

✓

**ANÁLISE DE TÚNEIS RASOS EM SOLOS POROSOS -
MECANISMOS DE FORMAÇÃO DE RECALQUES**

por

Ana Paula Toledo Ruiz

Orientador

Prof. Dr. Tarcísio Barreto Celestino



São Carlos

1997

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS
DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA

**ANÁLISE DE TÚNEIS RASOS EM SOLOS POROSOS -
MECANISMOS DE FORMAÇÃO DE RECALQUES**

ANA PAULA TOLEDO RUIZ



Dissertação apresentada à Escola de Engenharia de
São Carlos, da Universidade de São Paulo, como
parte dos requisitos para a obtenção do Título de
Mestre em Engenharia Civil: Geotecnia

Orientador: Prof. Dr. Tarcísio Barreto Celestino

São Carlos

1997



Class.	Tese - EESC
Cutt.	R4994
Tombo	10070/98

31100210719

0944029

**Ficha catalográfica preparada pela Seção de Tratamento
da Informação do Serviço de Biblioteca - EESC-USP**

R934a

Ruiz, Ana Paula Toledo

Análise de túneis rasos em solos porosos :
mecanismos de formação de recalques / Ana Paula
Toledo Ruiz. -- São Carlos, 1997.

Dissertação (Mestrado) -- Escola de Engenharia
de São Carlos-Universidade de São Paulo, 1997.

Área: Geotecnia.

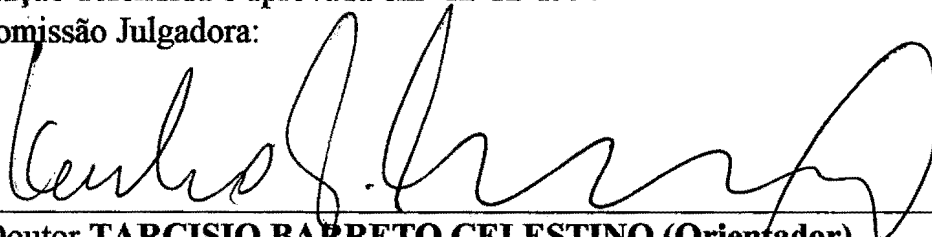
Orientador: Prof. Dr. Tarcísio Barreto
Celestino.

1. Túnel. 2. Recalques. 3. Simulação numérica.
 4. Solos porosos. 5. Fator de segurança.
- I. Título.

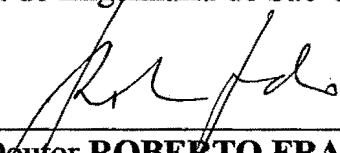
FOLHA DE APROVAÇÃO

Candidata: Engenheira **ANA PAULA TOLEDO RUIZ**

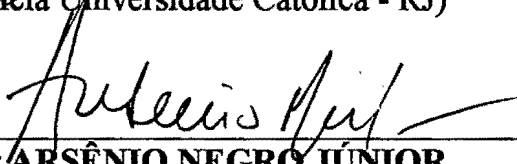
Dissertação defendida e aprovada em 12-12-1997
pela Comissão Julgadora:



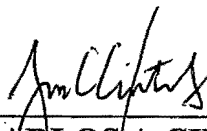
Prof. Doutor **TARCISIO BARRETO CELESTINO (Orientador)**
(Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo)



Prof. Doutor **ROBERTO FRANCISCO DE AZEVEDO**
(Pontifícia Universidade Católica - RJ)



Doutor **ARSÊNIO NEGRO JÚNIOR**
(Bureau de Projetos e Consultoria Ltda.)



JOSÉ CARLOS A CINTRA
Coordenador da Área de Geotecnia e
Presidente da Comissão de Pós-Graduação

À minha mãe, Manoela.

AGRADECIMENTOS

Ao Prof. Dr. Tarcísio Barreto Celestino, que com orientação e amizade, soube iluminar com harmonia o meu caminho na busca pelo saber.

Aos professores do Departamento de Geotecnia, da Escola de Engenharia de São Carlos, que colaboraram na fase inicial deste trabalho, somando os seus preciosos conhecimentos.

Aos amigos que tantas vezes me estimularam com uma preciosa "palavra amiga", ou me proporcionaram sentir a satisfação de ser amiga. Em especial, gostaria de agradecer à presença amiga, daquelas que acodem a toda hora, de Danieli Aparecida Ferreira e Paulo Gustavo Cavalcante Lins. Fica aqui registrado o meu muito obrigado.

Aos meus pais, pelo amor e apoio incondicional. Estas características jamais poderão ser encontrada em outro lugar, a vocês eu devo a vida e a alegria de viver.

Ao meu marido Marcelo pelo companheirismo e à nossa pequena Bruna, que alegrou nossas vidas com seu sorriso sincero e a pureza do seu olhar.

À CAPES pelo apoio financeiro.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS	i
LISTA DE TABELAS	v
LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS	vi
RESUMO	ix
<i>ABSTRACT</i>	x
1 - INTRODUÇÃO	1
1.1 - MOTIVAÇÃO	1
1.2 - OBJETIVOS	3
1.3 - ESTRUTURA DO TRABALHO	3
2 - TÚNEIS	5
2.1 - INTRODUÇÃO	5
2.2 - BREVE HISTÓRICO DE TÚNEIS	9
2.2.1 - Túneis no Brasil	11
2.3 - PRÍNCIPIOS DO NATM	15

3 - MODELAGEM NUMÉRICA PARA TÚNEIS RASOS	17
3.1 - INTRODUÇÃO	17
3.2 - CRITÉRIOS DE MODELAGEM NUMÉRICA	18
3.2.1 - Tensão inicial	18
3.2.2 - Simulação da escavação	19
3.2.3 - Discretização da malha	23
3.2.4 - Localização dos limites e condições dos contornos de malha	29
3.2.5 - Modelos dos Materiais	33
3.2.5.1 - Modelo de Mohr-Coulomb	34
3.2.5.2 - Modelo Cam-Clay modificado	38
3.2.5.3 - Modelo do revestimento	46
3.3 - CONSIDERAÇÕES FINAIS	47
4 - O METRÔ DE BRASÍLIA	48
4.1 - INTRODUÇÃO	48
4.2 - CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DOS SOLOS	49
4.2.1 - Perfil dos Solos	50
4.2.2 - Colapsibilidade	52
4.3 - PROJETO E MÉTODOS DE PARCIALIZAÇÃO DOS TÚNEIS	53
4.4 - INSTRUMENTAÇÃO DE CAMPO	56
5 - ANÁLISES NUMÉRICAS DOS TUNÉIS DO METRÔ DE BRASÍLIA	59
5.1 - INTRODUÇÃO	59
5.2 - DESCRIÇÃO GERAL DA MODELAGEM NUMÉRICA EMPREGADA	60
5.3 - ESTUDO DO TRECHO EM ARGILA POROSA	61
5.3.1 - Descrição Geral	61
5.3.2 - Resultados das Análises Numéricas no Trecho em Argila Porosa	64
5.4 - ESTUDO DO TRECHO EM SOLOS RESIDUAIS DE METARRITMITOS ARENOSOS COM COBERTURA EM ARGILA POROSA	70

5.4.1 - Descrição Geral	70
5.4.2 - Resultados das Análises Numéricas no Trecho em solos residuais de metarritmitos arenosos com cobertura em argila porosa	72
5.5. RESULTADOS GERAIS DAS ANÁLISES NUMÉRICAS	75
6- ANÁLISES NUMÉRICAS COMPARATIVAS PARA DIFERENTES RIGIDEZES DE REVESTIMENTO DE TUNÉL	78
6.1 - INTRODUÇÃO	78
6.2. DESCRIÇÃO GERAL DA MODELAGEM NUMÉRICA EMPREGADA	80
6.3. FATOR DE SEGURANÇA DO TÚNEL	81
6.3.1. Introdução	81
6.3.2. Definição de Fator de Segurança Local e Global	82
6.3.3. Cálculo do Fator de Segurança	85
6.4. RESULTADOS DAS ANÁLISES	86
6.4.1 - Fator de Segurança do maciço	86
6.4.2 - Deslocamentos do maciço	89
7- CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES	94
7.1- CONCLUSÕES	94
7.2- RECOMENDAÇÕES	98
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	100
APÊNDICE A - CÁLCULO DOS FATORES DE ALÍVIO DE TENSÃO E DE AMOLECIMENTO DO SOLO	109
A.1 - CÁLCULO DOS FATORES DE ALÍVIO DE TENSÃO E DE AMOLECIMENTO DO SOLO PARA O TRECHO EM ARGILA POROSA	110
A.2 - CÁLCULO DOS FATORES DE ALÍVIO DE TENSÃO E DE AMOLECIMENTO DO SOLO PARA O TRECHO EM SOLOS RESIDUAIS DE METARRITMITOS ARENOSOS COM COBERTURA EM ARGILA POROSA	112

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 2.1 - Distribuição das linhas de tensões antes e após a escavação de uma cavidade (modificado de RABCEWICZ, 1974).	6
FIGURA 2.2 - Trajetórias de tensão devidas à escavação de um túnel (modificado de NG e LO, 1985).	7
FIGURA 2.3 - Movimentos no maciço e redistribuição de carregamento devidos à escavação de um túnel (modificado de SCHWARTZ e EINSTEIN, 1980).	8
FIGURA 2.4 - Recalques longitudinais no maciço na parede do túnel com a passagem da frente de escavação (modificado de SCHWARTZ e EINSTEIN, 1980).	8
FIGURA 3.1 - Curva de reação do maciço e do suporte (modificado de SCHWARTZ e EINSTEIN, 1980).	20
FIGURA 3.2 - Três fases correspondentes à simulação da construção de um túnel segundo metodologias propostas: a) PANET (1976); b) LAABMAYR e SWOBODA (1978).	21
FIGURA 3.3 - Malha A.	26
FIGURA 3.4 - Malha B.	26
FIGURA 3.5 - Regiões plastificadas para a simulação 4.	28
FIGURA 3.6 - Regiões plastificadas para a Malha B, simulação 3.	28
FIGURA 3.7 - Regiões plastificadas para a Malha A, simulação 3.	29
FIGURA 3.8 - Notação para as análises de condições dos contornos da malha.	30
FIGURA 3.9 - Variação do módulo de rigidez com a profundidade para os três casos estudados.	31

- FIGURA 3.10 - Influência da profundidade relativa da base rígida nos recalques verticais em subsuperfície. 32
- FIGURA 3.11 - Influência da profundidade relativa da base rígida nos momentos fletores atuantes no revestimento. 32
- FIGURA 3.12 - Resultados de ensaios CTC-CU. a) variação de tensão desviatória, b) variação da pressão neutra. 34
- FIGURA 3.13 - Modelagem do solo com o critério de plastificação de Mohr-Coulomb com lei de fluxo não associada para dois ângulos de dilatância ($\psi = 0$ e -5°) e resultados de ensaio CTC-CU ($\sigma_3=200$ kPa). a) variação de tensão desviatória, b) variação da pressão neutra. 37
- FIGURA 3.14 - Representação matemática da curva de compressão do solo. 41
- FIGURA 3.15 - Modelagens do solo com o modelo de Cam-Clay modificado e resultados de ensaio CTC-CU ($\sigma_3=200$ kPa). a) variação de tensão desviatória, b) variação da pressão neutra. 45
- FIGURA 4.1 - Perfil geotécnico da Asa Sul (modificado de BLANCO, 1995). 50
- FIGURA 4.2 - Métodos construtivos utilizados na escavação dos túneis do metrô de Brasília (modificado de PINTO, 1994). 55
- FIGURA 4.3 - Localização dos marcos superficiais, tassômetros e pinos de convergência numa seção instrumentada do metrô de Brasília (modificado de TEIXEIRA, 1994). 56
- FIGURA 4.4 - Recalques superficiais e subsuperficiais ao longo da linha de simetria do túnel do Metrô de Brasília - trecho Asa Sul. 57
- FIGURA 4.5 - Distorções transversais decorrentes da escavação dos túneis do metrô de Brasília. 58
- FIGURA 5.1 - Malha de elementos utilizada na análise. 61
- FIGURA 5.2 - Perfil geológico típico do trecho progressivas 4100-5200 m, com variação do índice SPT com a profundidade. 62
- FIGURA 5.3 - Variação da coesão e ângulo de atrito (ϕ) com a profundidade. 63
- FIGURA 5.4 - Variação do módulo cisalhante com a profundidade. 63

- FIGURA 5.5 - Recalques subsuperficiais determinados nas análises numéricas, com medidas na instrumentação de campo (média \pm desvio padrão) para o trecho analisado e outras previsões. 68
- FIGURA 5.6 - Recalques superficiais determinados nas análises numéricas, com medidas na instrumentação de campo (média \pm desvio padrão) para o trecho analisado e outras previsões. 68
- FIGURA 5.7 - Regiões plastificadas. 69
- FIGURA 5.8 - Perfil geológico típico do trecho entre progressivas 2700-3900 m e 5200-6000 m, com variação do índice SPT com a profundidade. 71
- FIGURA 5.9 - Recalques subsuperficiais determinados nas análises numéricas, com medidas na instrumentação de campo (média \pm desvio padrão) para o trecho analisado e outras previsões. 73
- FIGURA 5.10 - Recalques superficiais determinados nas análises numéricas, com medidas na instrumentação de campo (média \pm desvio padrão) para o trecho analisado e outras previsões. 73
- FIGURA 5.11 - Regiões plastificadas. 74
- FIGURA 6.1 - Mapa de contornos de fator de segurança local para $E_c = 500$ MPa, $\alpha = 21$ cm, $\alpha = 55\%$, $\phi = 22^\circ$ e $c = 18,5$ kPa. 87
- FIGURA 6.2 - Mapa de contornos de deformação cisalhante máxima, $E_c = 500$ MPa, $\alpha = 21$ cm e $\alpha = 55\%$. 88
- FIGURA 6.3 - Fator de segurança do maciço contra produto módulo de elasticidade x espessura do revestimento para três fatores de alívio de tensão. 89
- FIGURA 6.4 - Deslocamentos superficiais para diferentes valores do produto módulo de elasticidade x espessura do revestimento, e fatores de alívio de tensão: a) $\alpha = 40\%$; b) $\alpha = 55\%$; c) $\alpha = 60\%$. 91
- FIGURA 6.5 - Deslocamentos em profundidade para diferentes valores do produto módulo de elasticidade x espessura do revestimento, e fatores de alívio de tensão: a) $\alpha = 40\%$; b) $\alpha = 55\%$; c) $\alpha = 60\%$. 92
- FIGURA 6.6 - Recalque Superficial máximo para diferentes valores do produto módulo de elasticidade x espessura do revestimento e três fatores de alívio de tensão. 93

- FIGURA 6.7 - Distorção transversal para diferentes valores do produto módulo de elasticidade x espessura do revestimento e três fatores de alívio de tensão. 93
- FIGURA A.1 - Entrada dos parâmetros geométricos do túnel e propriedades do maciço para utilização do método para o trecho em argila porosa. 110
- FIGURA A.2 - Entrada de dados para se calcular os recalques derivados das análises parametrizadas 3D com modelo elástico linear para o trecho em argila porosa. 111
- FIGURA A.3 - Visualização dos parâmetros intermediários do modelo e dos fatores de alívio de tensão e de amolecimento do solo para o trecho em argila porosa. 111
- FIGURA A.4 - Entrada dos parâmetros geométricos do túnel e propriedades do maciço para utilização do método para o trecho em solos residuais de metarritmitos arenosos com cobertura em argila porosa. 112
- FIGURA A.5 - Entrada de dados para se calcular os recalques derivados das análises parametrizadas 3D com modelo elástico linear para o trecho em solos residuais de metarritmitos arenosos com cobertura em argila porosa. 113
- FIGURA A.6 - Visualização dos parâmetros intermediários do modelo e dos fatores de alívio de tensão e de amolecimento do solo para o trecho em solos residuais de metarritmitos arenosos com cobertura em argila porosa. 113

LISTA DE TABELAS

TABELA 2.1 - Deslocamentos induzidos por túneis em solos porosos na cidade de São Paulo (NEGRO <i>et al.</i> , 1992).	12
TABELA 3.1 - Variação das propriedades geotécnicas do maciço com a profundidade.	24
TABELA 3.2 - Recalques no eixo do túnel obtidos nas simulações numéricas.	27

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

%Vs	- Volume de recalque em superfície sobre volume do túnel;
2D	- Bidimensional;
3D	- Tridimensional;
a	- espessura do revestimento;
ABMS	- Associação Brasileira de Mecânica dos Solos;
AID	- Arco invertido definitivo;
AIP	- Arco invertido provisório;
c	- Intercepto de coesão;
CPTU	- Ensaio do piezocone;
CTC	- Ensaio triaxial convencional;
CU	- Ensaio adensado não drenado;
D	- Diâmetro do túnel;
DMT	- Ensaio dilatômetro Marchetti;
e	- Índice de vazios do solo;
E	- Módulo de Elasticidade do solo;
E _c	- Módulo de Elasticidade do concreto;
FLAC	- Fast Lagrangian Analysis of Continua;
f _s	- Função de plastificação;
FS	- Fator de segurança do maciço;
FS _{local}	- Fator de segurança local;
FS ₁	- Fator de segurança global primeira definição;
FS ₂	- Fator de segurança global segunda definição;
G	- Módulo cisalhante;
g _s	- Função de lei de fluxo;
H	- Cobertura do túnel;
H _d	- Profundidade da base rígida;

K	- Módulo volumétrico;
K_0	- Relação entre as tensões efetivas horizontais e verticais iniciais;
L	- Distância horizontal da malha;
LL	- Limite de liquidez de Atterberg;
LP	- Limite de plasticidade de Atterberg;
N	- Número de golpes medidos no ensaio SPT;
NA	- Nível d'água;
NATM	- New Australian Tunneling Method (Novo Método Austríaco de Construção de Túneis);
p'	- Tensão octaédrica média efetiva;
p_c	- Pressão de pré-adensamento;
PHL	- Ensaio de placa horizontal;
PMT	- Ensaio pressiômetro Ménard;
q	- Tensão desviatória;
s	- Desvio padrão;
SPT	- Índice de resistência a penetração;
Ss	- Recalque superficial;
St	- Recalque em profundidade;
u_o	- Deslocamento no contorno da escavação;
v	- Volume específico;
V.C.A.	- Vala a céu aberto;
α	- Fator de alívio de tensão;
β	- Fator de redução de rigidez do maciço;
$\Delta\varepsilon_1, \Delta\varepsilon_2, \Delta\varepsilon_3$	- Incrementos de deformações principais para um dado estado de deformações;
$\Delta\sigma_1, \Delta\sigma_2, \Delta\sigma_3$	- Incrementos de tensões principais para um dado estado de tensões;
ε	- Deformação axial;
$\varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3$	- deformações principais para um dado estado de deformações;
ε_q	- Deformação desviatória;
ϕ	- Ângulo de atrito;
Γ	- Volume específico do solo para um valor de p' unitário;

γ_l	- Distorção longitudinal;
γ_t	- Distorção transversal;
κ	- Coeficiente de recompressão do solo;
λ	- Coeficiente de compressão do solo;
M	- Inclinação da projeção da linha de estados críticos no espaço p' x q ;
ν	- Coeficiente de Poisson do solo;
ν_c	- Coeficiente de Poisson do concreto;
θ	- Inclinação do plano de ruptura em relação ao eixo x ;
σ_1	- Tensão principal maior;
σ_2	- Tensão principal intermediária;
σ_3	- Tensão principal menor;
σ_n	- Tensão normal atuando no plano de ruptura;
σ_x	- Tensão normal atuando em um plano x qualquer;
σ_y	- Tensão normal atuando em um plano y qualquer;
τ_f	- Resistência ao cisalhamento no plano de ruptura;
τ_n	- Tensão cisalhante atuando no plano de ruptura;
τ_{xy}	- Tensão cisalhante atuando em um plano xy qualquer;
ν_k	- Volume específico do solo para um valor de p' unitário;
ψ	- Ângulo de dilatância;

RESUMO

Ruiz, A.P.T. (1997) *Análise de túneis rasos em solos porosos - mecanismos de formação de recalques*. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. 113 p.

Neste trabalho apresentam-se análises bidimensionais pelo método de diferenças finitas de um túnel raso em solo poroso. Foram definidos critérios de modelagem numérica adequados para túneis rasos. O comportamento tensão x deformação x variação volumétrica dos materiais geotécnicos envolvidos foi definido a partir de resultados de ensaios de laboratório e de campo. Para representar o comportamento do solo foi utilizado um modelo elasto-plástico, com critério de plastificação de Mohr-Coulomb e lei de fluxo não associada. Os deslocamentos e distorções transversais obtidos nas simulações numéricas são comparados com os fornecidos pela instrumentação de campo.

Os resultados das análises permitiram avaliar distorções transversais na superfície compatíveis com as observadas em campo. Em termos de recalques, as análises numéricas concordam satisfatoriamente com a magnitude dos deslocamentos medidos em campo, mantendo uma insuficiência em seguir a tendência observada em campo, quando da escavação de túneis rasos em solos porosos, de recalques decrescentes com a profundidade. O motivo desta deficiência e indicações de como a questão pode ser resolvida são discutidas.

Analisa-se a influência de diferentes rigidezes do revestimento de túnel nos resultados de simulações numéricas, em termos de deslocamentos decorrentes da escavação do túnel e no fator de segurança do maciço, para diferentes fatores de alívio de tensão.

Palavras-chave: 1. Túnel. 2. Recalques. 3. Simulação numérica. 4. Solos Porosos. 5. Fator de Segurança.

ABSTRACT

Ruiz, A.P.T. (1997) *Shallow tunnel through porous soils analysis - settlement mechanisms*. Dissertation (MSc.). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. 113 p.

This work shows finite difference two-dimensional analyses of shallow tunnels excavated through porous soil compared to instrumentation data. Adequate numerical modeling criteria for shallow tunnels were defined. Stress - strain - volume change behavior of the geotechnical material involved was defined based on laboratory and *in situ* test results. A Mohr-Coulomb elastoplastic model with non-associated flow rule was used in order to reproduce the soil behavior.

Analysis results yielded distortion values comparable to those observed in the field. The agreement between calculated and measured surface settlements is satisfactory, however the analysis failed to reproduce the trend of deep settlements to decrease with depth. Reasons for this failure and indications of how the problem can be solved are also included.

The influence of different stiffness of the tunnel lining on settlements due to tunneling as well as safety factors of the surrounding soil mass was analyzed.

Keywords: 1. Tunnel. 2. Settlements. 3. Numerical Simulation. 4. Porous Soils. 5. Safety Factor.

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1 - MOTIVAÇÃO

Nas últimas décadas, a intensificação do uso do espaço superficial urbano e a valorização da preservação do meio ambiente têm gerado uma demanda crescente por obras subterrâneas. Grande quantidade de construções de túneis rasos em solos nos centros urbanos tem ocorrido. Nestes casos, o conhecimento do campo de deslocamentos que se propaga da abertura escavada para a superfície do terreno é essencial, devido à existência de edificações, malha viária, redes de utilidade pública, entre outras obras de infraestrutura comuns em meio urbano, que podem ser afetadas pelos deslocamentos induzidos pela construção do túnel.

