tendência de momento negativo nas laterais do túnel, porém o sistema guarda-chuva apresenta maior amplitude de momento na região próxima do $\theta = 45^\circ$ possivelmente devido à concentração de esforços pela nova distribuição do nível freático ocasionado pelo fato de empregar esse sistema de impermeabilização. Comparando os dois sistemas de impermeabilização no projeto DSL (com geomembrana), o tipo submarino apresentou no teto ($\theta = 0^\circ$) e no arco invertido ($\theta = 180^\circ$) valores absolutos de momentos fletores maiores do que o tipo guarda-chuva, porém ao longo das laterais do túnel sejam menores. Já para o projeto CSL (com membrana projetada), o sistema guarda-chuva mostrou momentos maiores do que o sistema submarino ao longo do suporte exceto na região do arco invertido.

Quanto mais resistente seja o contato da membrana com o concreto projetado, menores são os deslocamentos relativos e conseqüentemente menor a transmissão de esforços entre os suportes primário e secundário, sendo por isso que decrescem os valores dos esforços internos no suporte secundário, promovendo monoliticidade à estrutura. O mecanismo de interação entre os suportes de concreto projetado e a membrana é governado pelo sistema de impermeabilização, já que utilizar um ou outro vai proporcionar regiões diferentes de atuação dos esforços máximos.

5.2.3. Análise paramétrica do efeito do nível d'água

Nesta seção, são mostrados os resultados das simulações dos sistemas de impermeabilização para dois níveis do lençol freático: um e dois diâmetros acima do teto do túnel. As Figuras 5.17 a 5.20 mostram uma análise paramétrica que ilustra a influência da localização do nível freático acima do teto do túnel na distribuição dos esforços de compressão e momento fletor ao longo do suporte secundário para diferentes alternativas de impermeabilização.

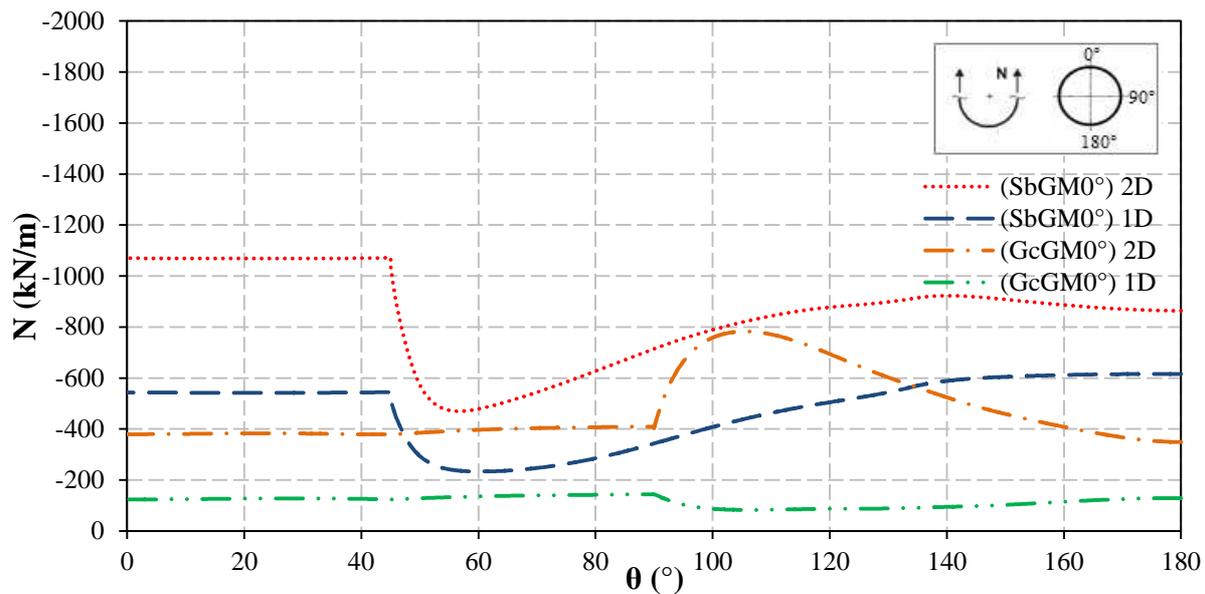


Figura 5.17. Análise paramétrica da força axial atuante no revestimento secundário para mostrar a influência do nível de água acima do teto do túnel nos sistemas de impermeabilização submarino e guarda-chuva para o projeto DSL.