No Brasil, existe uma vasta experiência na construção de túneis em rochas e solos, contudo apenas uma pequena parcela dos túneis até o momento executados foram escavados em solos porosos, como as argilas porosas de São Paulo (NEGRO *et al.*, 1992), e a recente experiência obtida com 6,5 km de túneis rasos escavados através da argila porosa de Brasília (NEGRO e KOCHEN, 1996).

Quando da construção de túneis rasos através de solos porosos, nota-se que os recalques ainda são bastante elevados e os métodos de previsão pouco satisfatórios. No caso dos túneis do metrô de Brasília, com o início da construção, os recalques observados foram duas a três vezes maiores que o previsto (ORTIGÃO *et al.*, 1996). Os recalques em superfície oscilaram mais correntemente entre 50 e 200 mm, com

distorção transversal média igual a 1:100, chegando a alcançar recalques em superfície da ordem de 500 mm, com distorções transversais de 1:15 (BRASMETRÔ, 1993). Estes valores seriam incompatíveis com ambiente urbano, caso houvesse edificações na superfície.

As regiões tropicais apresentam condições propícias ao desenvolvimento dos solos porosos. A estrutura porosa destes solos é geralmente atribuída a um intenso processo de lixiviação de finos horizontes superficiais nas regiões onde se alternam estações de relativa seca e de precipitações intensas (VILAR *et al.*, 1981). No Brasil, solos porosos de origens coluvionar, aluvionar ou mesmo de alteração de rocha, abrangem consideráveis áreas das regiões Sudeste, Nordeste e Centro-Oeste, ou seja, regiões com os mais elevados índices de urbanização e desenvolvimento no país. Evidencia-se a solicitação por túneis rasos urbanos escavados em solos porosos, apontando a necessidade de melhor compreensão quanto ao comportamento destes solos quando sujeitos à construção de túneis.

Os métodos numéricos têm demonstrado ser uma forte ferramenta, a fim de se considerar condições específicas como geometria da seção da abertura subterrânea, muitas vezes complexa; método construtivo empregado; diferentes substratos do maciço; não linearidades do maciço; processo interativo de transferência de cargas entre o solo e o revestimento do túnel; ação de forças de campo gravitacional, presença de lençol freático, entre outras.

As técnicas numéricas fornecem uma variedade de informações, descrevendo o comportamento do maciço de forma mais completa. O fato de tais técnicas exporem mais realisticamente o problema, permite uma melhor compreensão dos mecanismos envolvidos, provendo condições de se anteciparem riscos às edificações que se encontram na região de alcance dos deslocamentos decorrentes da construção de túneis, e, conseqüentemente, aumentando a segurança da obra. A própria minoração dos recalques poderá ser uma conseqüência do melhor entendimento do processo.

Desta forma, optou-se por fazer uso de métodos numéricos na busca de aperfeiçoar a compreensão do comportamento de solos porosos quando da construção de túneis, utilizando o método das diferenças finitas como ferramenta.

1.2 - OBJETIVOS

O objetivo principal deste trabalho é estudar o comportamento de solos porosos quando sujeito à construção de túnel raso, procurando divisar os principais mecanismos geradores de deslocamentos, e contribuir para o aprimoramento dos métodos de previsão de deslocamentos para obras similares.

A fim de atingir este objetivo, analisa-se o trecho subterrâneo do metrô de Brasília, dando atenção especial às seguintes premissas:

- i. Definir critérios de modelagem numérica adequado para túneis rasos, em simulações utilizando o método das diferenças finitas;
- ii. Determinar o perfil geotécnico da região através de ensaios de campo;
- iii. Caracterizar o comportamento tensão x deformação x variação volumétrica dos materiais geotécnicos envolvidos, a partir de resultados de ensaios de laboratório e de campo.
- iv. Simular a construção do túnel através de técnicas numéricas, e comparar deslocamentos e distorções transversais obtidos nas simulações numéricas com os fornecidos pela instrumentação de campo.
- v. Analisar o fator de segurança do maciço, tendo como base análises numéricas comparativas para diferentes rigidezes de revestimento do túnel.

1.3 - ESTRUTURA DO TRABALHO

Este trabalho está dividido em sete capítulos:

- Capítulo 1: Esta introdução.

- Capítulo 2: Apresenta uma primeira parte da revisão bibliográfica. Neste capítulo é descrito em linhas gerais o comportamento do maciço quando da escavação de túneis. Narra um breve histórico sobre túneis no mundo, com enfoque especial para o Brasil. Expõe os princípios que formam a filosofia do NATM (Novo Método Austríaco de Construção de Túneis).
- Capítulo 3: Define critérios de modelagem numérica para túneis rasos. Enfocam-se alguns fatores que influenciam na avaliação do comportamento do túnel, como: tensão inicial, simulação da escavação, discretização da malha, localização dos limites e condições dos contornos da malha e modelos constitutivos adotados para os materiais envolvidos.
- Capítulo 4: Apresenta a segunda parte da revisão bibliográfica. Descreve o trecho subterrâneo do metrô de Brasília e as características geotécnicas dos solos atravessados. Apresenta o processo construtivo empregado na execução da obra, e os resultados da instrumentação de campo.
- Capítulo 5: Apresenta simulações numéricas, pelo método das diferenças finitas, da construção de túnel raso através de solo poroso. Compara deslocamentos e distorções transversais medidos em campo com os resultados obtidos nas simulações numéricas.
- Capítulo 6: Apresenta análises numéricas comparativas para diferentes rigidezes de revestimento de túnel e para diferentes fator de alívio de tensão. Verifica o efeito da rigidez adotada para o revestimento do túnel no fator de segurança do maciço e nos deslocamentos decorrentes da escavação do túnel.
- Capítulo 7: Apresenta conclusões gerais do trabalho e aponta recomendações para estudos futuros.

CAPÍTULO 2

TÚNEIS

2.1 - INTRODUÇÃO

A execução de túneis altera o equilíbrio preexistente no maciço, gerando uma variação no estado de tensões na região circunvizinha à escavação, provocando movimentação deste na direção da abertura. Esta movimentação ocorre tanto ao longo do perímetro escavado quanto adiante da frente, tendendo a se propagar pelo maciço, atingindo a superfície. Tão logo uma cavidade seja escavada, as linhas de tensões se concentram próximo das paredes, deixando as partes superiores e inferiores aliviadas de tensões (FIGURA 2.1).

A trajetória de tensão percorrida por qualquer elemento do solo durante uma obra depende de sua localização, da reologia do maciço e do processo construtivo empregado. A FIGURA 2.2 mostra trajetórias de tensão típicas em elementos de solo ao redor de uma escavação decorrentes da abertura de um túnel, obtidas através de uma análise elasto-plástica feita com o método dos elementos finitos por NG e LO (1985).

De acordo com esta análise, um elemento situado no rim do túnel, representado pelo ponto C, estará sujeito a uma redução na tensão radial σ_3 e um acréscimo na tensão tangencial σ_1 . Na região do teto do túnel, ponto A, a execução da abertura num estágio inicial gerará uma redução na tensão vertical (tensão principal maior) e um pequeno aumento na tensão horizontal. Com a redução na tensão vertical,

ocorrerá uma rotação de 90° nas tensões principais, a partir do momento em que a tensão vertical se igualar à tensão horizontal. Em uma região intermediária entre o teto e o rim, representada pelo ponto B, a tensão principal menor σ_3 sofrerá um decréscimo concomitantemente a uma rotação nas tensões principais, de tal forma que a direção da tensão principal maior numa condição de equilíbrio tangenciará a superfície do túnel.

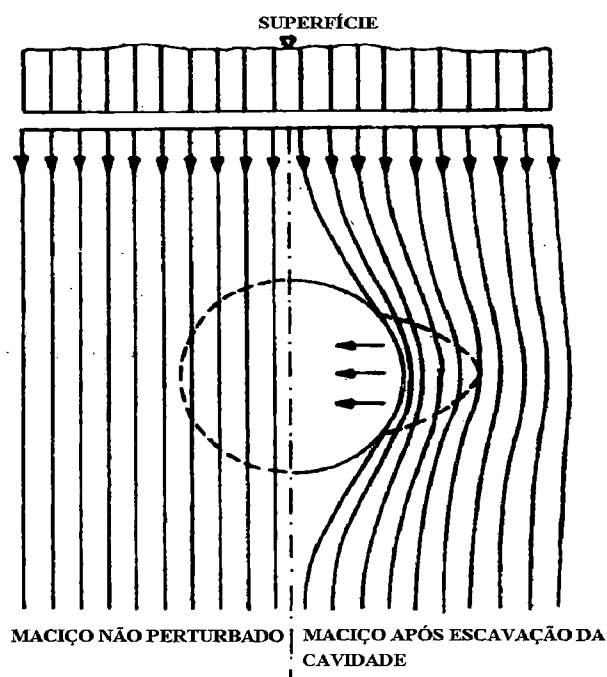


FIGURA 2.1 - Distribuição das linhas de tensões antes e após a escavação de uma cavidade (modificado de RABCEWICZ, 1974).

Segundo RABCEWICZ (1979), a ordem de grandeza das forças externas que agem sobre uma cavidade é determinada pelas condições da tensão primária e pelas propriedades físicas do maciço circunvizinho. A direção real destas forças é determinada pelo processo de reajustamento destas durante e após a construção da cavidade, da mesma forma que pelas possíveis heterogeneidades do maciço circunvizinho. RABCEWICZ (1979) ressalta também que ao longo deste processo de reajustamento desenvolvem-se esforços laterais muito mais intensos que na direção vertical.

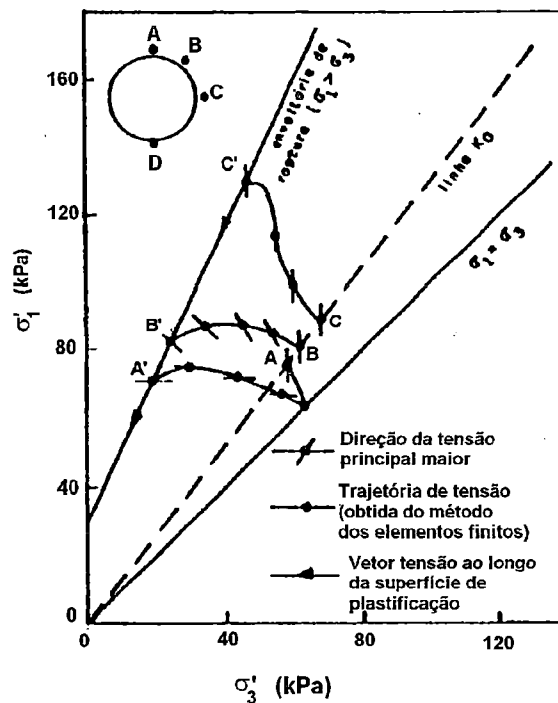


FIGURA 2.2 - Trajetórias de tensão devidas à escavação de um túnel (modificado de NG e LO, 1985).

As mudanças que ocorrem no maciço ao redor do túnel devidas à escavação de uma abertura subterrânea estão representadas na FIGURA 2.3. Inicialmente, com o avanço da frente de escavação, a maior parte do carregamento é transmitida para o maciço circunvizinho ainda não escavado à frente da face, sendo suportado tridimensionalmente, devido ao arqueamento no sentido longitudinal da abertura, com apenas uma pequena parcela do carregamento transferida para a estrutura de suporte. Com o prosseguimento da escavação, o elemento de suporte vai sendo cada vez mais solicitado, sendo que o efeito de deformação lenta do maciço também pode redistribuir os esforços. Deste modo, o sistema maciço-estrutura de suporte atinge um novo estado de equilíbrio.

Os movimentos do maciço ao redor da face e da seção de escavação são predominantemente radiais. Na região imediatamente à frente da face a combinação do aumento de tensões causado pela redistribuição de carregamento, e a diminuição de rigidez na face, devida a remoção do suporte longitudinal (escavação do maciço), causa movimentos tanto radiais quanto longitudinais no maciço.

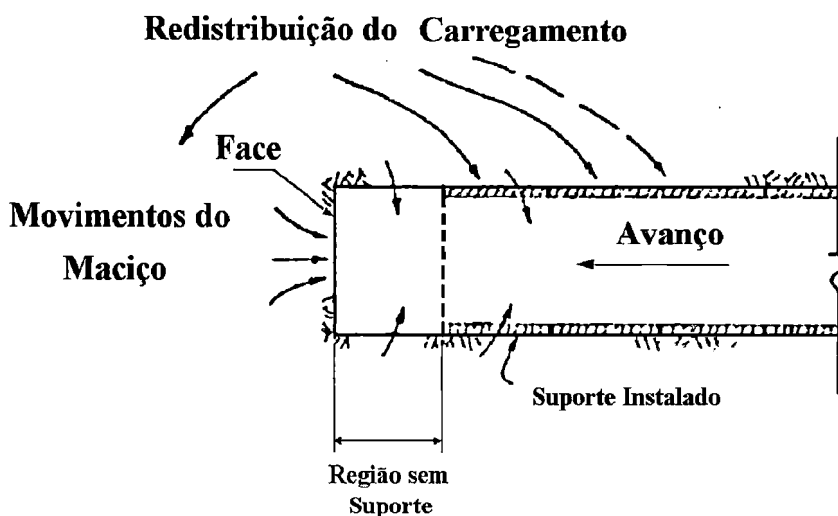


FIGURA 2.3 - Movimentos no maciço e redistribuição de carregamento devidos à escavação de um túnel (modificado de SCHWARTZ e EINSTEIN, 1980).

A FIGURA 2.4 apresenta uma típica variação dos deslocamentos radiais longitudinais no maciço na parede do túnel como uma função da distância da face de escavação. Observa-se que os movimentos começam aproximadamente um a dois diâmetros à frente da face e aumentam rapidamente próximo da face, estabilizando-se a partir de dois a três diâmetros atrás da face.

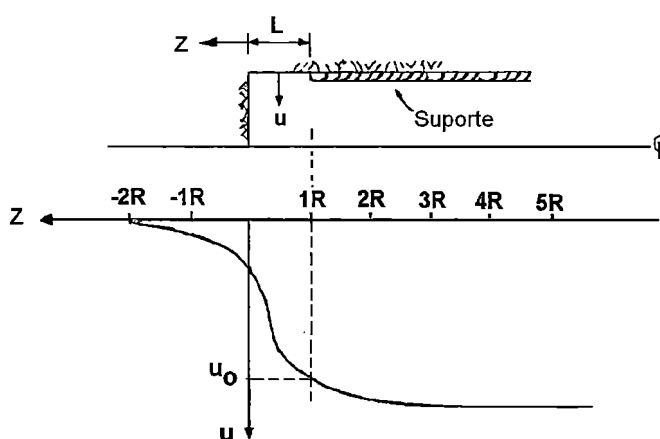


FIGURA 2.4 - Recalques longitudinais no maciço na parede do túnel com a passagem da frente de escavação (modificado de SCHWARTZ e EINSTEIN, 1980).

A estabilização pelo alívio das tensões é o princípio usado no método construtivo NATM, onde o alívio de tensões do maciço é realizado intencionalmente. Ao se permitir que ao redor da abertura o maciço se deforme, faz-se necessário um suporte com menor capacidade de carga para sustentação do maciço e, por consequência, mais econômico. Entretanto, para que isto ocorra, é imprescindível que as deformações e tensões desenvolvidas durante a escavação sejam rigorosamente medidas e controladas.

2.2 - BREVE HISTÓRICO DE TÚNEIS

O primeiro túnel de que se tem conhecimento foi construído há 4200 anos, no reinado da Rainha Semíramis, para passar sob o rio Eufrates, na Babilônia, e estabelecer uma comunicação subterrânea entre o palácio real e o templo. O túnel tinha 1 km de comprimento e seção transversal de 4,5 m x 5,5 m. O rio Eufrates foi desviado para a construção do túnel pelo sistema a céu aberto ("cut and cover"), e tinha revestimento de tijolos. Foi uma obra de engenharia notável para a época. Segue-se o túnel para abastecimento de água de Jerusalém, construído há 2700 anos, com 200m de comprimento e seção transversal de 0,7 m x 0,7 m. O mais famoso túnel grego, construído na Ilha de Samos, data de 700 AC, também destinado ao abastecimento de água.

No século XVII foram construídos inúmeros túneis para a navegação. Na abertura do Canal de Languedoc, França, introduziu-se a pólvora na execução da escavação. Aos túneis para navegação seguiram-se os ferroviários, evoluindo notavelmente na Era das Ferrovias (século XIX).

Entre 1825 e 1843 construiu-se o primeiro túnel em couraça executado sob o rio Tâmisa, em Londres. Seguiram-se neste período, a construção de grande número de túneis urbanos e subaquáticos, para a execução de metrô nas grandes capitais do mundo, a citar: Paris (1889-1905), Boston (1896-1897), Berlim (1896-1899), Estocolmo (1914-1953), Moscou (1934-1964), entre outros (SILVEIRA, 1974).

Com o desenvolvimento dos projetos e construções de túneis em solo a atenção se concentrava nas deformações. Assim, as pesquisas se encaminharam para o estudo das relações tensão-deformação do solo. Na década de 1950, DRUCKER e PRAGER (1952) com a teoria da plasticidade correlacionaram a tensão à deformação também no estado plástico. A associação da curva tensão-deformação a uma hipérbole foi utilizada por KONDNER (1963) para a análise de materiais coesivos, e por KONDNER e ZELASKO (1963) na análise de materiais arenosos. DUNCAN e CHANG (1970) também associaram a curva tensão-deformação a uma hipérbole. O critério de plasticidade de Mohr-Coulomb foi exaustivamente empregado, tanto para valas a céu aberto, como para túneis, porém não foi utilizada a teoria da plasticidade, e, portanto, os aspectos ligados à relação tensão-deformação.

No que se refere aos equipamentos e técnicas construtivas, vários foram os desenvolvimentos ocorridos neste período, como o aprimoramento das técnicas de rebaixamento de lençol freático, injeções químicas e congelamento do solo. Foram também introduzidos, além dos anéis de ferro fundido, anéis de aço e de concreto, inovações na couraça, nos equipamentos de transporte e escavação, e nos próprios métodos construtivos.

Assim, no fim da década de 60, a prática de projeto e construção de túneis avançou com o desenvolvimento do conhecimento da reologia do solo, com o aparecimento e início da aplicação da teoria da plasticidade, com a intensificação do uso de computadores, com o desenvolvimento intenso da tecnologia de equipamentos e de materiais, com o aprimoramento e uso intensificado da instrumentação, interpretação das medidas em tempo real, e interpretação estatística mais imediata dos resultados, e, principalmente, pelo aumento da demanda por obras subterrâneas exigindo a otimização dos empreendimentos. Um advento que marcou esta fase foi a introdução de um novo método construtivo, idealizado por Ladislaus Von Rabcewicz em 1963, o NATM (RABCEWICZ, 1974 e 1979).

Com o crescimento intenso nas últimas décadas de demanda por obras subterrâneas a nível mundial, houve uma grande evolução nas metodologias de projeto e construção, com a introdução da classificação geológico-geotécnica prévia do maciço a ser escavado, do acompanhamento sistemático dos aspectos geológicos da frente de escavação, principalmente através da abertura de túneis piloto, e da instrumentação da obra durante e após a construção, bem como com o avanço tecnológico dos equipamentos e materiais utilizados.

A utilização de obras subterrâneas apresenta-se como uma excelente opção, devido a viabilizar a ocupação de espaços disponíveis próximos às áreas prioritárias, atendendo tanto às necessidades de implantação de sistemas de transportes públicos, ampliação da malha viária, serviços de adução de água, redes de energia, comunicação, armazenamento, entre outros, como também propiciando condições mais favoráveis para minimização dos efeitos nocivos ao meio ambiente de obras em geral, como poluição sonora, visual, do ar e da água.

2.2.1 - Túneis no Brasil

No Brasil, as obras subterrâneas passaram a ser utilizadas com maior destaque na década de 1960. A cidade do Rio de Janeiro na década de 1970 foi a que mais utilizou obras subterrâneas para resolver problemas de infraestrutura, tendo construído inúmeros túneis rodoviários e metroviários, além de túneis para serviços de água, esgoto e comunicação. A cidade de São Paulo tem-se destacado nesta década na utilização de obras subterrâneas para os mais variados fins, crescimento este já evidenciado desde a década passada.

O Metrô de São Paulo foi o pioneiro no Brasil, tendo suas obras iniciadas em 1968, e inaugurado o primeiro trecho em 1974. Na seqüência foi inaugurado em 1981 o Metrô do Rio de Janeiro. Nesta década, em 1992, tiveram início as obras do Metrô de Brasília, ainda não concluídas.

No Brasil, apesar da larga experiência na construção de túneis, apenas uma pequena parte dos túneis escavados foram através de solos porosos, como as argilas porosas de São Paulo (NEGRO *et al.*, 1992) e a recente experiência adquirida com os túneis rasos escavados através da argila porosa de Brasília (NEGRO e KOCHEN, 1996).

Um resumo da experiência acumulada com obras subterrâneas na cidade de São Paulo foi apresentada por NEGRO *et al.* (1992). Apresenta-se na TABELA 2.1 a parte referente aos túneis escavados através de solos porosos.

TABELA 2.1 - Deslocamentos induzidos por túneis em solos porosos na cidade de São Paulo (NEGRO *et al.*, 1992).

Túnel	D (m)	H (m)	Extensão (m)	Terreno	SPT NA	Ss (mm)	St (mm)	%Vs (%)	γ_t	γ_l	Referência
ABV	4.1	6.2	150	Argila porosa	(2-10) acima	5	8	0.4	1:1300	1:4500	NEGRO e EISENSTEIN, 1981
Paraíso	10.0	7.0	102	Argila porosa mole e rija	(4-16) acima	90	70	1.8	1:160	1:150	VELLOSO <i>et al.</i> , 1990
Cardoso "C"	9.9	9.5	670	Argila porosa rija	(9-26) acima	34	35	0.6	1:300	1:440	KOELLN <i>et al.</i> , 1990
Brigadeiro Via 1	7.4	7.4	150	Argila porosa	(6-23) acima	6	6	0.32	1:3000	-	KOCHEN <i>et al.</i> , 1990
Paraíso/ M.R.A	6.2	9.0	4000	Argila porosa média	(5-15) abaixo	7	11	0.5	1:3200	1:2800	HORI <i>et al.</i> , 1990
Cardoso "E/F"	10.0	11.0	2x300	Argila porosa rija e dura	(13-45) acima	25	19	0.30	1:450	-	KOELLN <i>et al.</i> , 1990
Consolação	10.0	12.0	2x140	Argila porosa e va- riegada rija e dura	(8-17) abaixo	30	30	0.5	1:1000	1:10000	-

D: diâmetro do túnel; H: cobertura do túnel; SPT: índice de resistência a penetração, NA: nível d'água; Ss: recalque superficial; St: recalque em profundidade; %Vs: volume de recalque em superfície sobre volume do túnel; γ_t : distorção transversal; γ_l : distorção longitudinal.