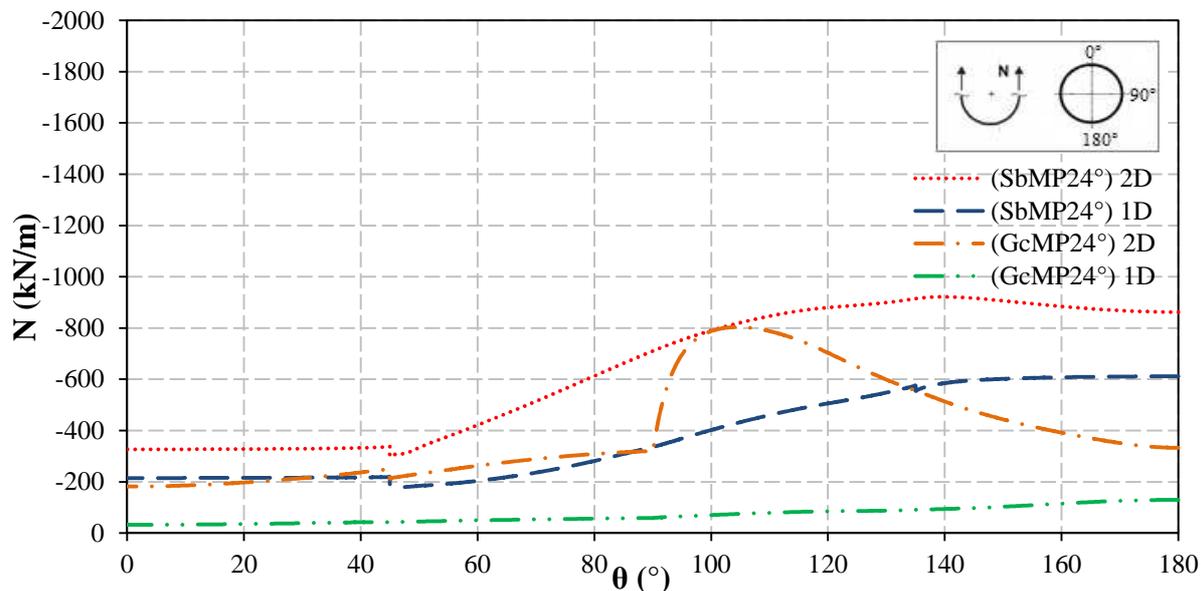


Figura 5.18. Análise paramétrica da força axial atuante no revestimento secundário para mostrar a influência do nível de água acima do teto do túnel nos sistemas de impermeabilização submarino e guarda-chuva para o projeto CSL.

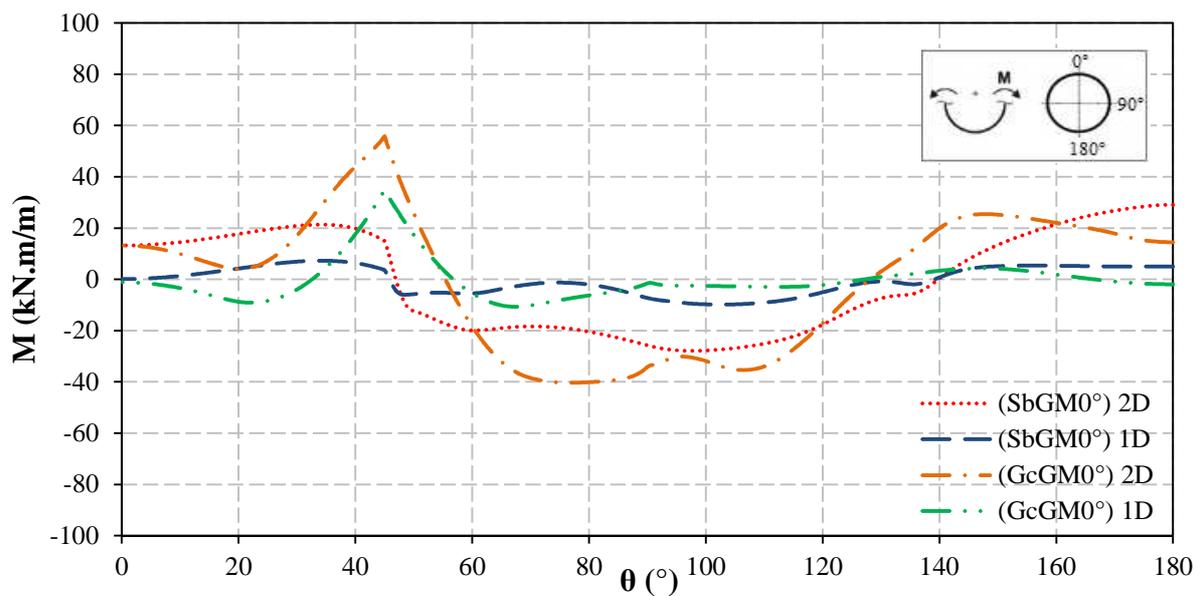


Figura 5.19. Análise paramétrica do momento fletor atuante no revestimento secundário para mostrar a influência do nível de água acima do teto do túnel nos sistemas de impermeabilização submarino e guarda-chuva para o projeto DSL.

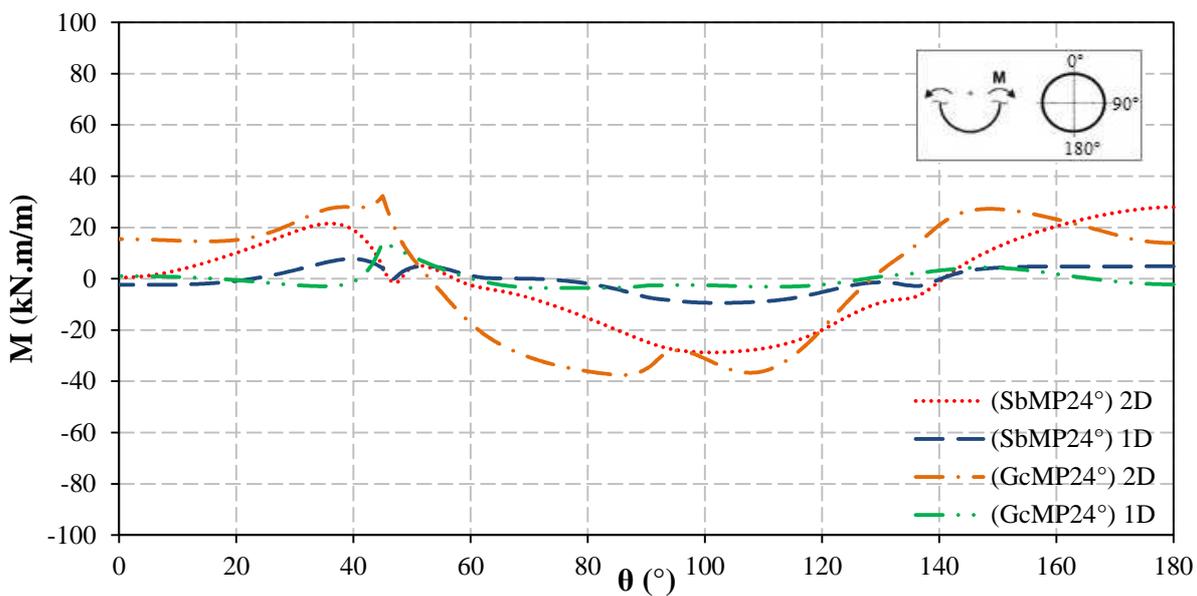


Figura 5.20. Análise paramétrica do momento fletor atuante no revestimento secundário para mostrar a influência do nível de água acima do teto do túnel nos sistemas de impermeabilização submarino e guarda-chuva para o projeto CSL.

Na análise paramétrica feita para o sistema submarino, os esforços internos no suporte foram proporcionalmente reduzidos com a variação do nível do lençol freático, como

esperado. No entanto, na análise paramétrica do sistema guarda-chuva evidenciou-se que para o mesmo tipo de projeto, seja DSL ou CSL, a distribuição das forças normais atuantes ao longo do suporte mostra comportamentos diferentes quando se reduz o nível do lençol freático sendo ínfimo o desenvolvimento das forças para NA de um diâmetro acima do teto. Ao comparar os esforços de momento fletor dos dois tipos de sistemas de impermeabilização mostrou-se o mesmo comportamento do que nos sistemas avaliados com nível de água de dois diâmetros acima do teto do túnel, porém com valores de esforços menores como é de esperar. Portanto, pode-se concluir que o sistema tipo guarda-chuva é mais sensível ante as variações do nível freático influenciado pela geologia, pela permeabilidade do maciço circundante, pelo sistema de drenagem ao interior do túnel etc.

5.3. CÁLCULO DO FATOR DE SEGURANÇA

Nesta seção apresenta-se a verificação de equilíbrio no suporte tanto primário quanto secundário, em concreto projetado. Para o suporte primário, foram calculadas as tensões principais maiores atuantes no suporte a partir de σ_{xx} , σ_{yy} , σ_{xy} e σ_{zz} e foi avaliada a relação destas com o esforço resistente. Para o suporte secundário foi empregue a metodologia da flexo-compressão, considerando os pares de esforços de momento fletor e força axial, atuantes no suporte para os principais casos analisados nesta dissertação em termos de projeto, sistema de impermeabilização e nível freático.