O trecho Asa Sul do metrô de Brasília é totalmente subterrâneo, construído segundo a metodologia NATM. Os túneis têm seção transversal de aproximadamente 70 m², com cobertura variando entre 4 e 15 m.

No trecho subterrâneo do metrô de Brasília apenas entre as progressivas 0 a 1800 m há presença de nível d'água na região de escavação do túnel. Esta região é constituída por uma camada de argila porosa próxima à superfície, sobrejacente a solos residuais e saprólitos de ardósias. Outras duas regiões geologicamente distintas são atravessadas pelo túnel: a região onde o maciço de fundação do túnel é formado pelos solos residuais e saprólitos de metarritmitos arenosos, com uma camada de argila porosa na cobertura do túnel (progressivas 2700 a 3900 m e progressivas 5200 a 6000 m); e a região onde o maciço circundante ao túnel é constituído somente por argila porosa com uma espessura de até 40 metros (progressivas 4100 a 5200 m).

Previsões de projeto para os túneis do metrô de Brasília foram baseadas em desempenho de túneis em solos similares, na argila porosa de São Paulo - supondo-se ter comportamento semelhante ao dos solos de Brasília - resultando na previsão de recalques máximo entre 60 a 80 mm (ORTIGÃO *et al.*, 1996). Com o início da construção, os recalques observados foram duas a três vezes maiores que o previsto, sem a ocorrência de instabilidade da frente (ORTIGÃO *et al.*, 1994).

Os recalques superficiais foram claramente maiores no trecho com presença de nível d'água na região de escavação do túnel (progressivas 0 a 1800 m), chegando a alcançar quase 500 mm. Os recalques oscilaram mais correntemente entre 50 e 200 mm no trecho onde o túnel foi escavado acima do nível d'água.

Com relação aos recalques em subsuperfície, uma tendência normalmente encontrada nos dados de recalques provocados pelos túneis de Brasília é de recalques decrescentes a praticamente constantes com a profundidade. Esta forma de distribuição de deslocamentos decorrentes da construção de túneis também foi

observada nos túneis da cidade de São Paulo escavados através das argilas porosas de São Paulo (TABELA 2.1), porém com deslocamentos de menor magnitude.

Os túneis do metrô de Brasília provocaram distorções transversais de até 1:15 na frente Shaft Sul (BRASMETRÔ, 1993). Em termos comparativos, enquanto os túneis de São Paulo provocaram distorções longitudinais entre 1:100 e 1:10.000 (NEGRO *et al.*, 1992), os dados do Metrô de Brasília se situam entre 1:30 e 1:1000, sendo a maioria superior a 1:100 (ORTIGÃO *et al.*, 1994).

Considerando-se que os danos causados às estruturas estão ligados primordialmente à magnitude dos recalques diferenciais, segundo os limites propostos por BJERRUM (1963) quando da influência destes em edificações, temos: 1:500 limite seguro para prédios em que não se aceita fissuramento; 1:300 início de fissuramento de painéis de alvenaria; 1:250 inclinação visível de prédios altos e rígidos; 1:150 início de dano estrutural. Para o caso de túneis, deslocamentos horizontais podem modificar os limites acima (BRANCO *et al.*, 1990). Danos reais causados por túneis construídos com a metodologia NATM para a Companhia do Metrô de São Paulo, foram compilados e analisados por CELESTINO e FERREIRA (1996), à luz dos dados de recalque, dentro de um arcabouço teórico de previsão de dano.

Conclui-se, a partir destas informações, que caso houvesse estruturas na região de influência do túnel do metrô de Brasília, estariam sujeitas a danos severos. Como exemplo houve o caso do posto de gasolina construído sobre fundações de estacas Strauss com cerca de 6m de comprimento, o qual sofreu distorções longitudinais de 1:20 após a passagem do túnel, tendo como consequência danos severos à sua estrutura e aos painéis de alvenaria (ORTIGÃO, 1994).

O metrô de Brasília é o caso mais marcante de escavação de túneis rasos em solos porosos, que faz parte da experiência brasileira na construção de túneis, com uma extensa documentação de campo e uma vasta campanha de ensaios de

laboratório de mecânica dos solos disponíveis. Os estudos que se seguem enfocarão o trecho subterrâneo do metrô de Brasília, com o objetivo principal de adquirir conhecimentos para melhorar a qualidade das previsões de recalques decorrentes da construção de túneis em solos porosos.

2.3 - PRÍNCIPIOS DO NATM

O NATM foi um método concebido e desenvolvido através de experiências em minas de carvão, formulado inicialmente para túneis em rocha e, posteriormente, adaptado para escavações em solos. Os conceitos que formam a filosofia do NATM foram apresentados por Rabcewicz em 1963 (RABCEWICZ, 1974 e 1979), e têm os seguintes princípios fundamentais:

1. Mobilização da capacidade portante do maciço circunvizinho à abertura, com formação de um anel de auto-sustentação do próprio maciço adjacente ao túnel, tornando-se parte do elemento estrutural de suporte;
2. Conservação, tanto quanto possível, da qualidade e resistência do maciço circundante à obra, evitando um processo de deterioração e relaxamento;
3. Uso da estabilização pelo alívio controlado de tensões, a fim de se aproveitar a capacidade de auto-sustentação do maciço;
4. Utilização intensiva de instrumentação, realizando um controle contínuo das deformações e tensões da estrutura estabilizante e do maciço adjacente, com o objetivo de controlar a estabilização (condição de equilíbrio) e garantir a segurança da equipe de construção;
5. Bom entrosamento entre as partes envolvidas na obra (cliente, projetista, construtor e consultor) visando soluções rápidas e eficientes;

6. Aplicação imediata do suporte e fechamento do anel da estrutura estabilizante a uma distância vinculada pequena da frente de escavação e no menor tempo possível.

A versatilidade e flexibilidade deste método permite que ele seja aplicado nas mais variadas condições de material a ser escavado, admitindo inclusive mudanças nas seqüências e nos tipos de parcialização das seções de escavação com formas geométricas das mais distintas para uma mesma obra, tornando, desta forma, este método de uso amplo e largamente difundido.

CAPÍTULO 3

MODELAGEM NUMÉRICA PARA TÚNEIS RASOS

3.1 - INTRODUÇÃO

No caso de túneis rasos em solos em ambiente urbano, é primordial o conhecimento do campo de deslocamentos que se propaga da abertura escavada para a superfície do terreno, devido à existência de edificações, malha viária, redes de utilidade pública, entre outras obras de infraestrutura comuns, que podem ser afetadas pelos deslocamentos induzidos pela construção do túnel.

Para definir o campo de deslocamentos causado pela construção de túneis rasos, nem soluções derivadas da teoria da elasto-plasticidade, como as apresentadas por DEERE *et al.* (1969), podem solucionar a questão com rigor devido à proximidade da superfície livre, nem métodos como o das Curvas Características, devido à hipótese de tensão vertical constante na região de influência da abertura. Para túneis rasos, o aumento da tensão vertical exerce uma influência significativa no seu comportamento.

O emprego de métodos numéricos tem viabilizado se considerar com sucesso condições peculiares como método construtivo empregado, ação de forças de campo gravitacional, processo interativo de transferência de cargas entre o solo e o revestimento do túnel, diferentes modelos constitutivos para os materiais envolvidos, efeito da posição relativa do túnel e superfície do terreno, geometria da seção transversal do túnel, presença de sobrecargas, existência de lençol freático, entre outras.

Neste trabalho, por conta destes fatores, as análises foram realizadas fazendo-se uso de um programa de diferenças finitas, o FLAC (CUNDALL e HART, 1992). A utilização do FLAC é apropriada para problemas geomecânicos com várias fases de execução: escavação, descarregamento, construção, carregamento, entre outras.

Para utilizar um método numérico faz-se necessário definir alguns critérios para a modelagem do problema. Existem alguns fatores que influenciam na avaliação do comportamento do túnel. KULHAWY (1974) subdivide estes fatores em: tensão inicial, simulação da escavação, discretização da malha, localização dos limites e condições dos contornos da malha, bem como os modelos constitutivos adotados para os materiais envolvidos.

Com o propósito de promover condições de realizar uma criteriosa avaliação do comportamento de túneis rasos através de análises numéricas, foram definidos os critérios de modelagem a serem utilizados para a simulação da construção de um túnel, em particular para as condições geométricas e geotécnicas enfrentadas pelos túneis do metrô de Brasília.

3.2 - CRITÉRIOS DE MODELAGEM NUMÉRICA

3.2.1 - Tensão inicial

Será utilizado o procedimento no qual as tensões iniciais são especificadas diretamente em cada elemento da malha. Este procedimento apresenta a grande vantagem de ser possível utilizar qualquer relação entre a tensão vertical e a tensão horizontal iniciais.

Admitiu-se nas análises aqui apresentadas que o estado de tensões inicial é o estado geostático. A relação entre as tensões iniciais (K_0) foi obtida através de resultados de ensaios de laboratório (adensamento em câmara triaxial) e de campo (dilatômetro Marchetti), determinando K_0 igual a 0,6 (ORTIGÃO, 1994).

3.2.2 - Simulação da escavação

A resposta do maciço à escavação de um túnel é de natureza essencialmente tridimensional e não linear. Os efeitos tridimensionais presentes nos túneis referem-se primordialmente ao arqueamento tridimensional do solo no sentido longitudinal da escavação. Fatores como o avanço da frente de escavação através do maciço, o processo construtivo, a relação não linear entre tensões e deformações no solo, dependente de fatores como histórico de tensões, confinamento, entre outros, contribuem para esta natureza do problema.

Devido à complexidade para uso prático, e dispêndio de recursos e tempo consideráveis nas análises 3D, é comum o uso de análises planas (modelos bidimensionais), desprezando-se os efeitos tridimensionais ou incorporando-os através de fatores de correção empíricos, ou ainda pela simulação da seqüência construtiva.

Deve-se salientar que devido à presença das tensões de cisalhamento atuando fora do plano da seção transversal levarem a tensões desviadoras reais maiores que as obtidas em uma análise plana, que despreza tais tensões, o material pode plastificar antes, e, portanto, deformar-se mais do que o obtido com análises planas (ECKSCHMIDT e CELESTINO, 1982).

Nas formulações utilizadas, a situação 3D é aproximada por uma seqüência de análises 2D da seção transversal da escavação, nas quais são adotados procedimentos, que apesar de variados podem ser reunidos em dois grupos, segundo PARREIRA e AZEVEDO (1994):

Grupo 1: Redução gradual da rigidez (amolecimento) do material a ser removido, e alívio das tensões no contorno da escavação. O alívio de tensões pode ser concomitante ou posterior à diminuição da rigidez do núcleo. O método dos elementos múltiplos, no qual uma série de elementos com parcela da rigidez total são sobrepostos, de maneira que somados perfaçam a rigidez real, é um processo

derivado deste. Neste método, os elementos são retirados sequencialmente até se anular a totalidade de rigidez do núcleo;

Grupo 2: Redução gradual da tensão *in situ* (relaxamento) no contorno do túnel, considerando-se a rigidez do núcleo previamente anulada. Neste método é importante conhecer a relaxação de tensões do solo anterior à ativação do suporte.

Um exemplo de método de simulação bidimensional que usa a redução gradual da rigidez do material a ser removido é o proposto por LAABMAYR e SWOBODA (1978). Estes autores consideram o maciço inicialmente intacto. Antes do início da escavação do túnel e colocação do revestimento, o módulo de elasticidade do núcleo interno do túnel é reduzido de uma parcela β (fator de redução de rigidez do maciço), e o maciço move-se radialmente até um deslocamento u_0 no contorno da escavação (FIGURA 3.1). Após esta fase, ativa-se o revestimento e retira-se o material correspondente ao núcleo, reduzindo-se o valor do seu módulo de elasticidade a zero, como esquematiza a FIGURA 3.2b.

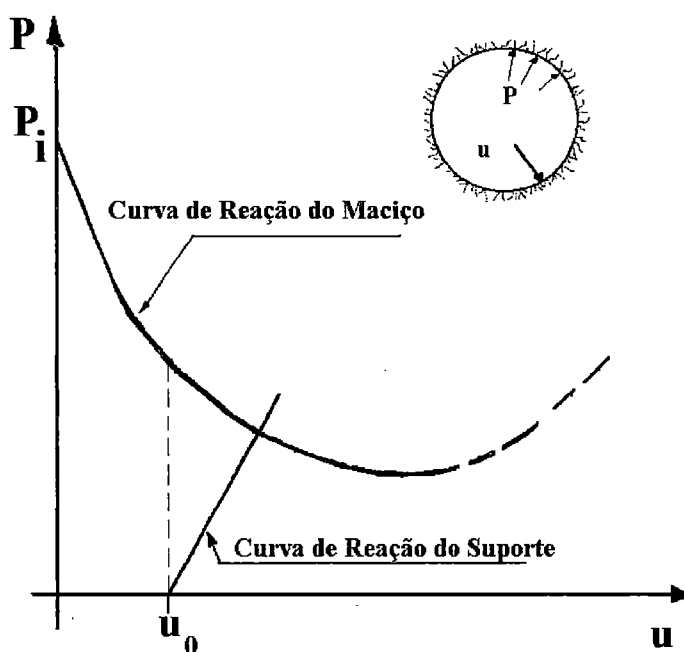


FIGURA 3.1 - Curva de reação do maciço e do suporte (modificado de SCHWARTZ e EINSTEIN, 1980).

No método bidimensional proposto por PANET (1976), os deslocamentos anteriores à colocação do suporte são considerados. Neste método supõe-se que uma parcela das tensões iniciais não atue após a instalação do suporte (FIGURA 3.2a). PANET sugere a modelagem do túnel como uma abertura inicialmente não revestida com tensões equivalentes às tensões *in situ*; antes da instalação do suporte deve-se reduzir a tensão interna de uma parcela α (fator de alívio de tensão), de forma que o maciço mova-se radialmente com um deslocamento u_0 , (FIGURA 3.1).

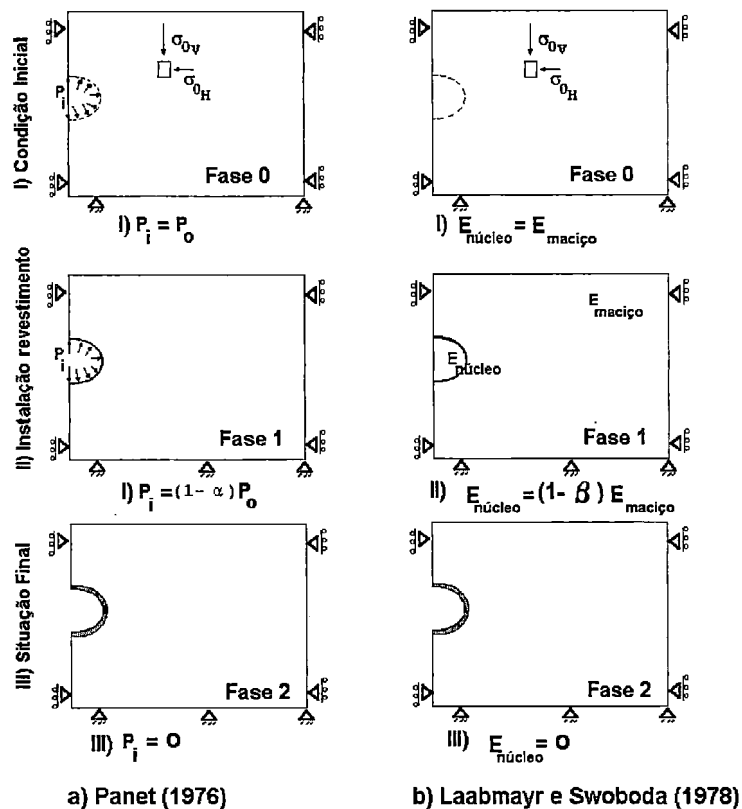


FIGURA 3.2 - Três fases correspondentes à simulação da construção de um túnel segundo metodologias propostas: a) PANET (1976); b) LAABMAYR e SWOBODA (1978).

Para a utilização do método bidimensional proposto por PANET (1976), é necessário que se estime a priori o fator de alívio de tensão α , através de retro-análises de problemas conhecidos, ou por meio de análises tridimensionais, as quais levem em conta todas as variáveis pertinentes ao problema.

Alguns métodos de previsão de recalques causados pela escavação de túneis têm sido propostos a partir da parametrização de resultados de análises numéricas. Para a determinação do fator de alívio de tensão, optou-se por utilizar o método derivado numericamente proposto por NEGRO (1988). Este método foi desenvolvido para túneis rasos em solo e leva em conta a resposta não linear tensão x deformação do maciço. Para tal, as análises numéricas, efetuadas com o método dos elementos finitos, foram desenvolvidas com o modelo hiperbólico para a curva tensão x deformação do maciço, conforme apresentado por KONDNER (1963).

Neste método, NEGRO (op. cit.) propõe curvas parametrizadas derivadas de análises numéricas tridimensionais, considerando o comportamento do maciço elástico linear, para a determinação dos recalques induzidos no maciço pela escavação do túnel no momento imediatamente anterior à ativação do suporte, como uma função da distância da frente de escavação à seção de ativação do revestimento, dos parâmetros geométricos do túnel (profundidade, diâmetro), da razão entre as tensões iniciais (K_0), do módulo de elasticidade e peso específico do maciço.

De posse dos recalques determinados anteriormente, nos quais são considerados os efeitos tridimensionais de arqueamento longitudinal do túnel, o método determina o fator de alívio de tensão, a partir de análises bidimensionais de um túnel circular não revestido, igualando-se os recalques obtidos na análise 3D com os determinados na análise 2D para um certo alívio de tensão.

Nas análises 2D o método fornece os deslocamentos do maciço no contorno da abertura, em superfície e subsuperfície, a partir do conhecimento do comportamento do maciço na escavação ser drenado ou não drenado; dos parâmetros geométricos do túnel (profundidade, diâmetro); dos parâmetros de resistência (coesão e ângulo de atrito); da razão entre as tensões iniciais; do peso específico do maciço; da variação do módulo de elasticidade do maciço com a tensão confinante; do coeficiente de ruptura (parâmetro do modelo hiperbólico) e do coeficiente de Poisson.

Com este método também se determina a correspondente mudança no módulo de rigidez tangente do solo provocada pela escavação até o momento de ativação do suporte, conhecido como fator de amolecimento do solo. Esta mudança no módulo de rigidez do solo não é quantificada quando se realizam simulações numéricas de túneis com um modelo constitutivo para o solo que não é capaz de representar a influência do confinamento na deformabilidade do solo. Para estes casos é possível fazer uso do artifício de multiplicar o módulo de elasticidade do solo antes da escavação pelo índice unidade menos o fator de amolecimento do solo, com a finalidade de procurar levar em conta a mudança no módulo de rigidez do solo provocada pela variação da tensão confinante decorrente da abertura do túnel, não avaliada em modelos que não representam a influência do confinamento na deformabilidade do solo, e que tenderiam a subestimar os recalques induzidos pela abertura do túnel.

Assim, as simulações de escavação nas análises numéricas serão realizadas através do método de simulação bidimensional proposto por PANET (1976), com o fator de alívio de tensão e o fator de amolecimento do solo obtidos através do método derivado numericamente apresentado por NEGRO (1988).

Para a execução do revestimento serão utilizados dois tipos de representação: elementos estruturais tipo viga, onde estes segmentos de viga contornam o limite da escavação; e elementos inicialmente ativados como solo na região delimitada do revestimento, os quais sofrem uma reformulação no seu modelo e nos seus correspondentes parâmetros de caracterização no momento de ativação do suporte.

3.2.3 - Discretização da malha

De forma geral, os elementos da malha devem ser relativamente menores onde as forças impostas pelo problema são concentradas, ou seja, onde elevado gradiente de tensões e deformações é esperado. Entretanto, não podemos deixar de considerar que uma malha muito refinada resultaria em altos custos de processamento.

Poucos trabalhos sobre a influência da discretização da malha no estudo de túneis rasos são reportados na literatura. OTEO e SAGASETA (1982), citados em HEINZ (1984), verificaram que a densidade da malha de elementos finitos tem uma pequena influência (cerca de 10%) nos recalques de superfície quando se passa de uma malha de 68 para 164 elementos, porém os recalques ao redor do túnel podem ser mais significativamente afetados.

Para verificar a influência do refinamento da malha no presente estudo, o qual utiliza o método das diferenças finitas, foram realizadas análises comparativas entre duas malhas com as mesmas configurações geométricas e geomecânicas, atribuindo-se ao material do maciço o modelo elasto-plástico de Mohr-Coulomb, e ao revestimento elementos estruturais tipo viga com altura de 21cm, módulo de elasticidade de 10 GPa, e momento de inércia $7,72 \times 10^{-4} \text{ m}^4$.

A variação das propriedades de resistência do maciço com a profundidade foram definidas com base nos resultados de ensaios triaxiais convencionais adensados não drenados, compilados por ORTIGÃO (1994), para a argila porosa de Brasília (TABELA 3.1). O módulo de elasticidade foi baseado na relação $E \text{ (MPa)} = 4N$ (número de golpes medidos no ensaio SPT), conforme proposto por NEGRO *et al.* (1992) para os solos da cidade de São Paulo. Foi adotado um coeficiente de Poisson igual a 0,3. Admitiu-se não haver interferência de água subterrânea na área de influência da escavação do túnel. As análises foram feitas em termos de tensões efetivas, supondo condições drenadas.

TABELA 3.1 - Variação das propriedades geotécnicas do maciço com a profundidade.

Material	Profundidade (m)	Mód.Elasticidade (MPa)	coesão (kPa)	Ângulo atrito (graus)
Argila porosa	0 a 16	8 a 38	10 a 26	25
	16 a 20	38 a 58	26 a 30	25

A malha A (FIGURA 3.3) foi gerada com 29 linhas e 35 colunas (1015 elementos) similar à utilizada no projeto dos túneis do metrô de Brasília (BRASMETRÔ, 1992), enquanto que a malha B (FIGURA 3.4) foi gerada com 39 linhas e 44 colunas (1716 elementos), havendo nesta malha uma maior concentração de elementos na região ao redor dos limites da escavação.

As simulações buscaram representar as condições possíveis dentro dos métodos construtivos empregados no metrô de Brasília (PINTO, 1994).

- i. Simulação 1: Método A, tipo seção plena com arco invertido definitivo (AID) vinculado;
- ii. Simulação 2: Método B tipo calota, com execução de arco invertido provisório (AIP) logo atrás do núcleo de apoio, sendo a bancada (com execução simultânea do AID) escavada posteriormente;
- iii. Simulação 3: Método construtivo tipo calota, sem execução de AIP, avançando por uma distância excessiva. Esta simulação busca representar uma condição onde o AIP é executado a uma distância suficientemente grande da frente de escavação, não mais contribuindo para a estabilização da seção.
- iv. Simulação 4: Método construtivo tipo seção plena, sem instalação vinculada do AID. Esta simulação busca representar uma condição onde não houve instalação adequada do revestimento e/ou fechamento do AID.