5.3.1. Suporte primário

Devido a que os esforços neste suporte foram expressos em termos de σ_{xx} , σ_{yy} , σ_{xy} e σ_{zz} foi preciso calcular as tensões principais atuantes nele para relacionar o esforço resistente do concreto projetado com os esforços nele atuantes. As tensões principais foram calculadas por meio do polinômio característico, expresso por:

$$P(\sigma_n) = \sigma_n^3 - I_1\sigma_n^2 + I_2\sigma_n - I_3 = 0 \quad (5.1)$$

sendo,

$[\sigma_n]$: Matriz de tensão principal.

$[S]$: Tensor de tensões.

I_1 , I_2 , e I_3 : Invariantes de tensão.

$$S = \begin{bmatrix} \sigma_x & \tau_{yx} & \tau_{zx} \\ \tau_{xy} & \sigma_y & \tau_{zy} \\ \tau_{xz} & \tau_{yz} & \sigma_z \end{bmatrix} \quad (5.2)$$

$$I_1 = \sigma_x + \sigma_y + \sigma_z \quad (5.3)$$

$$I_2 = \begin{vmatrix} \sigma_x & \tau_{yx} \\ \tau_{xy} & \sigma_y \end{vmatrix} + \begin{vmatrix} \sigma_y & \tau_{zy} \\ \tau_{yz} & \sigma_z \end{vmatrix} + \begin{vmatrix} \sigma_x & \tau_{zx} \\ \tau_{xz} & \sigma_z \end{vmatrix} \quad (5.4)$$

$$I_3 = \begin{vmatrix} \sigma_x & \tau_{yx} & \tau_{zx} \\ \tau_{xy} & \sigma_y & \tau_{zy} \\ \tau_{xz} & \tau_{yz} & \sigma_z \end{vmatrix} = \det[S] = |S| \quad (5.5)$$

Depois de calcular as tensões principais para cada ponto no elemento do suporte, foi calculado o FS como a relação entre o esforço resistente do concreto projetado e a tensão principal maior. Os resultados desta relação de equilíbrio são mostrados na Figura 5.21.

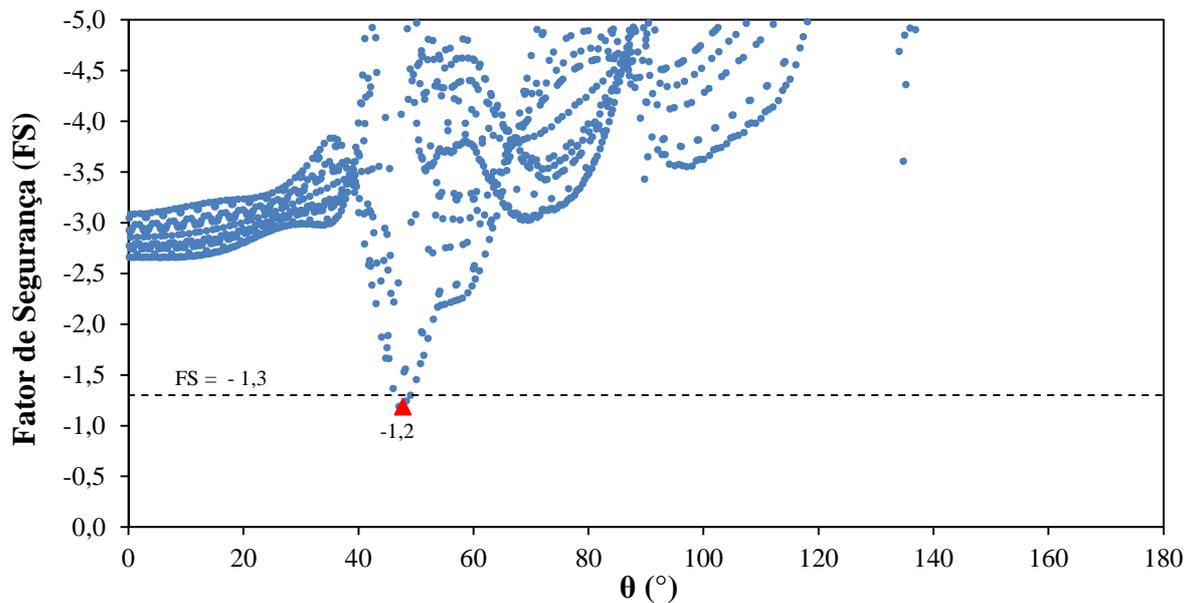


Figura 5.21. Fator de segurança calculado em cada um dos pontos no elemento de suporte primário.