Para as tensões iniciais foram consideradas as forças peso e uma relação entre as tensões efetivas horizontais e verticais (K_0) igual a 0,6. Para o peso específico do maciço foi adotado 16 kN/m^3 (ORTIGÃO, 1994).

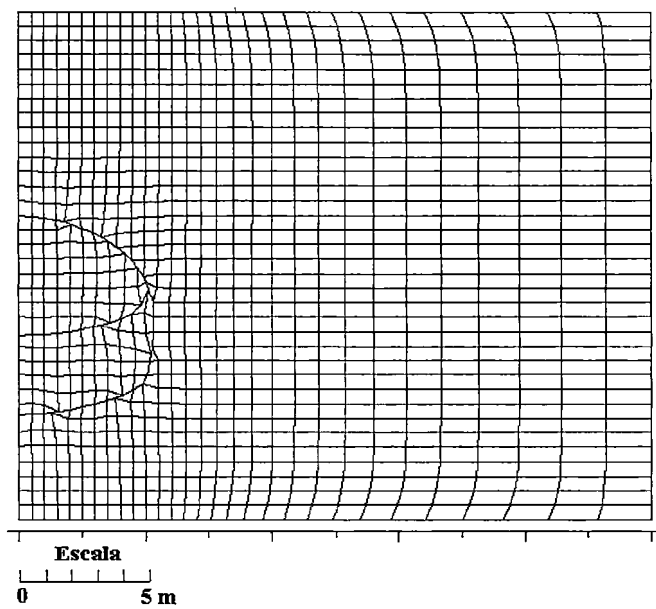


FIGURA 3.3 - Malha A.

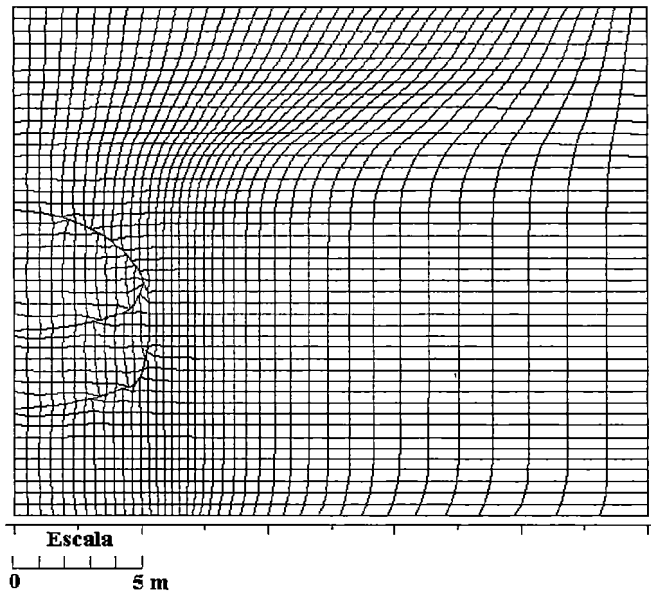


FIGURA 3.4 - Malha B.

Todas as simulações foram executadas através do método bidimensional de PANET (1976), com alívio parcial de tensões α igual a 50% e fator de amolecimento do solo igual a 40%, obtidos através do método derivado numericamente apresentado

por NEGRO (1988) para as propriedades do maciço acima apresentadas e para distância da frente de escavação à seção de ativação do revestimento igual a 5 m.

Para as simulações 1 e 2, onde as regiões plastificadas definidas pelo modelo de Mohr-Coulomb são menos extensas, não se observam diferenças significativas nos deslocamentos produzidos nas malhas A e B (TABELA 3.2). Porém, na simulação 3, a qual envolve maiores gradientes de tensão, a malha A não teve condições de capturar os altos gradientes, conforme registrado na malha B. Obtiveram-se na malha B recalques maiores que duas vezes os da malha A. Para a simulação 4, ambas as malhas registraram ruptura de teto (FIGURA 3.5), mostrando a inviabilidade de se desvincular a execução do AID na escavação a seção plena, para as condições geométricas e geotécnicas representadas.

TABELA 3.2 - Recalques no eixo do túnel obtidos nas simulações numéricas.

Simulação	Malha	Superf. (mm)	Teto (mm)	Piso (mm)
1	A	75,1	108,4	26,5
	B	75,3	108,1	26,0
2	A	82,4	117,5	43,6
	B	83,3	118,2	43,7
3	A	113,4	149,5	44,1
	B	267,4	228,0	43,6
4	A	-	-	-
	B	-	-	-

Salienta-se, principalmente, a diferença da extensão da região com material em estado plástico na malha B (FIGURA 3.6) com relação à solução encontrada para a malha A (FIGURA 3.7), para a simulação 3. Para a simulação proposta, a malha A não teve condições de reproduzir os altos gradientes de tensão, e, conseqüentemente, representar de modo satisfatório as regiões de material em estado plástico, sendo este propósito alcançado na malha B. A região plastificada na malha B, além de ser mais

extensa, forma um mecanismo de ruptura, podendo vir a comprometer a segurança da estrutura.

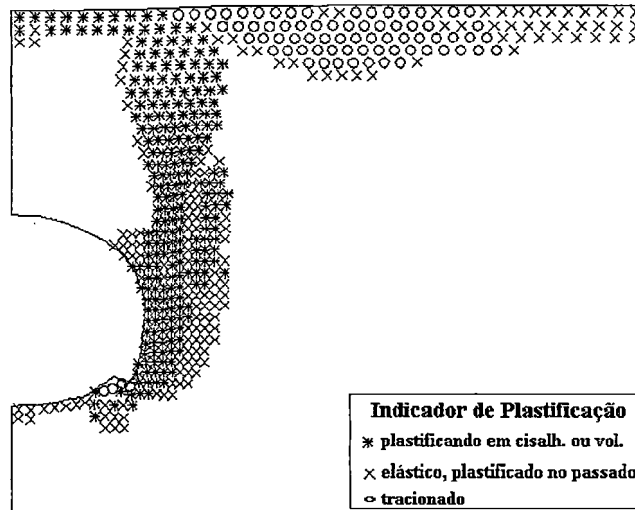


FIGURA 3.5 - Regiões plastificadas para a simulação 4.

Nas análises seguintes serão utilizadas malhas para representar o maciço com um refinamento no mínimo similar ao da malha B, por margem de segurança, tendo sempre uma atenção maior para a região no contorno do túnel, onde a malha deve ser sempre mais refinada, a fim de capturar os altos gradientes de tensão decorrentes da abertura do túnel produzidos nesta região.

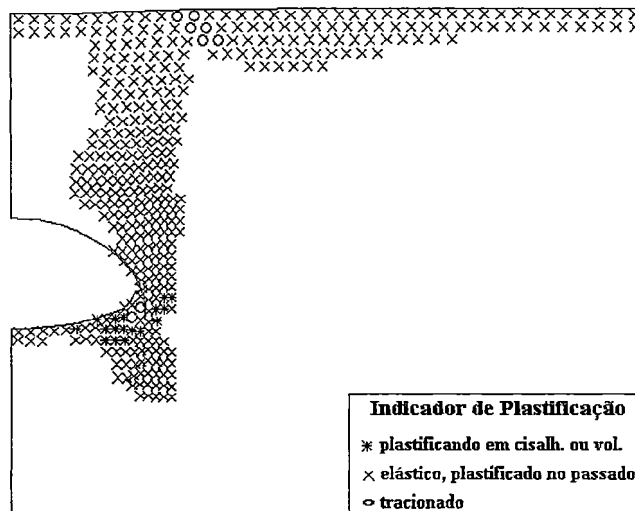


FIGURA 3.6 - Regiões plastificadas para a Malha B, simulação 3.

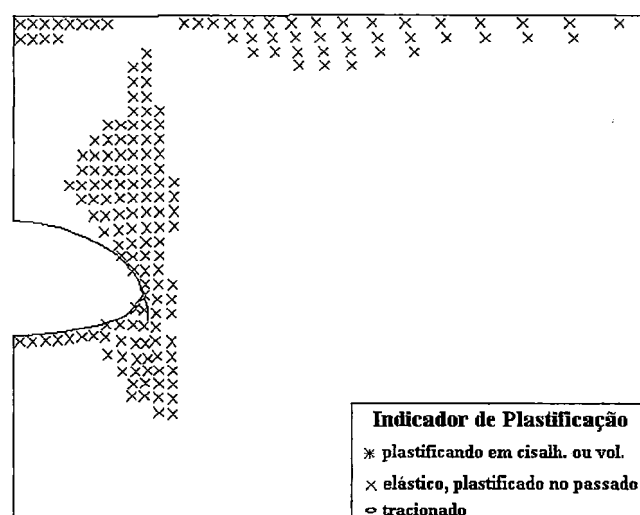


FIGURA 3.7 - Regiões plastificadas para a Malha A, simulação 3.

3.2.4 - Localização dos limites e condições dos contornos de malha

Embora muitos estudos sobre a influência da localização dos limites e condições dos contornos de malhas já tenham sido realizados para túneis profundos, pouco tem sido publicado sobre esta questão para túneis rasos.

Com relação à distância horizontal L (definida na FIGURA 3.8), segundo estudos realizados por HEINZ (1984), a escolha deste comprimento tem uma influência mínima no campo de deslocamentos ao redor do túnel. HEINZ (op. cit.) verificou que, para quatro diferentes distâncias do limite horizontal investigado ($L/D = 2, 4, 8$ e 12), os deslocamentos são levemente superestimados para apenas $L/D \leq 4$, enquanto que para distâncias relativas ao diâmetro superiores a 8 esses deslocamentos não são virtualmente afetados.

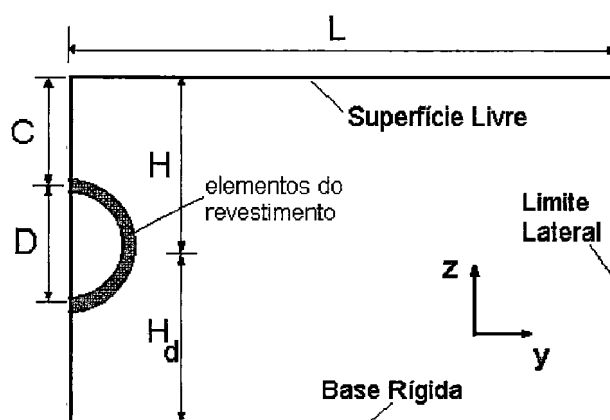


FIGURA 3.8 - Notação para as análises de condições dos contornos da malha.

Já a profundidade da base rígida H_d , ilustrada na FIGURA 3.8, tem fortíssima influência para materiais de comportamento elástico linear com módulo de rigidez constante com a profundidade. Apropriado julgamento deve ser feito caso uma análise com módulo de rigidez constante com a profundidade seja requerida. O valor de H_d deverá ser analisado com rigor caso haja, por exemplo, um material com grande rigidez abaixo do túnel.

Porém, para o caso de solos, o módulo de rigidez usualmente varia com a profundidade. HEINZ (1984) estudou três tipos de variação de módulo de rigidez com a profundidade, concluindo que para estes casos analisados a magnitude e distribuição dos recalques de superfície e subsuperfície são praticamente insensíveis a variações do parâmetro H_d (para variações da profundidade da base rígida relativa ao diâmetro entre 2,2 e 7,0).

No presente estudo, optou-se por verificar a influência da profundidade da base rígida para condições compatíveis com as encontradas no caso do túnel metrô de Brasília. Para tal foi adotada uma lei de variação do módulo com a profundidade, como pode ser visto na FIGURA 3.9, para três casos de profundidade da base rígida relativa ao diâmetro equivalente do túnel, a saber: 1,0, 1,5 e 2,0.

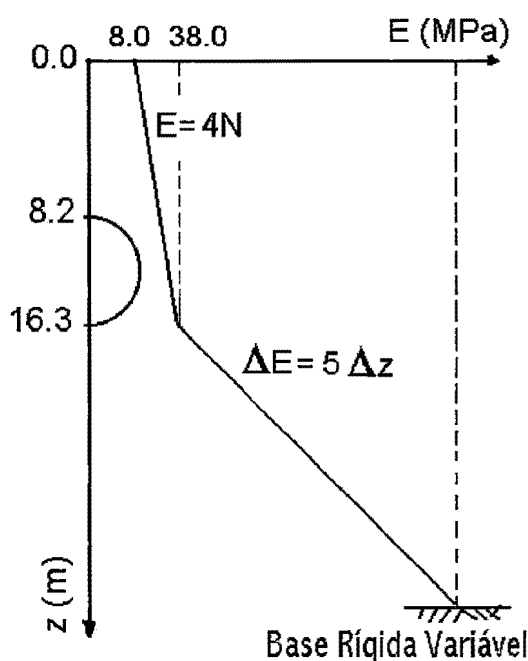


FIGURA 3.9 - Variação do módulo de rigidez com a profundidade para os três casos estudados.

Os resultados das análises dos casos estudados mostram que a magnitude e distribuição dos recalques em superfície e em subsuperfície acima do teto do túnel são praticamente insensíveis à variação da profundidade da base rígida (diferenças menores que 3%). Já os recalques em subsuperfície abaixo do piso do túnel são significativamente mais afetados, chegando a atingir para o levantamento de piso diferença de 60% entre os casos estudados (FIGURA 3.10). Quanto aos esforços no revestimento, foi constatada uma tendência de acréscimo do momento fletor e esforço axial com o aumento da profundidade da base rígida, atingindo uma diferença de 14% para o momento fletor máximo (FIGURA 3.11) e 2% para o esforço axial máximo. Observou-se decréscimo dos esforços cortante com o aumento da profundidade da base rígida, atingindo uma diferença de 16% para o esforço cortante máximo.

Considerando que os resultados em termos de deslocamentos no maciço e esforços no revestimento não resultaram em diferenças significativas para profundidade relativa da base rígida entre 1,5 e 2,0, caso não se defina claramente nos ensaios de campo a posição da base rígida, será adotada para os estudos de análise de

seções do metrô de Brasília, por questão de menores custos de processamento, a profundidade relativa da base rígida igual a 1,5.

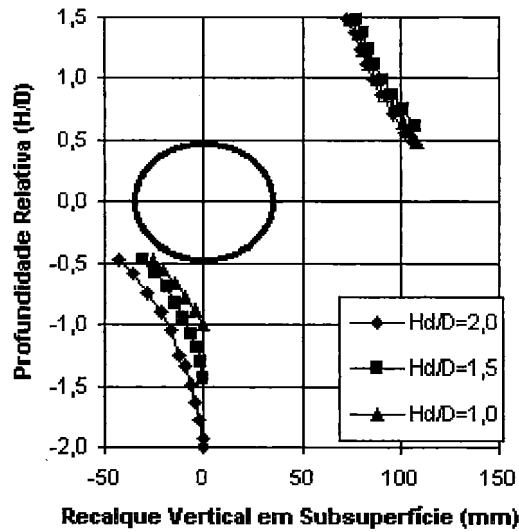


FIGURA 3.10 - Influência da profundidade relativa da base rígida nos recalques verticais em subsuperfície.

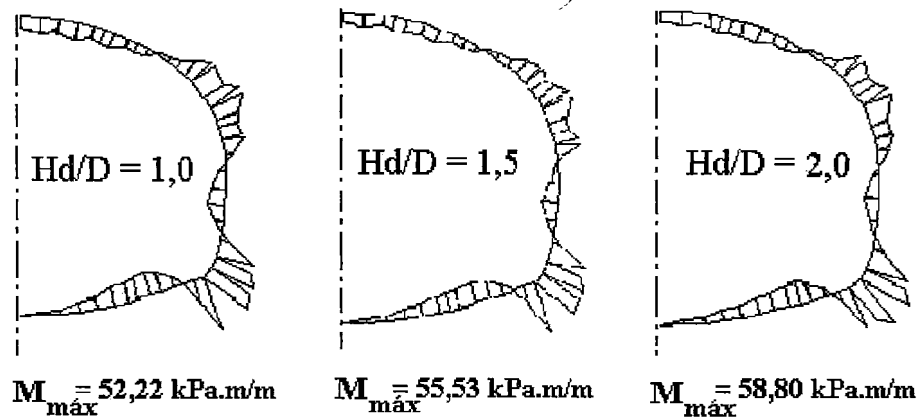


FIGURA 3.11 - Influência da profundidade relativa da base rígida nos momentos fletores atuantes no revestimento.

3.2.5. Modelos dos Materiais

Como os solos apresentam comportamento essencialmente friccional, seu comportamento será melhor representado por um modelo no qual a tensão desviatória necessária para provocar a ruptura do material aumente com o primeiro invariante de tensão.

De forma geral, um modelo elasto-plástico é totalmente definido por um critério de escoamento, uma lei de encruamento e uma lei de fluxo. O critério de escoamento separa a zona de deformações elásticas da zona de deformações plásticas. A lei de encruamento correlaciona o montante de deformações plásticas para se deslocar a superfície de plastificação de um determinado valor. A lei de fluxo é encarregada de determinar a direção no espaço do montante de deformação plástica, definindo a parcela de deformação cisalhante e a parcela de deformação volumétrica.

Para a determinação do comportamento reológico do maciço de solo foram usados como base ensaios triaxiais convencionais (CTC) adensados não drenados (CU), em solo não saturado, com medidas de pressão neutra. Embora as condições de campo no trecho analisado fossem melhor representadas por ensaio drenado, e, principalmente, a medida de variação volumétrica do solo sob cisalhamento seria de grande valia para se verificar a capacidade do modelo adotado em reproduzir o comportamento volumétrico do solo, foi utilizado o ensaio CU devido a sua disponibilidade, e pelo fato de ser possível associar o comportamento volumétrico do solo em condições drenadas com a variação de pressão neutra em condições não drenadas.

Os resultados de ensaios CTC-CU com tensão confinante 50, 100, 200 e 300 kPa, realizados na Universidade de Brasília em uma amostra indeformada de argila porosa retirada a 3,0 m de profundidade (UnB, 1992), estão apresentados na FIGURA 3.12.

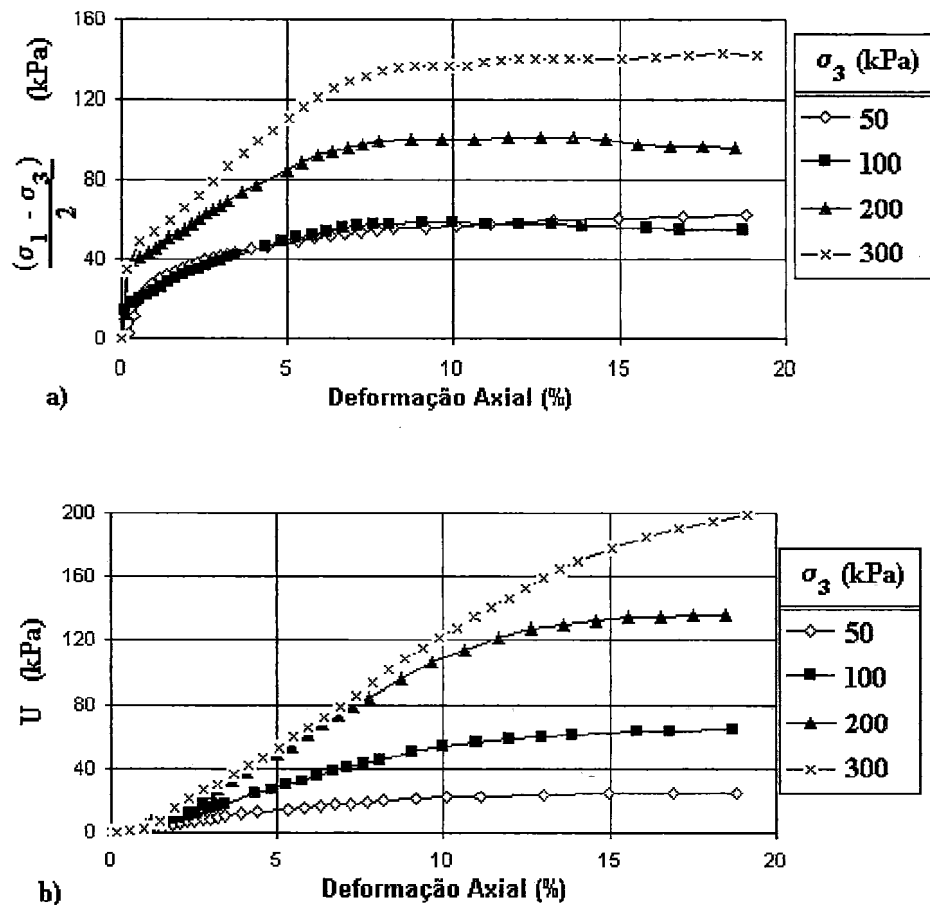


FIGURA 3.12 - Resultados de ensaios CTC-CU. a) variação de tensão desviatória, b) variação da pressão neutra.

3.2.5.1 - Modelo de Mohr-Coulomb

Devido à larga utilização do critério de plastificação de Mohr-Coulomb nas análises realizadas nos mais diversos tipos de solos, optou-se por verificar a possibilidade de se representar o maciço de solo, especialmente a argila porosa de Brasília, com o critério de plastificação de Mohr-Coulomb, com lei de fluxo não associada.

O critério de plastificação de Mohr-Coulomb é dado pela função:

$$f_s(\sigma_1, \sigma_3) = 0$$

sendo f_s definida na expressão 3.1:

$$f_s = \sigma_1 - \sigma_3 N_\phi + 2c\sqrt{N_\phi} = 0 \quad [3.1]$$

onde σ_1 , σ_3 são as tensões principais maior e menor, c é a coesão, ϕ é o ângulo de atrito e

$$N_\phi = \frac{1 + \text{sen } \phi}{1 - \text{sen } \phi} \quad [3.2]$$

A função potencial g_s correspondente a uma lei de fluxo não associada, tem a forma:

$$g_s = \sigma_1 - \sigma_3 N_\psi = 0 \quad [3.3]$$

onde ψ é o ângulo de dilatância, e

$$N_\psi = \frac{1 + \text{sen } \psi}{1 - \text{sen } \psi} \quad [3.4]$$

Quando $\psi = \phi$ a função potencial g_s corresponde a uma lei de fluxo associada.