Na Figura 5.21 se mostra que o menor valor do fator de segurança é de 1,2, estando por baixo do valor de 1,3, adotado para fins de projeto, mas por fins acadêmicos e pelos objetivos do presente trabalho vai-se aceitar este valor nas simulações.

5.3.1. Suporte secundário

Na verificação de equilíbrio das seções da estrutura de suporte secundário serão avaliados os esforços nele atuantes, por meio da metodologia de flexo-compressão. O método foi aplicado a os pares de esforços de momento fletor e força axial, atuantes ao longo do suporte num segmento de concreto com 1 m de largura e 0,25 m de espessura. Foi adotado um concreto com resistência característica de 24 MPa. O fator de segurança foi calculado para cada um dos casos principais apresentados na Tabela 4.4 por meio das Equações (5.6) e (5.7) e os resultados são mostrados na Tabela 5.1.

$$FS = \frac{\sigma_{resistente}}{\sigma_{mob}} \quad (5.6)$$

$$\sigma_{mob} = \frac{N}{A} \pm \frac{My}{I} \quad (5.7)$$

onde,

N: esforço axial atuante no suporte.

M: momento fletor atuante no suporte.

y: distância ao eixo neutro.

A: área da seção transversal do suporte, b·d.

I: momento de inercia, b·d³/12.

Tabela 5.1. Fator de segurança dos casos principais analisados nesta dissertação.

Projeto	FS
Tr 2D	3,84
(SbGM0°) 2D	4,1
(SbMP24°) 2D	3,99
(GcGM0°) 2D	3,68
(GcMP24°) 2D	3,58
Tr 1D	8,78
(SbGM0°) 1D	8,82
(SbMP24°) 1D	8,9
(GcGM0°) 1D	8,42
(GcMP24°) 1D	19,7

CAPÍTULO 6

C ONCLUSÕES

Na prática tradicional de projetos de túneis (SSL) os suportes de concreto projetado apresentavam uma boa aderência na sua interface, mas além de servir como elemento estrutural, também era o responsável direto pela impermeabilização do túnel, o que implicava cumprir uma série de requisitos para garantir sua aplicação. Embora no laboratório seja possível obter propriedades de permeabilidade compatíveis com as especificações de projeto, de fato na obra acontece todo o contrário, devido às difíceis condições de trabalho, sendo praticamente impossível garantir a estanqueidade da camada de concreto projetado durante a vida útil da obra, pelo que os custos de operação e manutenção se acrescentam consideravelmente. A partir disto surgiu a necessidade de empregar mantas impermeáveis entre os suportes primário e secundário, como é o caso do projeto do tipo DSL onde se utiliza geomembrana de PVC, mas apesar de suas boas características de impermeabilização seu uso altera o carregamento final no sistema de suporte de modo que aumenta a espessura do suporte secundário devido ao isolamento das estruturas. Em busca de um sistema mais eficiente, na atualidade estão sendo implementados projetos do tipo CSL onde se emprega membrana projetada no lugar da geomembrana de PVC com a vantagem de permitir, entre ambos os suportes, uma aderência parecida à apresentada no projeto SSL e com melhores características de instalação, projeção, manutenção etc. do que com a geomembrana.

Esta pesquisa visou colaborar por meio de análises bidimensionais com o entendimento dos efeitos e impactos no comportamento da estrutura de suporte devido à inclusão de membranas impermeáveis nos projetos (SSL, DSL ou CSL), em função dos sistemas de impermeabilização. Por isso tentou-se mostrar o potencial de aplicação destes

projetos e dos sistemas de impermeabilização na hora de projetar a estrutura de suporte, já que pode permitir reduções na espessura do concreto.

Das análises bidimensionais realizadas foram feitas reflexões sobre os conceitos que envolvem os sistemas e elementos de impermeabilização, e como estes afetam na distribuição dos esforços normais de compressão e de momentos fletores que atuam no suporte secundário e conseqüentemente no dimensionamento final da estrutura de suporte. Analisou-se que estas implicações estão relacionadas diretamente com os parâmetros de resistência desenvolvidos no contato entre a membrana impermeável e o suporte de concreto projetado e, por sua vez, com a transmissão de esforços dos suportes primário e secundário. A diferença nos esforços internos do suporte secundário pode refletir no dimensionamento da estrutura completa, ou seja, menores solicitações evidenciam menores deslocamentos relativos na interface, portanto aumentam a monoliticidade da estrutura.

Ao se comparar os três tipos de projetos no que respeita à distribuição de esforços, percebeu-se que no SSL se apresentam menores solicitações no suporte secundário do que no CLS e DSL devido a que existem melhores propriedades de adesão no contato concreto-concreto. Contudo, esse sistema não garante a estanqueidade do projeto, portanto, ao se comparar os projetos CSL e DSL, o primeiro mostrou comportamentos mais similares com o SSL tendo a vantagem de garantir, por suas características de aplicação e manutenção, uma adequada impermeabilização no sistema durante a vida útil da estrutura. Para todos os projetos analisados os esforços internos apresentam o mesmo valor em cada ponto ao longo arco invertido independentemente do sistema de impermeabilização que se utilize.

Nos resultados referentes ao projeto tipo DSL foi evidenciado que mudar o ângulo de atrito na interface de 0° (utilizado pelos projetistas) para 14° (ângulo de atrito entre a geomembrana e o geotêxtil) não apresenta maior influência na transferência de esforços na estrutura de suporte.

A comparação dos resultados das simulações feitas com nível do lençol freático localizado a um e dois diâmetros acima do teto do túnel, mostram um cenário de maior sensibilidade na distribuição de esforços no caso do sistema de impermeabilização tipo guarda-chuva. A influência nos resultados vai depender principalmente da geologia da zona, a permeabilidade do maciço e o sistema de drenagem dentro do túnel. Finalmente conclui-se que o mecanismo ou comportamento na interação membrana-suportes está governado pelo sistema de impermeabilização, pois vai promover esforços máximos em regiões diferentes.

Deve-se ressaltar que as análises realizadas nesta dissertação foram feitas a partir de considerações simplificadas, como um túnel com geometria circular e maciço homogêneo e isotrópico, além de não se levar em conta as pressões geradas pelo fluxo de água na drenagem ao interior do túnel. Embora estas considerações não tenham muito a ver com as condições reais, permitem uma aproximação importante na avaliação dos efeitos e impactos que os sistemas de impermeabilização trazem no dimensionamento do sistema de suporte. Na ampliação de entender o comportamento de túneis em função dos sistemas de suporte e impermeabilização sugere-se:

- Estudar o comportamento dos sistemas considerando túneis de maior cobertura, com geometrias irregulares, condições geológicas diferentes;
- Avaliar as pressões e vazões de água nos drenos ao interior do túnel gerado pelo nível do lençol freático, no caso guarda-chuva;
- Acompanhar as análises numéricas com casos reais instrumentados para comparar os resultados;
- Analisar o comportamento estrutural do suporte em concreto projetado com modelos elastoplásticos a fim de considerar a redistribuição dos esforços nos sistemas;
- Avaliar a aplicabilidade de modelos simplificados como Morh-Coulomb para a análise da escavação.
- Simular a eventual perda da capacidade ou rigidez do suporte primário.

R

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABNT (1990). Argamassa e Concreto Projetado. Projeto de norma CE 18:03.07-001 da ABNT, São Paulo, SP.
- Adachi, T. (1992). Simulation of Fenner-Pacher Curve in NATM. Numerical Models in Geomechanics, Balkema, pp. 663-673.
- Adachi, T., Kikuchi, T. & Kimura, H. (1988). Behaviour and Simulations of Soil Tunnel with Thin Cover. Numerical Methods in Geomechanics, Innsbruck, Swoboda, pp. 3-12.
- Almeida & Sousa, J.N.V. (2003). A Modelação numérica no projeto de túneis em solos. Desafios de Engenharia em Portugal, Odebrecht - Bento Pedroso Construções S.A., Portugal, pp. 215-248.
- Assis, A.P. (2010). Comunicação pessoal.
- Attewell, P.B., Yeates, J. & Selby, A.R. (1986). Soil movements induced by tunnelling and their effects on pipelines and structures. Glasgow.
- BASF (2011). Composite Linings with an Integrated Fully Bonded Impermeable Membrane, Masterseal 345. Basis of Analysis and Design. MEYCO Ground Support and Waterproofing System. Designers' Workshop, Switzerland, 51 p.
- Belohuby, M. & Bracher, G. (2008). Resistências Iniciais do Concreto Projetado: Importância, Métodos de Medição e Simplificações. 2º Congresso Brasileiro de Túneis e Estruturas Subterrâneas, CBT, São Paulo, pp. Não paginado. 1 CD-ROM.
- Chissolucombe, I. (2001). Simulação Numérica para Avaliação de Danos em Edificações Adjacentes à Escavação de um Túnel. Dissertação de Mestrado. Publicação G.DM-088A/01. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. Universidade de Brasília, Brasília, DF, 194 p.
- Díaz, Y.A.D. & Alvarado, E.F.L. (2008). Plaxis como Herramienta de Modelación para la Solución de Algunos Problemas Geotécnicos Reales en la Ciudad de Punta Arenas. Trabajo de titulación. Facultad de Ingeniería, Departamento de Ingeniería en Construcción. Universidad de Magallanes, Punta Arenas, Chile, 192 p.