No regime elástico, os incrementos de tensão relacionam-se com os incrementos de deformação segundo a lei de Hooke, de tal forma que:

$$\begin{aligned} \Delta \sigma_1 &= \alpha_1 \Delta \varepsilon_1 + \alpha_2 (\Delta \varepsilon_2 + \Delta \varepsilon_3) \\ \Delta \sigma_2 &= \alpha_1 \Delta \varepsilon_2 + \alpha_2 (\Delta \varepsilon_1 + \Delta \varepsilon_3) \\ \Delta \sigma_3 &= \alpha_1 \Delta \varepsilon_3 + \alpha_2 (\Delta \varepsilon_1 + \Delta \varepsilon_2) \end{aligned} \quad [3.5]$$

onde:

$\Delta \sigma_1$, $\Delta \sigma_2$, $\Delta \sigma_3$: incrementos de tensões principais para um dado estado de tensões;

$\Delta \varepsilon_1$, $\Delta \varepsilon_2$, $\Delta \varepsilon_3$: incrementos de deformações principais para um dado estado de deformações;

$$\alpha_1 = K + \frac{4G}{3}; \quad [3.6]$$

$$\alpha_2 = K - \frac{2G}{3}; \quad [3.7]$$

onde:

$$K: \text{módulo volumétrico do solo} \quad K = \frac{E}{3(1-2\nu)};$$

$$G: \text{módulo cisalhante do solo} \quad G = \frac{E}{2(1+\nu)}.$$

Como este solo tem uma evidente tendência de contrair após a plastificação, buscou-se na modelagem do comportamento do solo um ângulo de dilatância negativo, considerando que esta é a forma de representar este comportamento na lei de fluxo empregada. O ajuste do melhor ângulo de dilatância negativo foi direcionado de tal forma que a pressão neutra calibrada para deformação axial correspondente à condição de tensão desviatória máxima suportada pelo solo nos resultados de ensaio de laboratório, fosse equivalente a medida no ensaio de laboratório.

A partir da modelagem buscando o melhor ajuste dos resultados dos ensaios CTC-CU (FIGURA 3.12) foram determinados os seguintes parâmetros do modelo de Mohr-Coulomb: coesão $c=16$ kPa, ângulo de atrito $\phi=22^\circ$, $E=5$ MPa e $\nu=0,3$. Apresentam-se os resultados da modelagem da argila porosa de Brasília utilizando o critério de plastificação de Mohr-Coulomb com lei de fluxo não associada para dois ângulos de dilatância, ψ : 0 e -5° , comparados aos resultados de ensaio de laboratório - $\sigma_3=200$ kPa - (FIGURA 3.13).

Para o modelo com ângulo de dilatância nulo, que significa variação de pressão neutra nula após plastificação, constata-se que a reprodução do comportamento do solo com relação à tensão desviatória é razoável, contudo com relação à variação da pressão neutra o modelo fica muito aquém do comportamento real do solo, principalmente no trecho após a plastificação do solo. Com o decréscimo do ângulo de dilatância no modelo, ou seja, acréscimo na taxa de variação de pressão neutra

após a plastificação, o modelo melhora a reprodução da curva variação de pressão neutra x deformação, contudo, um efeito contrário é constatado na curva de tensão desviatória.

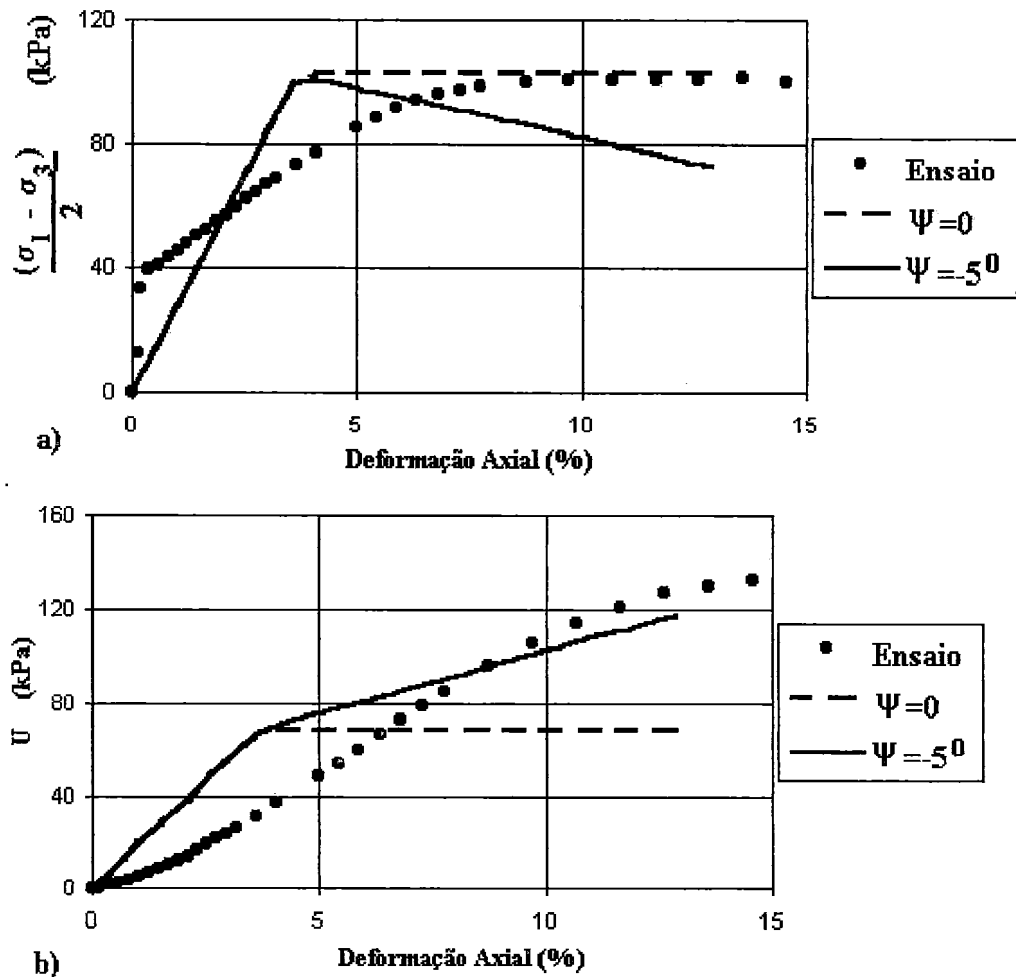


FIGURA 3.13 - Modelagem do solo com o critério de plastificação de Mohr-Coulomb com lei de fluxo não associada para dois ângulos de dilatação ($\psi = 0$ e -5°) e resultados de ensaio CTC-CU ($\sigma_3 = 200$ kPa). a) variação de tensão desviatória, b) variação da pressão neutra.

Deste modo, conclui-se que para este solo, sujeito à trajetória de tensões analisada, o modelo de Mohr-Coulomb tem uma capacidade restrita de representação do comportamento da argila porosa de Brasília. Devido à simplicidade de obtenção

dos parâmetros do modelo de Mohr-Coulomb e à prática difundida, as análises numéricas serão conduzidas com este modelo, a fim de realizar um levantamento das zonas plastificadas pela escavação do túnel e a qualidade da previsão dos recalques. Serão realizadas simulações numéricas do túnel com ângulo de dilatância 0 e -5°, com o intuito de abranger os resultados possíveis.

Efetiva-se também a modelagem do comportamento da argila porosa de Brasília em ensaios triaxiais convencionais CU com o modelo Cam-Clay modificado. Este modelo tem sido intensamente utilizado para descrever o comportamento de solos. Contudo, segundo LEROUEIL (1997), este modelo assume uma forma de curva de estado limite muito diferente das obtidas para argilas moles naturais, e superestima o coeficiente de empuxo no repouso para solos normalmente adensados, geralmente considerado igual a $(1 - \sin \phi)$.

3.2.5.2. Modelo Cam-Clay Modificado

O modelo Cam-Clay modificado (ROSCOE e BURLAND, 1968) pertence a um ramo da teoria da plasticidade chamada Teoria do Estado Crítico. Os parâmetros deste modelo são baseados em ensaios triaxiais e de adensamento.

Define-se a condição de estado crítico de uma amostra de solo quando esta tende a uma condição última, na qual o cisalhamento plástico pode continuar indefinidamente sem que haja mudanças em seu volume ou nas tensões efetivas aplicadas (ou em seu estado de tensões efetivo). Desta forma, determina-se que uma amostra de solo está em estado crítico quando:

$$\frac{\delta p'}{\delta \varepsilon_q} = \frac{\delta q}{\delta \varepsilon_q} = \frac{\delta v}{\delta \varepsilon_q} = 0 \quad [3.8]$$

onde:

p' : tensão octaédrica média efetiva = $(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3$;

q : tensão desviatória = $(1/\sqrt{2}) [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2]^{1/2}$;

v : volume específico = $1 + e$;

ε_q : deformação desviatória = $(\sqrt{2}/3) [(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)^2 + (\varepsilon_1 - \varepsilon_3)^2 + (\varepsilon_2 - \varepsilon_3)^2]^{1/2}$;

$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$: tensões principais para um dado estado de tensões;

$\varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3$: deformações principais para um dado estado de deformações;

e : índice de vazios do solo.

O valor da relação (q/p') para qual o solo alcança o estado crítico, η_{cri} , denominado M , representa a inclinação da projeção da linha de estados críticos no espaço $p' \times q$ passando pela origem, ou seja, com "intercepto de coesão nulo". Pode-se demonstrar que M correlaciona-se com o ângulo de atrito interno do solo para ensaios triaxiais de compressão pela expressão:

$$M = \frac{6 \operatorname{sen} \phi}{(3 - \operatorname{sen} \phi)} \quad [3.9]$$

No modelo Cam-Clay modificado admite-se que em um plano $p' \times q$ a superfície de plastificação possui a forma de uma elipse que passa pela origem e pelo ponto $(p_c, 0)$, tendo um de seus eixos principais em $q=0$. A equação da superfície de plastificação é dada pela função:

$$f_s = q^2 + M^2 p'(p' - p_c) = 0 \quad [3.10]$$

onde p_c é a pressão de pré-adensamento.

Como o modelo propõe uma lei de fluxo associada, a função potencial g_s correspondente a lei de fluxo é dada por:

$$g_s = f_s \quad [3.11]$$

No regime elástico, os incrementos de tensão relacionam-se com os incrementos de deformação segundo a lei de Hooke (Equação 3.5). O módulo volumétrico do solo K é dado por:

$$K = \frac{\bar{v} \cdot \bar{p}'}{\kappa} \quad [3.12]$$

onde \bar{v} e \bar{p}' são respectivamente os valores médios estimados para v e p' ao longo da análise, e κ é o coeficiente de recompressão do solo, definido logo abaixo na expressão [3.17].

Quanto ao módulo cisalhante do solo, para cisalhamento em regime elástico, é possível se trabalhar com G constante, ou com o coeficiente de Poisson (ν) constante ao longo da análise. Segundo BRITO e GUNN (1987), pode-se determinar ν diretamente das deformações em ensaios triaxiais. Neste trabalho optou-se por trabalhar com ν constante. Para a fase de descarregamento no ensaio de adensamento, é possível demonstrar que (Queiroz, 1996):

$$\nu = \frac{3\Delta p' - \Delta q}{\Delta q + 6\Delta p'} \quad [3.13]$$

Quando o solo é submetido a uma carga de compressão maior que a pressão de pré-adensamento (p_c), ou seja ao longo da linha de compressão normal ABC (FIGURA 3.14), este passa a sofrer deformações volumétricas plásticas, e seu volume pode ser descrito pela função:

$$v = \Gamma - \lambda \ln p' \quad [3.14]$$

onde:

Γ é o volume específico do solo para um valor de p' unitário;

λ é o coeficiente de compressão do solo, determinado pela expressão:

$$\lambda = \frac{dv}{d \ln p'} \quad [3.15]$$

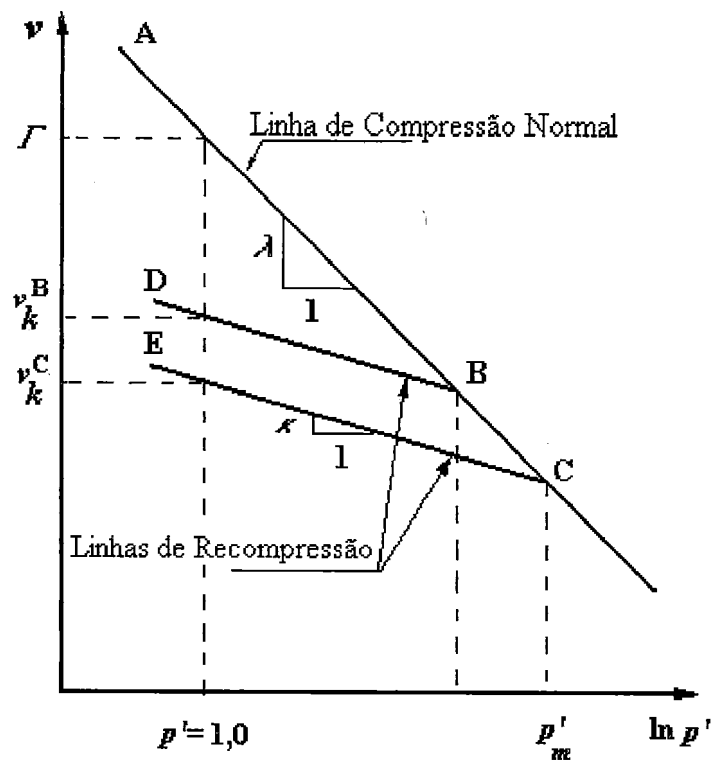


FIGURA 3.14 - Representação matemática da curva de compressão do solo.

Para condições de descarregamento a partir dos pontos B ou C, ou de recarregamento a partir dos pontos D ou E (FIGURA 3.14), o volume passa a ser descrito pela função:

$$v = v_k + \kappa \ln p' \quad [3.16]$$

onde:

v_k : é o volume específico do solo para um valor de p' unitário;

κ : é o coeficiente de recompressão do solo, calculado pela seguinte expressão:

$$\kappa = \frac{dv}{d \ln p'} \quad [3.17]$$

É importante notar que Γ , λ , e κ são valores característicos do solo, ao contrário de v_k que é dependente da pressão de pré-adensamento do solo, ou seja, do máximo valor de p' que o solo já vivenciou em sua história de tensões.

Maiores detalhes sobre os métodos para obtenção dos parâmetros do modelo Cam-Clay modificado podem ser encontrados em Queiroz (1996). Para a modelagem do comportamento da argila porosa de Brasília foram tomados como parâmetros iniciais, os parâmetros determinados a partir de resultados de ensaio de adensamento em câmara triaxial e de ensaio de pressiômetro determinados por QUEIROZ (1996): $\lambda = 0,175$; $\Gamma = 3.102$ (1/kPa); $M = 1,027$; $\kappa = 0,019$; $\nu = 0,23$. Este valor para o parâmetro M corresponde a um ângulo de atrito interno do solo para ensaios triaxiais de compressão igual a 26° .

Optou-se neste trabalho por fazer um ajuste dos parâmetros do modelo Cam-Clay modificado, de tal forma a ter a melhor representação possível do comportamento tensão x deformação x variação de pressão neutra determinadas no ensaio triaxial convencional. O ensaio CTC, ensaio no qual a tensão vertical é crescente enquanto que a tensão confinante é mantida constante, está longe de representar todas as trajetórias de tensão desenvolvidas pelo solo durante a implantação de um túnel. Contudo, o ensaio de adensamento, ensaio no qual a tensão vertical é crescente e a tensão confinante é também crescente, de tal forma a impedir deslocamentos radiais na amostra de solo, é uma condição incompatível com as possíveis trajetórias de tensão sofridas pelo solo ao redor da escavação de um túnel, representando melhor a condição de equilíbrio em repouso, nunca atingindo plastificação por cisalhamento. Desta forma, entende-se que parâmetros que reproduzam mais adequadamente ensaios triaxiais convencionais são mais convenientes para modelar o comportamento do solo sujeito às perturbações decorrentes da escavação de túneis.

A modelagem do comportamento do solo teve como base os resultados de ensaios CTC-CU (FIGURA 3.12). Apresenta-se na FIGURA 3.15 a modelagem do ensaio CTC-CU, para tensão confinante 200 kPa, com os parâmetros do modelo Cam-Clay modificado determinados no ajuste realizado neste trabalho: $\lambda = 0,22$; $\Gamma = 3.102$ (1/kPa); $M = 1,200$; $\kappa = 0,18$; $\nu = 0,23$. Este valor para o parâmetro M corresponde a um ângulo de atrito interno do solo para ensaios triaxiais de

compressão igual a 30^0 , perfeitamente aceitável para este solo admitindo-se “intercepto de coesão nulo”, conforme a definição do parâmetro M . Apresenta-se também na FIGURA 3.15 para comparação a modelagem do ensaio CTC-CU com os parâmetros adotados na análise realizada por QUEIROZ (1996) e ALMEIDA *et al.* (1996), obtidos por QUEIROZ (1996).

Observa-se a faixa de resposta obtidas na simulação do ensaio CTC-CU ($\sigma_3=200$ kPa), com o uso do programa FLAC, das curvas tensão desviatória e variação de pressão neutra por deformação axial (FIGURA 3.15). Esta simulação foi feita admitindo-se velocidade de deslocamento vertical constante no topo da amostra, conforme recomendação do MANUAL DO FLAC (1995), seguindo o mesmo princípio utilizado na simulação com o modelo de Mohr-Coulomb. Contudo, mesmo para velocidade de deslocamento vertical no topo da amostra 1/100 da aplicada ao se simular com o modelo Mohr-Coulomb, a dispersão ainda foi grande quando utilizando o modelo Cam-Clay modificado. Ressalta-se que para velocidades de deslocamento crescentes esta faixa de dispersão aumentava, atingindo rapidamente condições onde não mais era possível realizar a simulação.

Para o ajuste feito neste trabalho, observa-se na reprodução da curva tensão desviatória uma deficiência na modelagem em representar o comportamento mais rígido do solo para pequenas deformações. Contudo, esta deficiência com o acréscimo das deformações se torna cada vez menor, atingindo um estágio onde a modelagem reproduz de maneira bastante satisfatória a curva tensão desviatória x deformação axial, e, principalmente, alcançando similar tensão desviatória máxima suportada pela amostra de solo em ensaio de laboratório. A modelagem utilizando os parâmetros adotados por QUEIROZ (1996) e ALMEIDA *et al.* (1996) representa o comportamento mais rígido do solo para pequenas deformações, porém subestima a capacidade de resistência à tensão desviatória do solo em torno de 100% da medida em ensaio de laboratório CTC-CU (FIGURA 3.15a).

Quanto à curva de variação de pressão neutra, na modelagem com o ajuste de parâmetros realizado neste trabalho, observa-se uma reprodução razoável do comportamento do solo, deixando a desejar para deformações axiais acima de 8% (deformação axial correspondente aproximadamente ao estado de tensões onde se atinge a máxima tensão desviatória). Para a modelagem com os parâmetros adotados por QUEIROZ (1996) e ALMEIDA *et al.* (1996), a simulação ficou muito díspar dos resultados de ensaio CTC-CU, guardando apenas uma relação com as pressões neutras desenvolvidas no ensaio para grandes deformações axiais ($\epsilon > 12\%$) (FIGURA 3.15b).

A modelagem é apenas uma representação simplificada do real comportamento do solo. É importante manter em mente a diferença entre o modelo e o comportamento real do solo, a fim de avaliar as implicações sobre os resultados de análises numéricas.

Levantando questões sobre o comportamento real de solos, LEROUEIL (1997) ressalta o distinto comportamento de solos estruturados. Para estes solos a curva de estado limite é maior do que para o mesmo solo no mesmo índice de vazios mas não estruturado, e a linha de estado crítico está dentro da curva de estado limite. Deste modo, quando um estado de tensão atinge a curva de estado limite, grandes deformações desenvolvem-se, os vínculos entre partículas e agregados são destruídos, e o solo é progressivamente desestruturado. Esta desestruturação pode ser alcançada por compressão, por cisalhamento ou até por descompressão.

As conseqüências da desestruturação do solo têm sido observada por muitos pesquisadores, podendo ser agrupadas em: decréscimo na rigidez do solo dentro da curva de estado limite; decréscimo no pico de resistência a cisalhamento e da pressão de pré-consolidação, assim como uma diminuição de toda a curva de estado limite; e um decréscimo no coeficiente de compressão do solo (LEROUEIL, 1997).

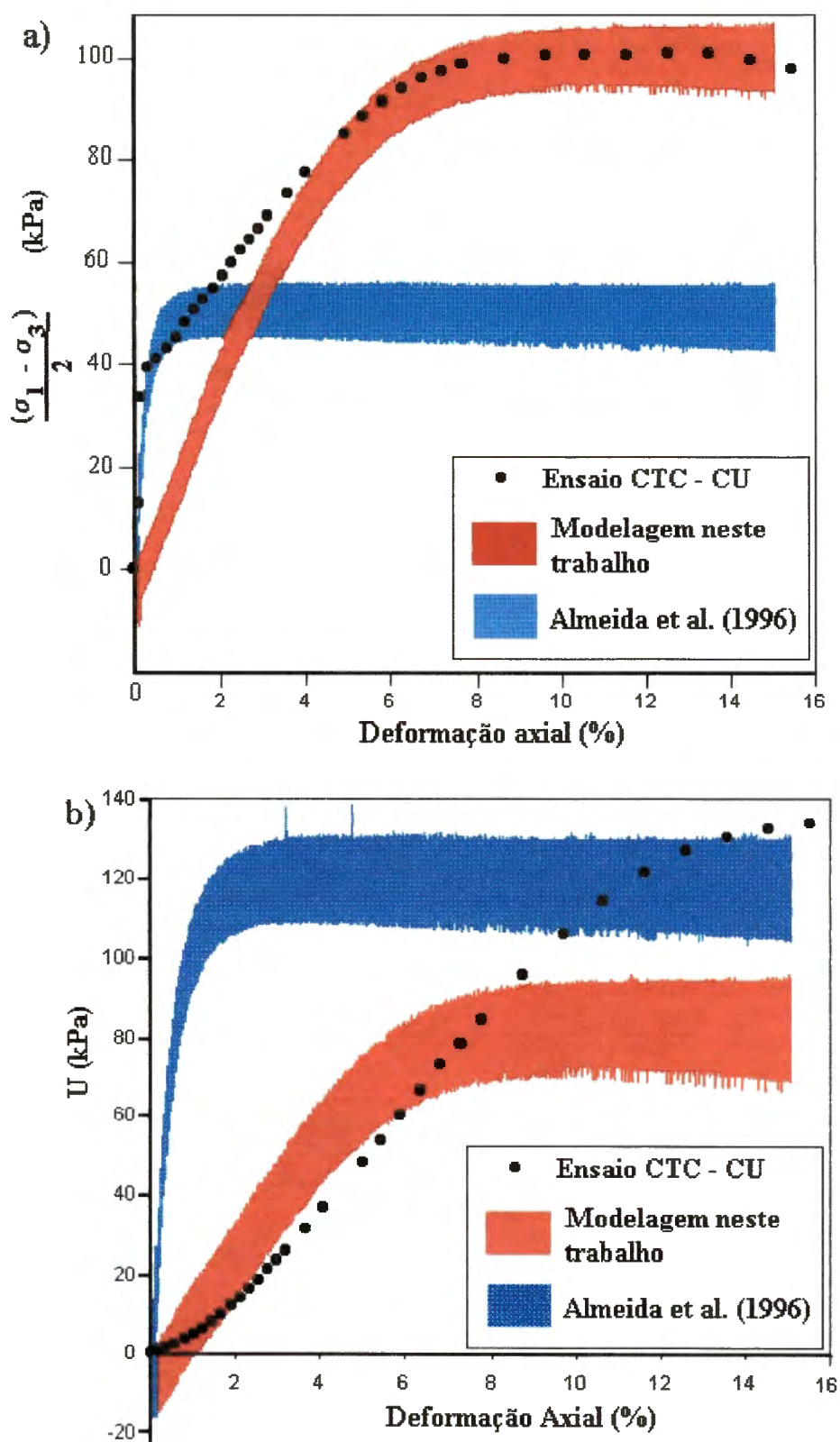


FIGURA 3.15 - Modelagens do solo com o modelo de Cam-Clay modificado e resultados de ensaio CTC-CU ($\sigma_3=200$ kPa). a) variação de tensão desviatória, b) variação da pressão neutra.

O grau de metaestabilidade estrutural do solo pode ser avaliado comparando-se a curva de adensamento do solo natural com a de solo amolgado. Quanto mais estruturado o solo, maior a diferença de comportamento entre o solo no estado natural e o solo amolgado.

CARVALHO *et al.* (1994) apresentam resultados de ensaios de adensamento obtidos para amostras da argila porosa de Brasília coletadas a 2 e 8 metros de profundidade no traçado do metrô de Brasília, trecho Asa Sul. O solo a 2 metros de profundidade, de maior porosidade e altamente lixiviado, apresentou resultados que indicam, pela pequena diferença de comportamento entre o estado natural e o amolgado, vínculos estruturais inexpressivos. Já o solo coletado a 8 metros de profundidade apresentou um comportamento diferenciado entre o estado natural e amolgado (CARVALHO *et al.*, 1994). A partir destes resultados, entende-se que a argila porosa de Brasília, dependendo da profundidade, pode ter um comportamento de solo estruturado similar ao observado por LEROUEIL (1997) em diversos solos naturais.

Conforme destacado por LEROUEIL (1997), algumas argilas moles naturais têm uma forma de curva de estado limite muito diferente da forma assumida para o modelo Cam-Clay modificado. Uma melhor avaliação do comportamento da argila porosa de Brasília apenas seria possível através de resultados de ensaios triaxiais sob diversas trajetórias de tensão.

3.2.5.3 - Modelo do revestimento

Para o revestimento será adotado um modelo elástico linear. Este modelo representa com suficiente fidelidade o comportamento tensão x deformação do revestimento nas condições de carregamento a que estará sujeito no túnel. Para o revestimento foi adotado um módulo de elasticidade $E_c=10$ GPa e coeficiente de Poisson $\nu_c=0,3$. Análises com diferentes rigidezes para o revestimento do túnel são apresentadas no Capítulo 6.

3.3 - CONSIDERAÇÕES FINAIS

Alcançou-se o objetivo principal de estabelecer critérios de modelagem que forneçam condições para se simular o comportamento do maciço frente à construção de um túnel raso através de análises numéricas.

Alguns critérios de modelagem foram descritos acima e são muito simples para merecer maiores citações aqui.

Definiu-se a geometria da malha, chegando-se a :

- i. Refinamento da malha mínimo necessário similar ao da malha 2 (FIGURA 3.2);
- ii. Profundidade da base rígida : 1,5 diâmetros;
- iii. Limite lateral: 3 diâmetros.

Para o maciço será utilizado o critério de plastificação de Mohr-Coulomb com leis de fluxo não associada, descritos acima. Calibraram-se também os parâmetros da argila porosa de Brasília para o modelo Cam-Clay modificado. Os parâmetros para ambos os modelos foram definidos tendo como base o melhor ajuste para resultados de ensaios de laboratório triaxiais convencionais adensados não drenados em amostras não saturadas (umidade natural de campo).

CAPÍTULO 4

O METRÔ DE BRASÍLIA

4.1 - INTRODUÇÃO

O metrô de Brasília, no Distrito Federal, possui uma extensão de 42 km, ligando a estação rodoviária de Brasília, passando pela Asa Sul, às cidades satélites de Ceilândia, Samambaia, Taguatinga, Guará e Águas Claras. A maior parte da linha é em superfície. Quando o trem se aproxima da ponta da Asa Sul mergulha em 7,2 km de túneis, contendo nove estações. As estações no trecho Asa Sul foram escavadas pelo método "cut-and-cover", com a utilização de paredes diafragma pré-moldadas, e os túneis embocados em geral por duas frentes partindo das estações. No subtrecho entre a estação PP7 e o V.C.A., com uma extensão de 1.096 m, foi construído um poço vertical, apresentando 15,5 m de profundidade e 18 m de diâmetro, servindo de emboque auxiliar na fase construtiva e poço de ventilação no sistema definitivo.

A construção do túnel do metrô de Brasília demandou uma maior compreensão do comportamento geotécnico do maciço na região, com atenção especial para a argila porosa que recobre toda esta área e grande parte da superfície do Distrito Federal.

Uma vasta campanha de levantamento de campo e um amplo estudo a partir de resultados de ensaios de laboratório foram realizados, possibilitando a definição de um perfil geológico e geotécnico do maciço através do qual seria construído o metrô de Brasília.

O custo da obra foi estimado em aproximadamente 650 milhões de dólares, tendo sido iniciada a obra em 1992 (TELXEIRA, 1994).

4.2 - CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DOS SOLOS

Os aspectos fisiográficos do trecho Asa Sul, incluindo vegetação e clima local, geomorfologia, geologia estrutural, evolução geológica, hidrogeologia e geologia foram descritas por MACEDO *et al.* (1994) e, posteriormente, por BLANCO (1995).

MACEDO *et al.* (1994) com base nos mais de 50 furos de sondagens a percussão executados ao longo da região do traçado do túnel, e através do mapeamento das frentes de escavação, identificaram as feições geológicas, detalhando as ocorrências de ardósia, quartzito, metassiltitos e seus produtos de intemperismo. Estas litologias se apresentam recobertas por latossolos e solos lateríticos vermelhos, comumente conhecidos por argilas porosas.

O programa de investigação geotécnica do metrô de Brasília foi efetivado através de sondagens de reconhecimento, de ensaios de laboratório e de ensaios de campo. Os ensaios de campo incluíram placa horizontal (PHL), dilatômetro Marchetti (DMT), pressiómetro Ménard (PMT) e um piezocone (CPTU). Os resultados obtidos nestes ensaios foram apresentados e extensamente discutidos por ORTIGÃO (1994). Os ensaios de laboratório programados pela projetista e executados na Universidade de Brasília foram analisados por MELLO (1992).

Um resumo dos resultados dos ensaios de laboratório referentes à argila porosa são: limites de Atterberg: limite de liquidez, LL= 50-80%; limite de plasticidade, LP= 35-50%; teor de umidade natural 35-55%. A fração de argila, definida como a percentagem de partículas inferior a 2 μm , está entre 55 e 70%. A percentagem de finos, percentagem de partículas inferior a 60 μm , está entre 70 e 80%. O peso específico médio da argila porosa é de 15 kN/m^3 . O índice de vazios no topo é 1,7 e

diminui com a profundidade. O solo apresenta grau de saturação na faixa de 60 a 80% (ORTIGÃO *et al.*, 1996).

Os ensaios triaxiais convencionais CU, realizados em amostras indeformadas, levaram a caracterizar a resistência da argila porosa insaturada segundo os parâmetros de resistência de Mohr-Coulomb: coesão não drenada c de 15 a 40 kPa e ϕ entre 17 e 27°.

Apresenta-se a seguir uma breve descrição do perfil geotécnico do trecho Asa Sul.

4.2.1 - Perfil dos Solos

No trecho Asa Sul do metrô de Brasília encontram-se três tipos predominantes de solo: a argila porosa, o solo residual e saprólitos de ardósias, o solo residual e saprólitos dos metarritmitos arenosos. Uma visão geral do perfil geotécnico da Asa Sul é apresentada na FIGURA 4.1.

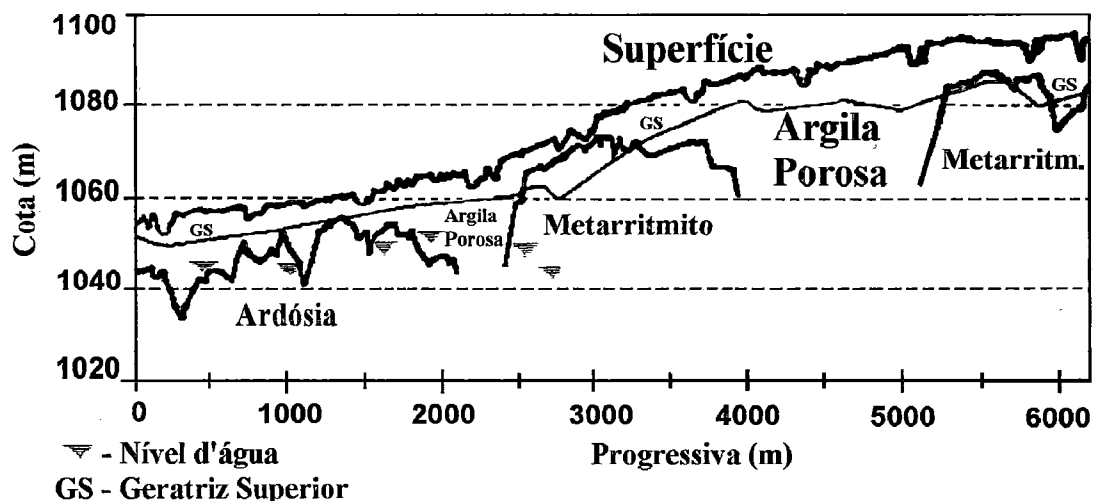


FIGURA 4.1 - Perfil geotécnico da Asa Sul (modificado de BLANCO, 1995).

Os solos residuais de ardósia são constituídos por solos argilo-siltosos com consistência mole a dura, índice de resistência a penetração SPT de 2 a 25, e espessura entre 2 e 5 metros, geralmente saturados. Abaixo encontra-se o saprólito de ardósia, material silto-argiloso marrom avermelhado, de consistência média a dura, índice de resistência a penetração SPT de 5 a 71, e espessura superior a 100 metros (MACEDO *et al.*, 1994). O processo de laterização nestes saprólitos é de pouca expressão a inexistente. O fator dominante é a estrutura reliquiar preservada. Apresentam baixa resistência mecânica quando desconfinados, com deslocamentos coincidentes com os planos de foliação (CAMAPUM de CARVALHO e MORTARI, 1994).

Os solos residuais de metarritmitos são constituídos por solos areno-siltosos, com alternância de camadas arenosas finas e siltosas que sofreram forte intemperismo. Apresentam compactidade fofa a muito compacta, índice de resistência a penetração SPT de 2 a 50, com espessuras centimétricas a até 20 metros. Abaixo encontra-se o saprólito do metarritmito arenoso constituído por uma areia fina a média, siltosa a pouco siltosa, variegado, de compactidade fofa a muito compacta, com índice de resistência a penetração SPT de 7 a impenetrável (MACEDO *et al.*, 1994).

A argila porosa é composta por solos finos argilosos, com ou sem silte e fração arenosa, com alta porosidade e não apresenta qualquer tipo de estrutura reliquiar preservada. Na Asa Sul apresenta-se como um material muito mole a mole, com índice de resistência a penetração SPT de 1 a 12, e espessura variando de poucos metros a mais de 40 metros. Quando ocorre sobre as ardósias apresenta uma parte da camada saturada (abaixo do nível d'água). Sobre os metarritmitos, apresenta-se usualmente não saturada (MACEDO *et al.*, 1994).

As argilas porosas de Brasília são potencialmente colapsíveis. MORTARI (1994) mostra que neste solo o colapso por inundação é maior na superfície e diminui não linearmente com a profundidade.

4.2.2 - Colapsibilidade

De um modo geral, são denominados solos colapsíveis aqueles que apresentam uma brusca e significativa redução de volume quando entram em contato com um fluido percolante sob atuação de uma carga - ao colapso estão associados um teor de umidade ou um grau de saturação crítico, uma carga de colapso e recalques de grandes proporções (JENNINGS e KNIGHT, 1957). À conceituação tradicional de colapso sob carga constante, pode-se adicionar modernamente a alternativa de maior compressibilidade ou menor rigidez do solo ao invés de descontinuidade da curva tensão-deformação de solos colapsíveis, caso a inundação preceda ao início do carregamento. No caso de inundação prévia, a colapsibilidade se configura não por uma recalque abrupto, e sim pela redução da capacidade de carga (CINTRA, 1995).

Para um solo potencialmente colapsível entrar efetivamente em colapso, duas condições básicas devem ser satisfeitas: elevação da umidade até um certo valor limite e atuação de um estado de tensões também crítico, o qual em fundações é denominado carga de colapso. A adição de água nestes solos produz um efeito destrutivo, já que reduz a sucção matricial existente no solo parcialmente saturado e/ou enfraquece ou até destrói as ligações cimentíceas, provocando a redução de resistência e, conseqüentemente, o colapso do solo, caso a carga atuante seja suficiente (CINTRA, 1995).

Desta forma, entende-se que o solo colapsível apresenta uma estrutura potencialmente instável mantida com uma rigidez temporária graças à sucção e/ou cimentação. Este estado resistente é instável frente à variação do teor de umidade, sendo o aumento do teor de umidade o mecanismo detonador do colapso para os solos potencialmente colapsíveis (CINTRA, 1995).

Segundo MARIZ e CASANOVA (1994), o processo que conduz à ocorrência do colapso, em solos parcialmente saturados, é um mecanismo complexo envolvendo

características estruturais do solo, histórico de tensões, propriedades físico-químicas do fluido percolante, assim como a forma (velocidade) de migração deste fluido no solo.

Alguns autores atribuem o mecanismo de colapso para condições diferentes de variação do grau de saturação do solo. CAMAPUM de CARVALHO *et al.* (1987) avaliam como principais fatores que influenciam o colapso dos solos: o índice de vazios, o grau de saturação inicial, a natureza das ligações cimentíceas, o fluido de saturação, o aumento das tensões externas, a variação do estado de tensões, o histórico de tensões do material e a sucção/capilaridade inicial.

A argila porosa de Brasília apresenta um potencial de colapso moderado em termos clássicos, ou seja, redução do índice de vazios quando inundada (MORTARI, 1994). Contudo, nenhum dos ensaios de laboratório executados mostrou uma evidência de colapso estrutural em condições que não sob variação do grau de saturação, nem mesmo sob cisalhamento: nenhum amolecimento, nenhuma redução brusca no índice de vazios e nenhum tipo de resposta sensível da argila (NEGRO e KOCHEN, 1996).

4.3 - PROJETO E MÉTODOS DE PARCIALIZAÇÃO DOS TÚNEIS

Os túneis do metrô de Brasília foram construídos com a metodologia NATM. A seqüência de construção compreende escavação, montagem de cambotas treliçadas, fechamento do arco invertido, revestimento primário e revestimento secundário. Quatro tipos de métodos construtivos foram previstos pela projetista como alternativos (FIGURA 4.2). Uma descrição mais detalhada dos métodos construtivos pode ser encontrada em PINTO (1994). Os métodos construtivos foram classificados em:

Método A: escavação parcializada em calota e bancada com fechamento do arco invertido definitivo (AID) a uma distância mínima de 4,8 m e máxima de 7,2 m atrás da face.

Método A₁: escavação em seção plena com fechamento do arco invertido definitivo (AID) a uma distância mínima de 4,8 m e máxima de 7,2 m atrás da face.

Método B: escavação de uma bancada com fechamento do arco invertido provisório (AIP) a uma distância mínima de 4,8 m e máxima de 7,2 m atrás da face. O rebaixo, isto é, a escavação da bancada e fechamento do AID é feita posteriormente e de forma desvinculada.

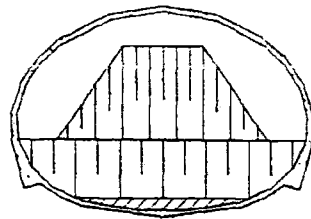
Método C: escavação parcializada em galeria lateral com fechamento do arco invertido definitivo (AID) a uma distância mínima de 4 m e máxima de 5,6 m atrás da face.

Método D: escavação parcializada em galeria lateral com AIP, com fechamento a distâncias de 4 a 5,0 m atrás da face. O alargamento é feito posteriormente e de forma desvinculada através do método B.

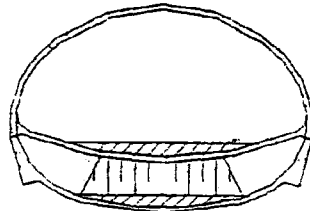
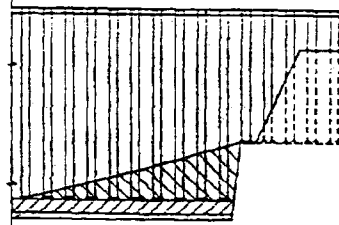
O método A₁ é o mais econômico, recomendado para condições geotécnicas e de estabilidade da face favoráveis. Para condições de escavação desfavoráveis, tais como estruturas lindeiras sensíveis, maior deformabilidade do maciço à frente da escavação, os métodos B e D poderiam ser adotados objetivando um aumento de estabilidade e diminuição dos recalques gerados promovidos pela maior parcialização (ORTIGÃO, 1994).

O revestimento primário consiste de concreto projetado com 21 cm de espessura e cambotas metálicas treliçadas, com espaçamento variando entre 0,60 e 1,00 m. A determinação do espaçamento era uma incumbência da equipe de acompanhamento da obra, tendo sido determinada durante a construção em função

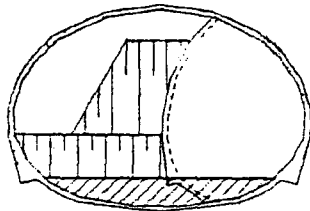
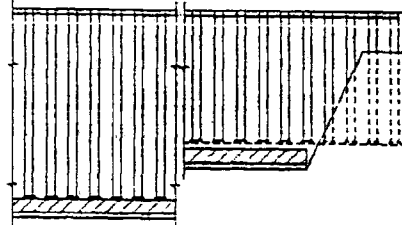
das condições de escavação, resultados de instrumentação e cobertura do solo (ORTIGÃO, 1994). O revestimento secundário é constituído de concreto projetado com 19 cm de espessura aliado a uma tela metálica.



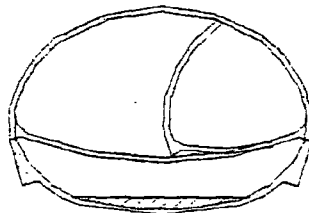
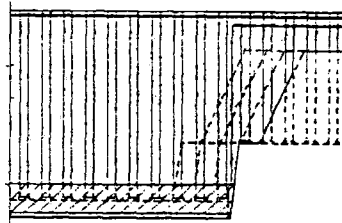
Método A - Seção Plena



Método B - Escavação com AIP



Método C - Escavação com nicho lateral



Método D - Escavação com nicho lateral com AIP

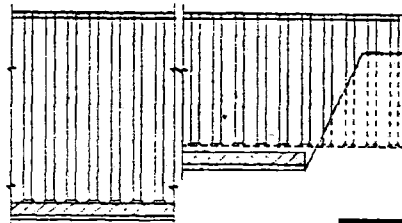


FIGURA 4.2 - Métodos construtivos utilizados na escavação dos túneis do metrô de Brasília (modificado de PINTO, 1994).

4.4 - INSTRUMENTAÇÃO DE CAMPO

No decorrer da construção do túnel do metrô de Brasília efetivou-se um programa de medições de campo, do qual constam marcos superficiais, tassômetros, pinos de convergência e inclinômetros. Foram adotadas seções instrumentadas principais e secundárias ao longo do túnel, as principais com intervalo de 50 m e as secundárias com intervalo de 10 m.

Na seção principal normalmente foram empregados cinco marcos superficiais; dois tassômetros no eixo do túnel - sendo um deles situado a aproximadamente 2 m acima do teto do túnel e o outro a uma profundidade equivalente à metade da cobertura descontados 2 m - pinos de convergência e um inclinômetro. A FIGURA 4.3 apresenta: a seção tipo de localização destes instrumentos adotada no metrô de Brasília, onde foram instaladas seis bases de medição (letras A a F); a posição dos pinos de convergência (numeração de 1 a 7); e um inclinômetro. Os tassômetros e os marcos superficiais também estão na FIGURA 4.3 esquematizados, simbolizados por T_1 e T_2 e M_1, M_2, M_3, M_4 e M_5 , respectivamente.

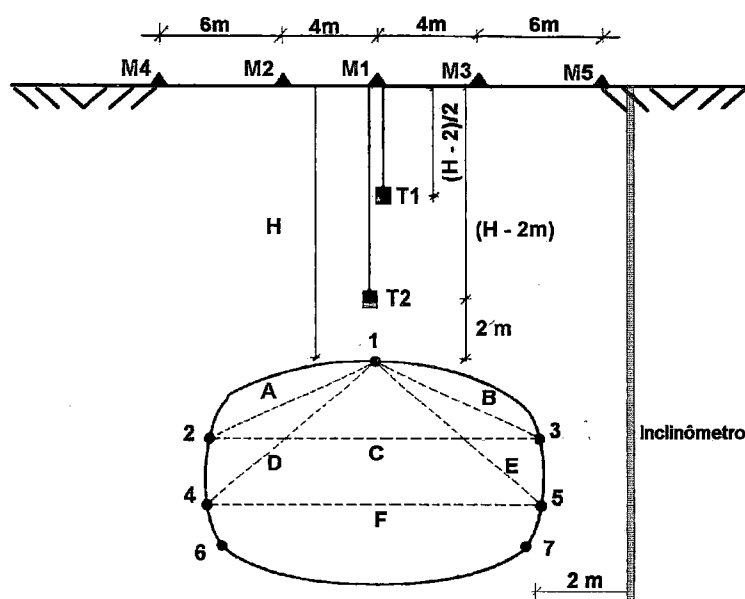


FIGURA 4.3 - Localização dos marcos superficiais, tassômetros e pinos de convergência numa seção instrumentada do metrô de Brasília (modificado de TEIXEIRA, 1994).

No projeto dos túneis do metrô de Brasília não são freqüentes seções completas instrumentadas com pelo menos três tassômetros profundos na mesma cota, o que dificulta a obtenção direta do volume de recalque em profundidade. Foram executadas apenas 3 seções constando de tassômetros na mesma cota (localizadas nas progressivas 1330, 1460, 6540 m). A instrumentação de campo em profundidade consiste com maior freqüência de seções com apenas 2 tassômetros alinhados no eixo do túnel.

Os recalques superficiais e os recalques subsuperficiais, medidos em tassômetros situados 2 metros acima do teto do túnel, ao longo do eixo do túnel são apresentados na FIGURA 4.4. Pode-se visualizar os recalques claramente maiores no trecho com presença de nível d'água na região de escavação do túnel (progressivas 0 a 1800 m), chegando a atingir quase 500 mm, e os recalques oscilando mais correntemente entre 50 e 200 mm no trecho onde o túnel foi escavado acima do nível d'água.