- Dimmock, R. (2011). Best Practice and Future Potencial. Conventional Rock Tunnelling and Sprayed Concrete Technology. Programme, resume of the lectures, abstracts and illustrations used during the courses. ITACET, Training Course WTC 2011. Helsinki, Finland.
- Egger, K., Mergelsberg, W. & Sauer, G. (2004). Achieving dry stations and tunnels with flexible waterproofing membranes. 1º Congresso Brasileiro de Túneis e Estruturas Subterrâneas, CBT, São Paulo, pp. Não paginado. 1 CD-ROM.
- enelSubte.com (2008). Construcción de túneles de subte. Disponível em: <http://www.enelsubte.com/informes/construccion-tuneles-subte-303>
- Farias, M.M. (2010). Comunicação pessoal.
- Figueiredo, A.D. (2005). O Papel do Concreto Projetado na Impermeabilização. Simpósio Internacional de Impermeabilização de Estruturas Subterrâneas, SIIES, São Paulo, Brasil, pp. Não paginado. 1 CD-ROM.
- Foá, S.B. & Assis, A.P. (2002). Concreto Projetado para Tunéis. Apostila. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. Universidade de Brasília, Brasília, DF, 70 p.
- Franzén, T. & Celestino, T.B. (2002). Lining of tunnels under groundwater pressure. ITA-AITES Downunder, Crows Nest, Australia, pp. 481-487.
- Garshol, K.F. (2005). Sprayed Membranes. Simpósio Internacional de Impermeabilização de Estruturas Subterrâneas, SIIES, São Paulo, Brasil, pp. Não paginado. 1 CD-ROM.
- Geotécnica, S.E. (2009). Manual de Serviços Geotécnicos. Solotrat Engenharia Geotécnica, São Paulo, 93 p.
- Goel, R.K. (2002). Experiences with shotcrete support in underground openings in Índia. Shotcrete for Underground Support IX.
- Gomes, R.A.M.P. (2006). Análise tridimensional de túneis considerando o comportamento dependente do tempo na interação maciço-suporte. Tese (Doutorado). Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo, São Carlos, 306 p.
- Holter, K.G. & Aldrian, W. (2011). Design and construction of waterproof tunnels with pre-grouting for water ingress reduction and tunnel linings with sprayed concrete and sprayed membranes., Conventional Rock Tunnelling and Sprayed Concrete Technology. Programme, resume of the lectures, abstracts and illustrations used during the courses. ITACET. Training Course WTC 2011. Helsinki, Finland.
- Ingold, T.S. (1991). Friction Testing. Geomembranes - Identification and Performance Testing. RILEM - Report of Technical Committee 103-MGH Mechanical and Hydraulic Testing of Geomembranes, A. Rollin & J.M. Rigo (eds), pp. 141-159.
- Leca, E., Leblais, Y. & Kuhnenn, K. (2000). Underground works in soils and soft rock tunneling. 220–268 pp.
- Lemke, S. (2005). Worldwide Specifications for membranes and joints - a state of the art. Simpósio Internacional de Impermeabilização de Estruturas Subterrâneas, SIIES, São Paulo, Brasil, pp. Não paginado. 1 CD-ROM.