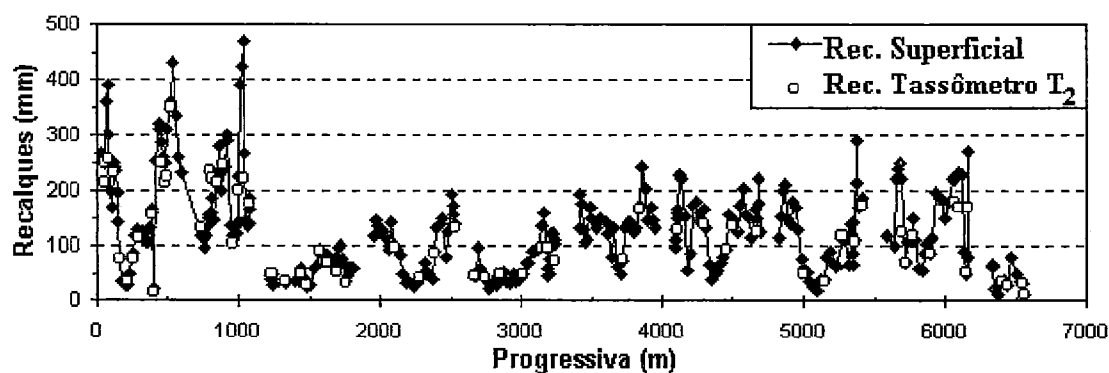


FIGURA 4.4 - Recalques superficiais e subsuperficiais ao longo da linha de simetria do túnel do Metrô de Brasília - trecho Asa Sul.

A FIGURA 4.5 apresenta distorções transversais medidas ao longo de todo o túnel. Na região abaixo do nível d'água, os valores atingem um máximo de 1:17. Na região sem presença de nível d'água as distorções transversais oscilaram entre 1:50 e 1:250, com média de 1:100.

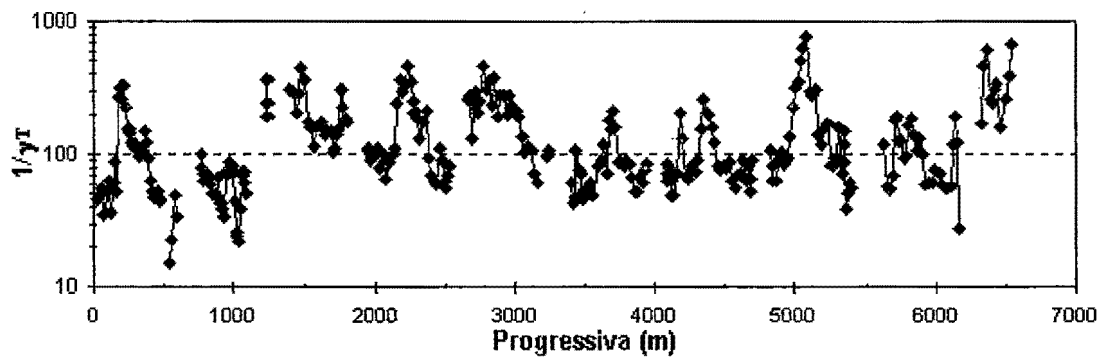


FIGURA 4.5 - Distorções transversais decorrentes da escavação dos túneis do metrô de Brasília.

CAPÍTULO 5

ANÁLISES NUMÉRICAS DOS TUNÉIS DO METRÔ DE BRASÍLIA

5.1 - INTRODUÇÃO

Neste capítulo, os critérios de modelagem definidos anteriormente para simulações numéricas de túneis rasos são aplicados ao estudo de um caso real. Comparações entre deslocamentos e distorções medidos em campo e os resultados obtidos nas simulações numéricas serão realizadas.

Duas regiões atravessadas pelo túneis do metrô de Brasília, geologicamente representativas, foram selecionadas para o estudo de mecanismos geradores de recalques em túneis escavados através de solos porosos. O primeiro trecho analisado focaliza a região de perturbação principal restrita à camada de argila porosa (progressivas 4100 a 5200 m aproximadamente). O outro trecho analisado corresponde a região onde o maciço de fundação do túnel é formado pelos solos residuais de metarritmitos arenosos, com uma camada de argila porosa na cobertura do túnel (progressivas 2700 a 3900 m e 5200 a 6000 m). Em ambos os trechos não foi detectado pelas investigações de campo o aparecimento de águas subterrâneas dentro da área de influência da escavação do túnel.

O trecho com presença de nível d'água na região de escavação do túnel (progressivas 0 a 1800 m) não será abordado nas análises numéricas aqui apresentadas por envolver outros mecanismos de geração de recalques não reproduzidos na simulação efetuada.

5.2 - DESCRIÇÃO GERAL DA MODELAGEM NUMÉRICA EMPREGADA

As simulações numéricas bidimensionais, para estado plano de deformação, foram realizadas utilizando o programa de diferenças finitas FLAC (CUNDALL e HART, 1992).

A malha gerada para análise compreende 54 linhas por 64 colunas, tendo sido adotado um refinamento maior para a região no contorno do túnel, a fim de capturar os altos gradientes de tensão decorrentes da abertura do túnel (FIGURA 5.1). O limite inferior da malha está a 1.5 diâmetros do piso do túnel, com movimentos horizontais e verticais fixos. O limite lateral encontra-se a 3 diâmetros do eixo do túnel, com deslocamento fixo apenas na horizontal. O túnel foi representado por meia seção com eixo de simetria vertical. O limite superior da malha foi considerado livre de tensões. Para as tensões iniciais foram consideradas as forças peso e uma relação entre as tensões efetivas horizontais e verticais K_0 igual a 0,6, obtida de resultados de ensaios de laboratório (adensamento em câmara triaxial) e de campo DMT (ORTIGÃO, 1994).

O revestimento primário é representado por uma camada de 21 cm de espessura delimitada ao redor da escavação. Esta forma de representação do revestimento foi adotada por ter melhores condições de reproduzir eventuais concentrações de tensões no contato da fundação do túnel com o solo, tendo a desvantagem de não reproduzir esforços de flexão que potencialmente seriam absorvidos pelo revestimento.

Realizaram-se também análises com o revestimento representado por elementos estruturais tipo viga contornando o limite da escavação, a fim de obter uma melhor representação dos esforços solicitantes no revestimento. Estas análises conduziram a resultados semelhantes em termos de deslocamentos no maciço.

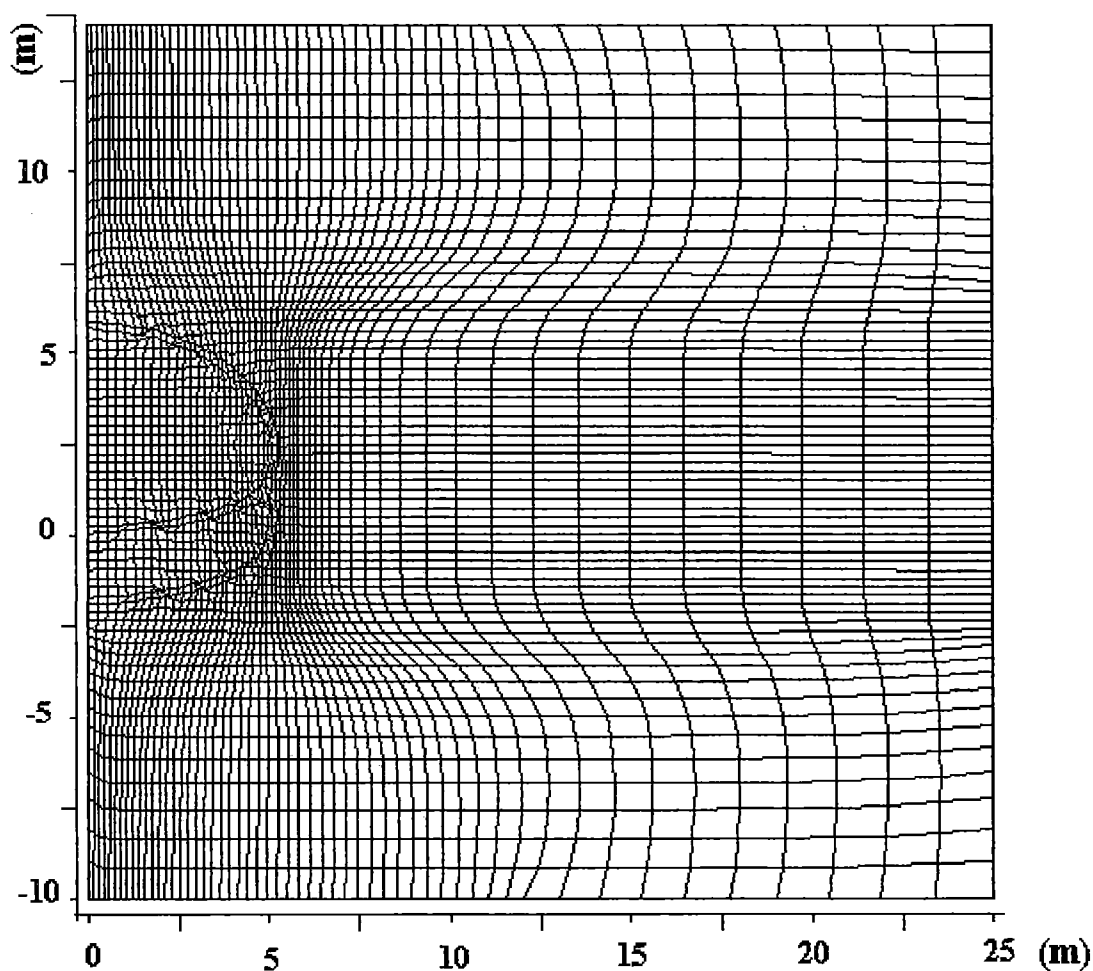


FIGURA 5.1 - Malha de elementos utilizada na análise.

5.3 - ESTUDO DO TRECHO EM ARGILA POROSA

5.3.1 - Descrição Geral

O trecho entre as progressivas 4100 e 5200 m delimita uma região na qual a perturbação principal decorrente da escavação do túnel encontra-se restrita à camada de argila porosa. Este solo tem índice de resistência a penetração SPT de 1 a 12, e espessura variando de poucos metros a mais de 40 metros. Neste trecho a argila porosa encontra-se não saturada. A FIGURA 5.2 ilustra um perfil geológico típico deste trecho, com a variação do índice SPT com a profundidade.

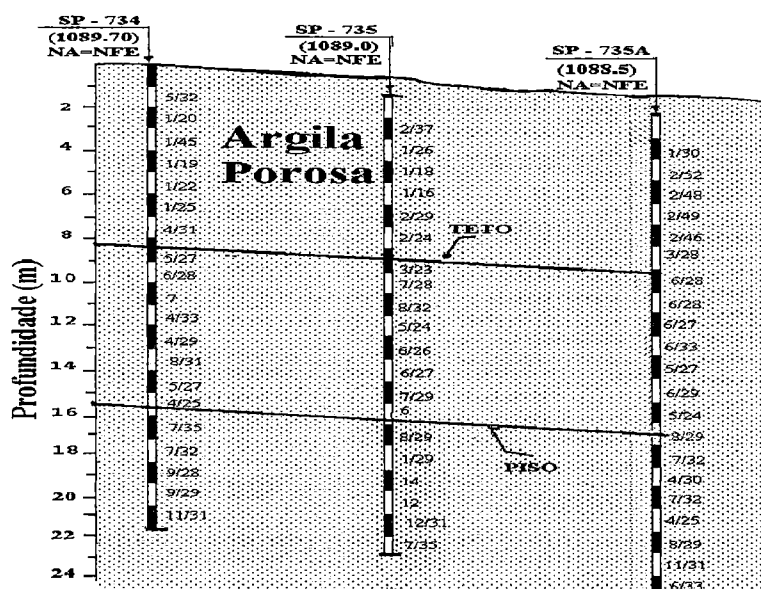


FIGURA 5.2 - Perfil geológico típico do trecho progressivas 4100-5200 m, com variação do índice SPT com a profundidade.

Neste trecho a variação da cobertura de solo foi de 8,0 a 14,5 m, e do comprimento de balanço foi de 6,0 a 10,8 m. Os dados geométricos da seção analisada são: cobertura de solo sobre o teto do túnel de 8,20 m; diâmetro equivalente de 8,09 m; método construtivo B.

As análises numéricas foram desenvolvidas com dois modelos constitutivos para representar o maciço: o modelo de Mohr-Coulomb e o modelo Cam-Clay modificado. Com base nos resultados de ensaios de laboratório CTC-CU foram definidos para o modelo de Mohr-Coulomb os parâmetros coesão e ângulo de atrito da argila porosa de Brasília (FIGURA 5.3), e conjuntamente com os resultados de ensaios de campo (PMT, PHL e DMT) foi definida a variação do módulo cisalhante, G , com a profundidade (FIGURA 5.4). Para o modelo Cam-Clay modificado os parâmetros foram determinados com os mesmos ensaios CTC-CU, conforme descrito no Capítulo 3, sendo: $\lambda = 0,22$; $\Gamma = 3.102$ (1/kPa); $M = 1,200$; $\kappa = 0,18$; $\nu = 0,23$. A argila porosa de Brasília foi considerada normalmente adensada. Para o maciço foi adotado um $\nu=0,3$ e peso específico 16 kN/m^3 . Para o revestimento foi adotado um modelo elástico linear com módulo de elasticidade 10 GPa e $\nu_c = 0,3$.

Nas FIGURAS 5.3 e 5.4, apresentam-se também para comparação os parâmetros utilizados neste trabalho para o modelo de Mohr-Coulomb; os resultados de análises de ensaios de laboratório (UnB, 1992) e de campo compilados por ORTIGÃO (1994); os parâmetros adotados nas análises do projeto do metrô de Brasília com o modelo de Mohr-Coulomb (BRASMETRÔ, 1992); e os parâmetros adotados na análise realizada por QUEIROZ (1996) e ALMEIDA *et al.* (1996) para o modelo de Mohr-Coulomb, os quais em termos de resistência da argila porosa foram os mesmos adotados nas análises de projeto.

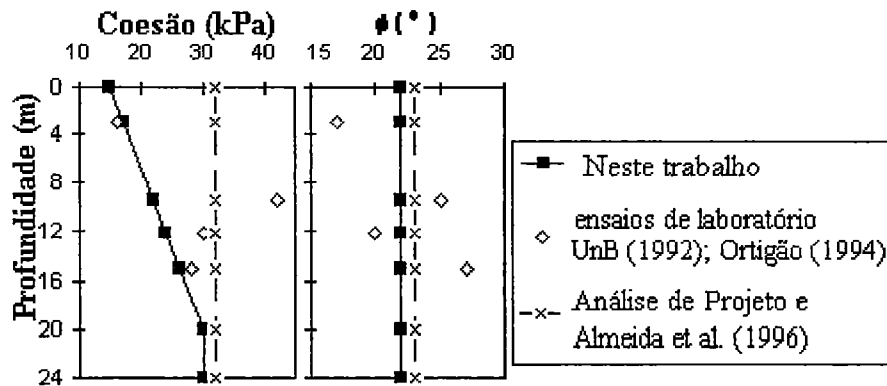


FIGURA 5.3 - Variação da coesão e ângulo de atrito (ϕ) com a profundidade.

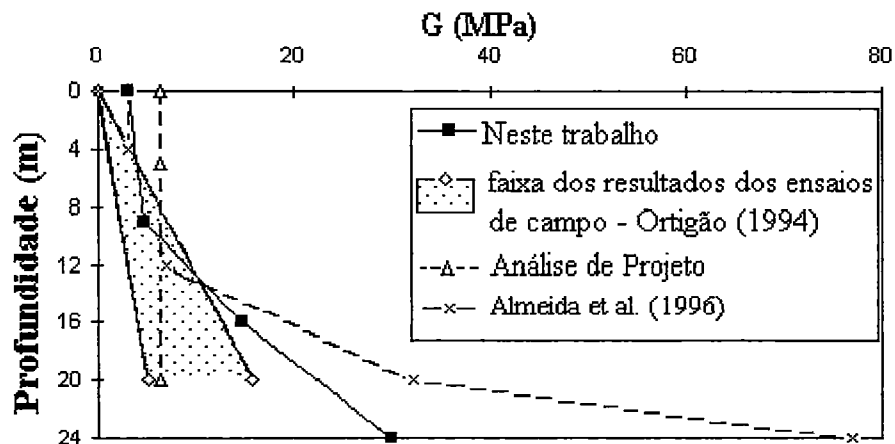


FIGURA 5.4 - Variação do módulo cisalhante com a profundidade.

O procedimento adotado para a simulação da escavação do túnel foi a redução gradual das tensões iniciais no contorno do túnel, com anulação dos elementos escavados (PANET, 1976). O alívio parcial das tensões e o fator de amolecimento do solo foram determinados através do método derivado numericamente apresentado por NEGRO (1988). Com os parâmetros geométricos e geotécnicos do maciço para um comprimento de balanço de 7,2 m (máximo previsto em projeto), foram determinados o alívio parcial de tensões igual a 55% e o fator de amolecimento do solo igual a 40%. O cálculo destes parâmetros é descrito mais detalhadamente no Apêndice A deste trabalho.

5.3.2 - Resultados das Análises Numéricas no Trecho em Argila Porosa

As análises numéricas desenvolvidas com o programa FLAC, utilizando o modelo Cam-Clay modificado, conduziram a problemas numéricos. As análises foram efetuadas segundo as recomendações do MANUAL DO FLAC (1995), no qual para se simular a escavação do túnel recomenda-se que sejam retirados os elementos correspondentes à seção do túnel através do comando "model null". O alívio de tensão foi realizado em 10 incrementos, onde a cada incremento retirou-se do contorno da escavação 1/10 das forças nodais equivalentes à reação dos elementos escavados e aplicou-se 1/10 das tensões de alívio, processando-se, até se obter a solução. Este processo é feito para minimizar efeitos provocados por altos gradientes de forças impostos no problema, principalmente por se tratar de um modelo elasto-plástico. Os resultados desta simulação provocaram deslocamentos de tal magnitude, que inviabilizaram a continuidade da simulação.

Conforme apresentado no Capítulo 3, ao se realizar a simulação do ensaio CTC-CU, houve a necessidade de se admitir baixa velocidade de deslocamento vertical no topo da amostra, a fim de que a faixa dos resultados em termos da resposta tensão x variação de pressão neutra x deformação axial obtida na simulação

com o modelo Cam-Clay modificado fosse aceitável, constatando-se que para velocidades de deslocamento crescentes, a dispersão dos resultados aumentava, atingindo condições onde não mais era possível realizar a simulação. Na simulação do túnel, pelo método empregado, não há possibilidade de se controlar as velocidades de deslocamentos nas interações realizadas pelo processador do programa, com o objetivo de se determinar uma condição de equilíbrio.

As análises aqui apresentadas foram realizadas com a versão 3.3 do programa, consolidada no MANUAL DO FLAC (1995). Após consulta ao fornecedor do programa FLAC (KOCHEN, 1997), outra forma de simulação de túneis, com uma subrotina especialmente desenvolvida para o programa FLAC para controlar o alívio de tensões no contorno da escavação, apresentada no MANUAL DO FLAC (1997), tornou-se disponível. Segundo o MANUAL DO FLAC (1997), esta forma de alívio de tensão tem a finalidade de minimizar efeitos de ondas transientes. Com o uso desta subrotina, as mudanças nas tensões no maciço é processada de forma gradual, caso o alívio fosse processado em um único passo, conforme é realizado usualmente, mudanças súbitas seriam observadas nos históricos de tensões do maciço e poderia levar a diferente resultado final (MANUAL DO FLAC, 1997). Infelizmente, quando esta solução do problema chegou a conhecimento, não mais havia tempo para que se realizassem estudos complementares dentro do escopo deste trabalho.

As análises numéricas utilizando o modelo Mohr-Coulomb, desenvolvidas com o programa FLAC, foram efetuadas da mesma forma que descrita anteriormente para o modelo Cam-Clay modificado. Contudo, com o modelo Mohr-Coulomb não houve problemas numéricos na simulação.

A partir das análises numéricas realizadas neste trabalho com o modelo de Mohr-Coulomb foram determinadas distorções transversais de 1:77 para $\psi = 0$, e 1:71 para $\psi = -5^{\circ}$, sendo estes valores satisfatoriamente representativos dos medidos em campo (média de 1:100), e perfeitamente aptos a indicar o nível de danos ao qual

edificações na superfície estariam sujeitas quando da escavação do túnel (ver FIGURA 4.5).

Nas FIGURAS 5.5 e 5.6 apresentam-se os resultados de recalques subsuperficiais e superficiais determinados nas análises numéricas com o modelo de Mohr-Coulomb, bem como medidas na instrumentação de campo (média \pm desvio padrão) para o trecho analisado, a faixa de previsão de projeto e os resultados das análises apresentadas por QUEIROZ (1996) e ALMEIDA *et al.* (1996) para o modelo de Mohr-Coulomb e para o modelo Cam-Clay modificado.

Para os recalques em subsuperfície nota-se que os resultados das análises numéricas realizadas neste trabalho enquadram-se bem na magnitude dos deslocamentos medidos em campo, tendo uma deficiência clara em descrever a tendência normalmente observada em campo, quando da escavação de túneis rasos em solos porosos, de recalques crescentes entre o teto do túnel e a superfície do terreno, tanto para a análise com $\psi = 0$, quanto para $\psi = -5^{\circ}$. Nos resultados das simulações numéricas os recalques decrescem do teto do túnel para a superfície do terreno, sendo esta uma resposta típica para simulações na qual as deformações do maciço se processam a volume constante. Quanto aos recalques em superfície, determinados nas análises numéricas efetuadas neste trabalho, estes são comparáveis aos medidos em campo (média de 120 mm), contudo não atingindo a magnitude do máximo recalque em superfície medido em campo para este trecho (226 mm).

Comparando-se a previsão de projeto (BRASMETRÔ, 1992), a qual fez uso da mesma ferramenta numérica utilizada neste trabalho (FLAC), com a faixa de deslocamentos medidos em campo, constatam-se deficiências nos métodos de previsão utilizados nas análises de projeto, as quais devem ter acarretado as discrepâncias constatadas. Levando em conta os resultados das análises numéricas realizadas neste trabalho, as previsões de projeto podem ter perdido em qualidade de resultados devido à modelagem numérica, principalmente no tocante aos parâmetros utilizados no modelo constitutivo do maciço. Os parâmetros adotados para a

resistência da argila porosa de Brasília (FIGURA 5.3), especialmente a coesão, e para a deformabilidade do solo (FIGURA 5.4) na região entre o teto do túnel e a superfície do terreno indicam um solo mais resistente e menos deformável que os resultados de ensaios de laboratório e de campo. Nota-se uma grande importância na representação do comportamento do solo, partindo-se de uma calibração adequada dos parâmetros de laboratório e de campo para a qualidade das previsões, independentemente do modelo adotado.

Para as análises numéricas apresentadas por QUEIROZ (1996) e ALMEIDA *et al.* (1996) utilizando o modelo de Mohr-Coulomb, valem as mesmas observações feitas para as análises de projeto, principalmente considerando-se que nestas análises foram adotados os mesmos parâmetros de resistência da argila porosa de Brasília que os utilizados nas análises de projeto.