- Lobato, F.H.C., Moresi, M.V.D., Kuwajima, F.M. & Matsui, M.M. (2005). Evolução do Concreto Projetado na Construção o Caso Histórico do Lote 1 da Linha 2 do Metrô / SP. Simpósio Internacional de Impermeabilização de Estruturas Subterrâneas, SIIES, São Paulo, Brasil, pp. Não paginado. 1 CD-ROM.
- Mair, R.J. & Taylor, R.N. (1997). Bored tunnelling in the urban environment. Theme Lecture, Plenary Session 4, 14th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Hamburg, 6-12 September.
- Marques, F.E.R. (2006). Comportamento de Túneis Superficiais Escavados em Solos Porosos o Caso do Metro de Brasília/DF. Tese de Doutorado. Departamento de Engenharia Civil. Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidad de Coimbra, Coimbra, 462 p.
- Martins, P.A. (2008). Análise Numérica de Escavações Subterrâneas com Ênfase na Interação entre o Maciço e o Suporte em Concreto Projetado a Baixas Idades. Tese de Doutorado. Publicação G.TD-053/08. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. Universidade de Brasília, Brasília, DF, 194 p.
- Meissner, H. & Borm, G. (1988). Construction of a Double Tunnel with Ground Windows. II International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, St., Louis. Paper n. 5.14, pp. 953-961.
- Mindlin, R. (1951). Influence of rotatory inertia and shear on flexural motions of isotropic, elastic plates. J. appl. Mech 18, 31-38.
- Nakamura, J. (2007). Impermeabilização, Túnel estanque. Revista Técnica. Edição 130. Disponível em: <http://www.revistatechne.com.br/engenharia-civil/130/artigo71094-1.asp>
- Negro, E.d. (2011). High Quality Wet Sprayed Concrete Technology. Conventional Rock Tunnelling and Sprayed Concrete Technology. Programme, resume of the lectures, abstracts and illustrations used during the courses. ITACET. Training Course WTC 2011. Helsinki, Finland.
- Negro, J.R. (1988). Design of Shallow Tunnels in Soft Ground. Tese Doctorate. Department of Civil Engineering. University of Alberta, 1480 p.
- Palmeira, E.M. (1993). Introdução a Utilização de Geossintéticos. Notas de Aula. Publicação G.AP- 002B/93. Universidade de Brasília, Brasília, DF.
- Perreira, A.B. & Azevedo, R.A. (1994). Simulação numérica de túneis em solo escavados pelo método NATM. 3^o Simpósio Brasileiro de Escavações Subterrâneas. ABMS/ABGE/CBT/CNPq/UnB, Brasília, DF, pp. 241-254.
- PLAXIS (2002). PLAXIS Version 8. User's Manual. R.B.J. Brinkgreve & P.A. Vermeer (eds). A.A. Balkema Publisher, Netherlands, 192 p.
- Rebelo, K.M.W. (2003). Resistência de Interface entre Geomembranas e Solos através do Ensaio de Ring Shear. Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo, São Carlos, Brasil, 194 p.
- Rocha, H.C., Leite, R. & Vasconcellos, C.A. (2004). Critérios para a escolha dos métodos constructivos adotados no projeto básico da linha 4 - amarela do metrô de São Paulo. 1^o Congresso Brasileiro de Túneis e Estruturas Subterrâneas, CBT, São Paulo, pp. Não paginado. 1 CD-ROM.

- Rocha, H.C., Neto, F.R., Nunes, N.L. & Silva, M.A.A.P. (2005). Concebendo estruturas impermeáveis para o metro de São Paulo. Simpósio Internacional de Impermeabilização de Estruturas Subterrâneas, SIIES, São Paulo, Brasil, pp. Não paginado. 1 CD-ROM.
- Rodríguez, M.Ú. (2008). Impermeabilización y Drenaje con Geositéticos en Túneles. I Seminario Ingeniería de Túneles y Excavaciones Subterráneas. Tecnología Internacional de Túneles S.A., TITSA, Almadén, España, 21 p.
- Saraiva, E. & Germann, A. (2011). Innovative Waterproofing Concept for Tunnel Linings. Presentation Designer Workshop. BASF - MEYCO. Designers' Workshop, Switzerland.
- Schanz, T., Vermeer, P.A. & Bonnier, P.G. (1999). The Hardening Soil Model: Formulation and Verification. Beyond 2000 in Computational Geotechnics - 10 years of Plaxis, Balkema, Rotterdam., 16 p.
- Schwartz, C.W. & Einstein, H.H. (1980). Improved design of tunnel supports: Simplified analysis for ground-structure interaction in tunnelling. Vol. 1, Massachusetts Institute of Technology, Boston. 427 p.
- Sezaki, M., Kawata, T., Swoboda, G., Aydan, Ö. & Moussa, A. (1992). Numerical Modelling for the Representation of Hardening and Advance of Tunnels Excavated by Bench Excavation Method. Numerical Models in Geomechanics, Balkema, 707-715 pp.
- Sika (2011). Impermeabilización flexible de túneles com Membranas Sikaplan. Sika Concrete Solutions V3. pp. Não paginado. 1 CD-ROM.