Nas análises numéricas do túnel do metrô de Brasília apresentadas por QUEIROZ (1996) e ALMEIDA *et al.* (1996) utilizando o modelo Cam-Clay modificado, a simulação numérica foi efetuada nas mesmas bases que para o modelo de Mohr-Coulomb, ficando as diferenças dos resultados das simulações numéricas atribuídas unicamente ao modelo constitutivo adotado para o maciço de solo. Utilizando o modelo Cam-Clay modificado, estes autores não obtiveram melhores resultados na reprodução da tendência dos recalques subsuperficiais observados nos túneis do metrô de Brasília. Quanto à magnitude dos deslocamentos, fica a questão da representatividade dos parâmetros adotados na referida análise, apoiada pela constatação feita no Capítulo 3, quando da simulação do ensaio triaxial convencional com estes parâmetros, que a resistência a cisalhamento do solo ficou em torno da metade da medida em ensaio de laboratório CTC-CU. Ao se subestimar a capacidade de resistência ao cisalhamento do solo, os deslocamentos no maciço podem ter sido majorados na simulação numérica da escavação do túnel.

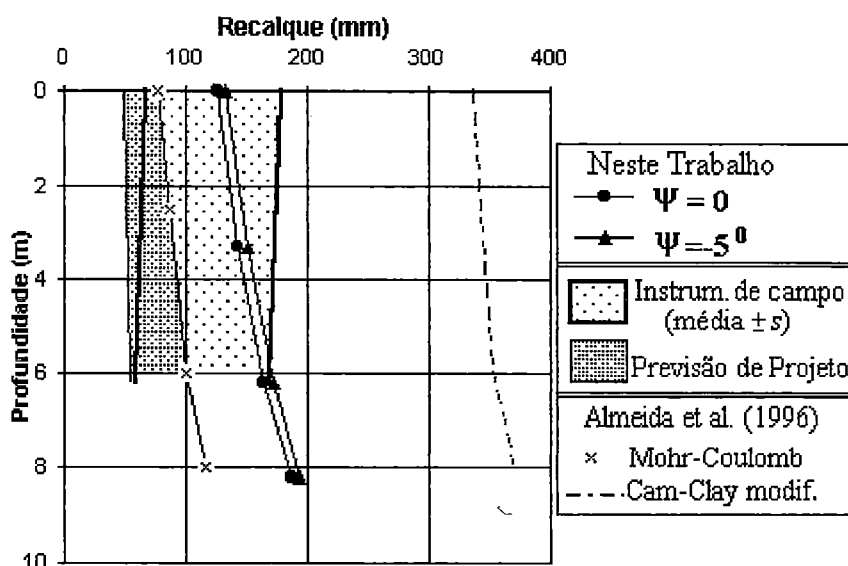


FIGURA 5.5 - Recalques subsuperficiais determinados nas análises numéricas, com medidas na instrumentação de campo (média \pm desvio padrão) para o trecho analisado e outras previsões.

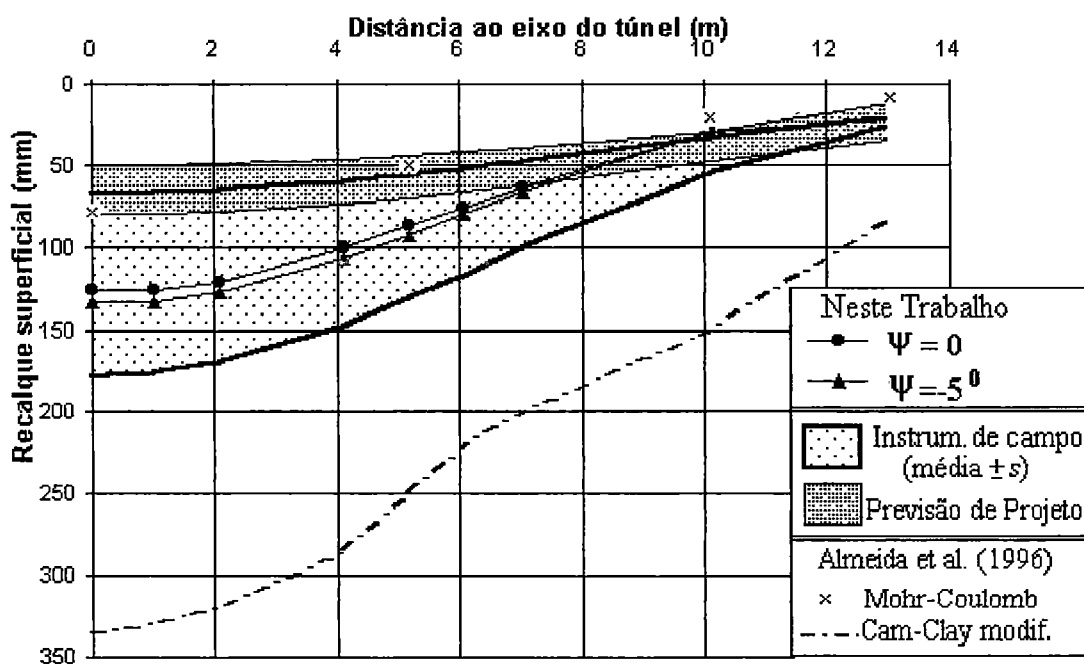


FIGURA 5.6 - Recalques superficiais determinados nas análises numéricas, com medidas na instrumentação de campo (média \pm desvio padrão) para o trecho analisado e outras previsões.

Nas análises efetuadas neste trabalho, com relação às regiões onde as tensões se encontram em estado plástico para $\psi = -5^\circ$ (FIGURA 5.7), notam-se regiões plastificadas próximas ao rim do túnel, prolongando-se para a zona abaixo da fundação do túnel, e para cima do rim do túnel (aproximadamente 45° horários do eixo de simetria do túnel). Regiões plastificadas similares foram determinadas para $\psi=0$. Sendo o modelo adotado elástico-perfeitamente plástico, a grande extensão da região plastificada dirigindo-se para a superfície, é indicativa de baixo fator de segurança para a estabilidade da região teto-rim do túnel, considerando-se que uma porção significativa deste maciço atingiu a sua resistência máxima. Análises do fator de segurança do maciço são apresentadas no Capítulo 6.

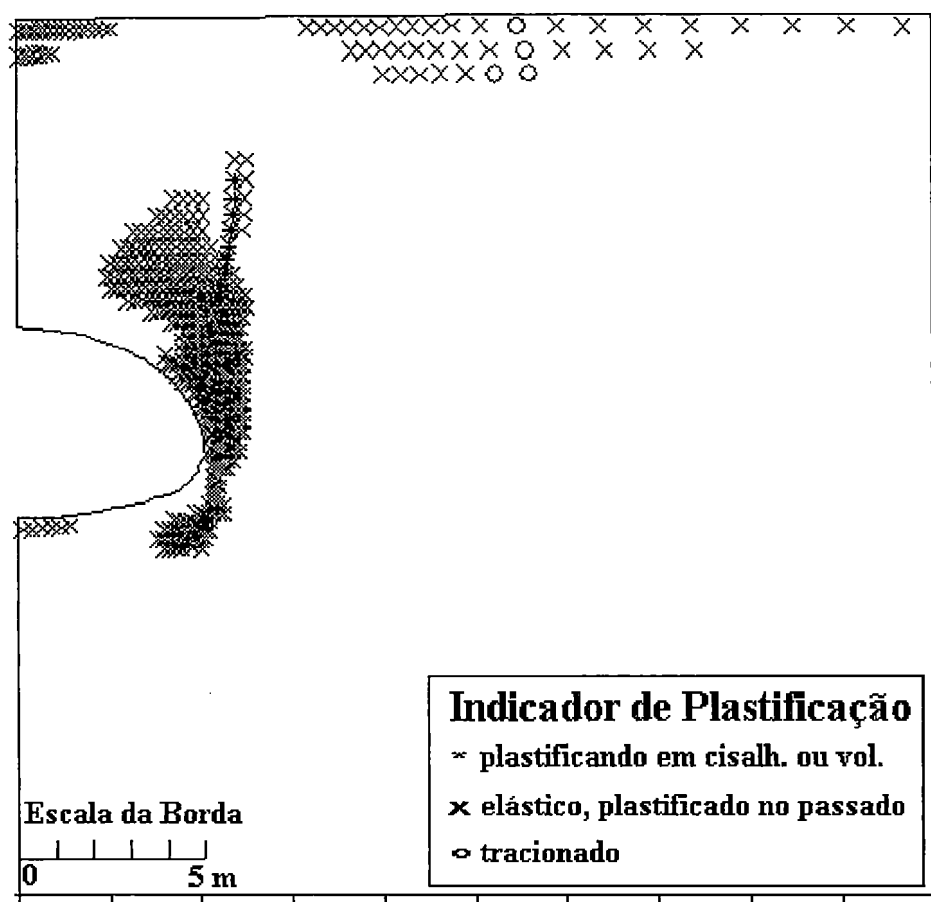


FIGURA 5.7 - Regiões plastificadas.

5.4 - ESTUDO DO TRECHO EM SOLOS RESIDUAIS DE METARRITMITOS ARENOSOS COM COBERTURA EM ARGILA POROSA

5.4.1 - Descrição Geral

O trecho entre as progressivas 2700-3900 m e 5200-6000 m corresponde à região na qual o maciço de fundação do túnel é formado pelos solos residuais de metarritmitos arenosos, com uma camada de argila porosa na cobertura do túnel. Neste trecho não há presença do nível d'água na área de influência da escavação do túnel. Na FIGURA 5.8 apresenta-se um perfil geológico típico deste trecho, com a variação do índice SPT com a profundidade.

Neste trecho a variação da cobertura de solo foi de 7,2 a 15,0 m, e do comprimento de balanço foi de 5,0 a 10,5 m. Os dados geométricos da seção analisada são: cobertura de solo sobre o teto do túnel de 8,20 m; diâmetro equivalente de 8,09 m; método construtivo B.

Os parâmetros para a argila porosa foram os mesmos utilizados nas análises descritas acima. Para a areia siltosa, com base em ensaios CTC-CU (ORTIGÃO, 1994), foram adotados: $c = 10\text{kPa}$ e $\phi = 30^\circ$. O módulo de elasticidade para a areia siltosa teve a relação $E(\text{MPa}) = 4N$ (número de golpes medidos no ensaio SPT), conforme proposto por NEGRO *et al.* (1992) para os solos da cidade de São Paulo. Para o maciço foi adotado $\nu=0,3$ e peso específico 16 kN/m^3 . Para o revestimento foi adotado um modelo elástico linear com $E_c = 10\text{ GPa}$ e $\nu_c = 0,3$.

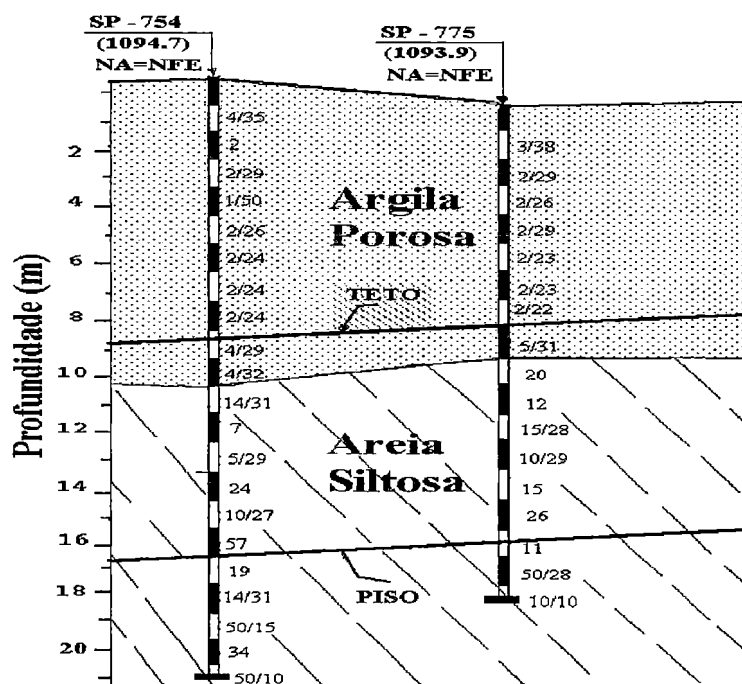


FIGURA 5.8 - Perfil geológico típico do trecho entre progressivas 2700-3900 m e 5200-6000 m, com variação do índice SPT com a profundidade.

Similarmente às análises para o trecho em argila porosa, foi adotado o procedimento proposto por PANET (1976) para a simulação bidimensional da escavação do túnel. Com os parâmetros geométricos e geotécnicos do maciço para um comprimento de balanço de 7,2 m - máximo previsto em projeto - foram determinados o alívio parcial de tensões igual a 59% e o fator de amolecimento do solo igual a 40%. O cálculo destes parâmetros é descrito mais detalhadamente no Apêndice A deste trabalho. Observa-se que apesar da distinção geotécnica entre o trecho apenas em argila porosa e o trecho com seção mista, argila porosa na cobertura - fundação em areia siltosa, o alívio parcial de tensões e o fator de amolecimento determinados pelo método proposto por NEGRO (1988) foram bastante próximos.

5.4.2 - Resultados das Análises Numéricas no Trecho em Solos Residuais de Metarritmitos Arenosos com Cobertura em Argila Porosa

Os problemas numéricos utilizando o modelo Cam-Clay modificado persistiram, ficando, portanto, os resultados das análises limitados aos resultados das análises desenvolvidas com o modelo de Mohr-Coulomb.

Nas análises numéricas efetuadas com o modelo de Mohr-Coulomb foram determinadas distorções transversais de 1:84 para $\psi = 0$, e 1:74 para $\psi = -5^{\circ}$, sendo estes valores satisfatoriamente representativos dos medidos em campo, média de 1:100 (ver FIGURA 4.5).

Nas FIGURAS 5.9 e 5.10 apresentam-se os resultados de recalques subsuperficiais e superficiais obtidos nas análises numéricas com o modelo de Mohr-Coulomb, bem como a faixa de medidas na instrumentação de campo (média \pm desvio padrão) para o trecho analisado, a faixa de previsão de projeto e os resultados das análises apresentadas por QUEIROZ (1996) e ALMEIDA *et al.* (1996).

Nota-se que a variação das leituras em campo foi maior para o trecho do túnel com seção mista (argila porosa na cobertura - areia siltosa na fundação do túnel) do que para o trecho restrito à argila porosa, contudo a média das leituras de recalque em superfície foi a mesma para ambos os trechos (média de 120 mm). As análises numéricas continuaram tendo uma deficiência em descrever a tendência observada em campo de recalques crescentes entre o teto do túnel e a superfície do terreno, tanto para a análise com $\psi = 0$, quanto para $\psi = -5^{\circ}$. Os recalques em superfície determinados nas análises numéricas são comparáveis aos medidos em campo, contudo longe de atingir a magnitude do máximo recalque em superfície observado em campo (290 mm).

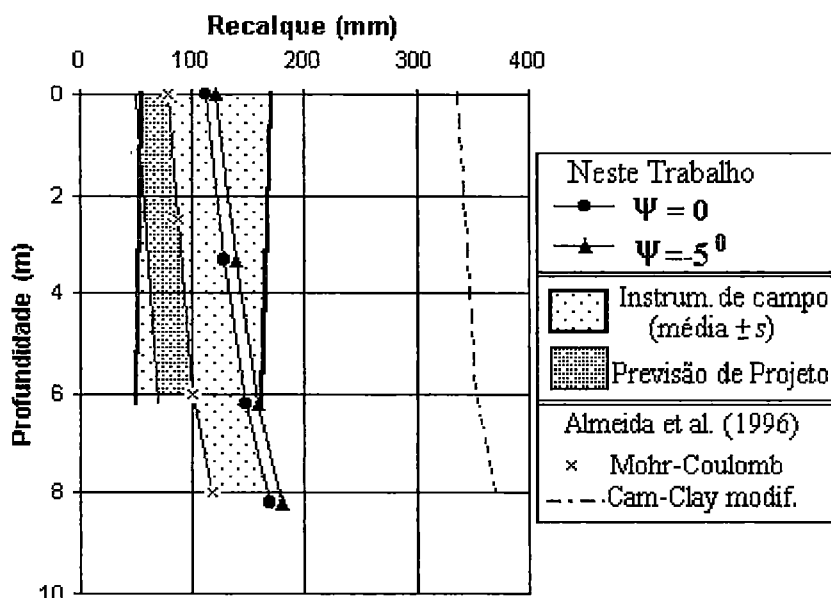


FIGURA 5.9 - Recalques subsuperficiais determinados nas análises numéricas, com medidas na instrumentação de campo (média \pm desvio padrão) para o trecho analisado e outras previsões.

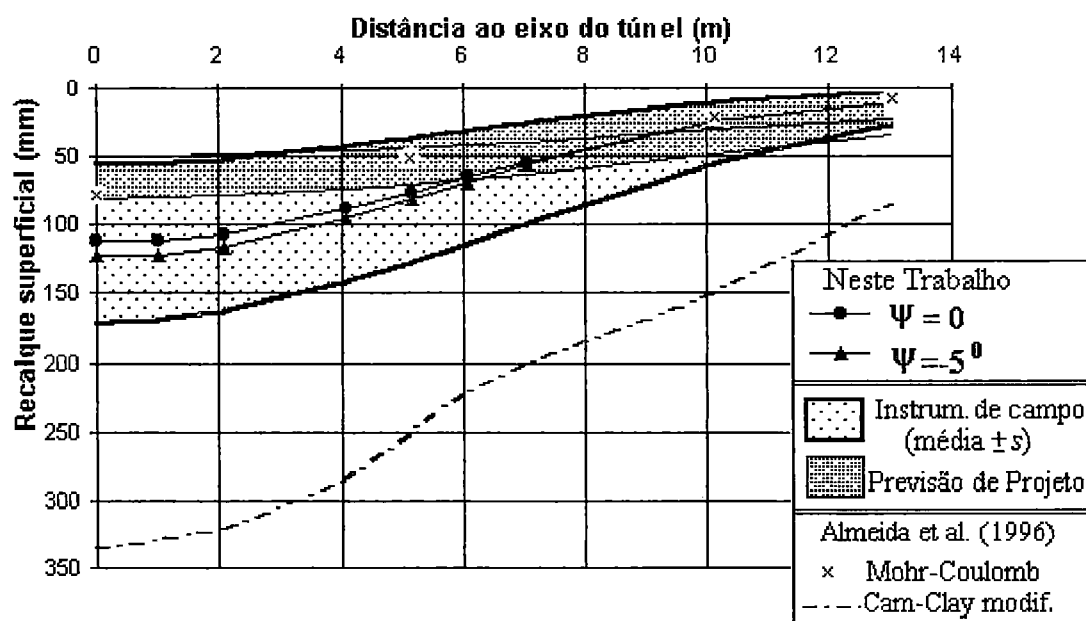


FIGURA 5.10 - Recalques superficiais determinados nas análises numéricas, com medidas na instrumentação de campo (média \pm desvio padrão) para o trecho analisado e outras previsões.

As considerações feitas acima para as outras análises presentes na literatura, a citar: BRASMETRÔ (1992), QUEIROZ (1996) e ALMEIDA *et al.* (1996), são igualmente pertinentes para este trecho.

Com relação às regiões onde as tensões se encontram em estado plástico para $\psi = -5^\circ$ (FIGURA 5.11), valem as mesmas observações feitas para o trecho restrito à argila porosa.

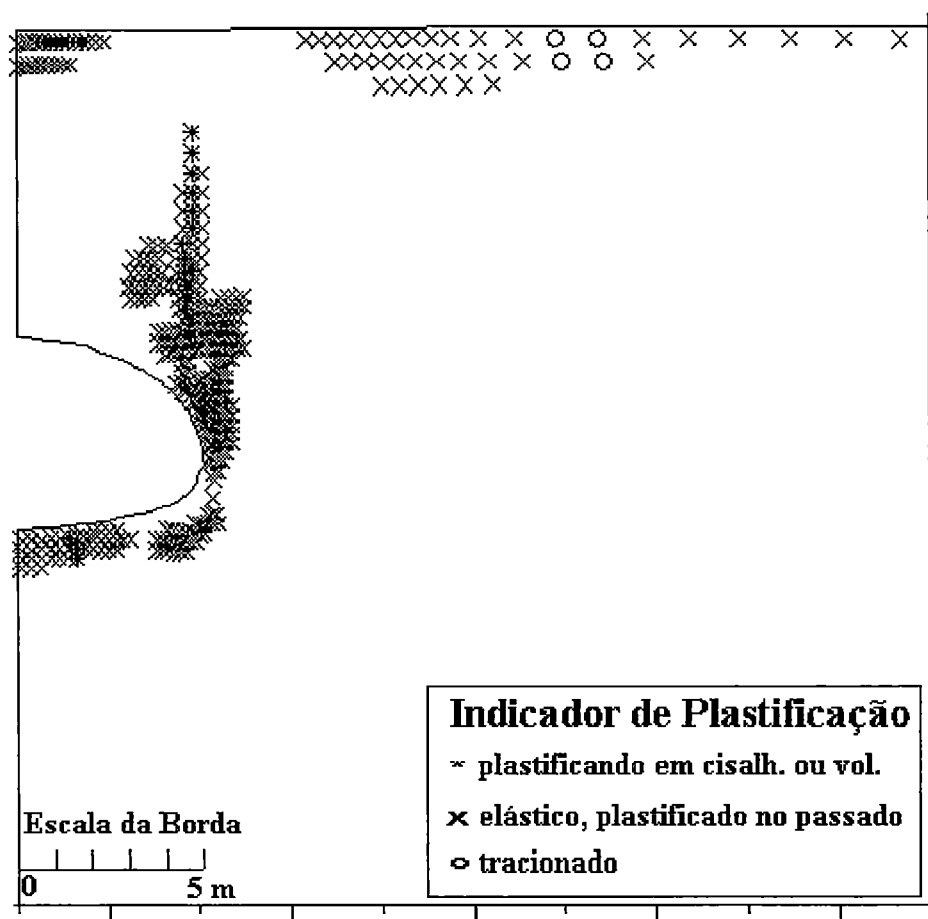


FIGURA 5.11 - Regiões plastificadas.

5.5. RESULTADOS GERAIS DAS ANÁLISES NUMÉRICAS

As análises numéricas apresentadas neste trabalho tanto para o trecho de perturbação principal restrita à camada de argila porosa, quanto para o trecho onde o maciço de fundação do túnel é formado pelos solos residuais de metarritmitos arenosos com uma camada de argila porosa na cobertura do túnel, resultaram em deslocamentos e distorções da mesma magnitude. Em campo também não se observou no comportamento dos recalques superficiais, profundos e nas distorções transversais uma manifestada distinção entre estas regiões geologicamente diferentes. Estes fatores fortalecem a hipótese de que quem está contribuindo preponderantemente para se configurar deslocamentos de tal magnitude é a camada de solo poroso entre o teto do túnel e a superfície do terreno.

Nas análises de projeto (BRASMETRÔ, 1992) e nas presentes na literatura utilizando o modelo de Mohr-Coulomb (QUEIROZ, 1996 e ALMEIDA *et al.*, 1996), as previsões de deslocamentos do maciço ficaram muito aquém das medidas de campo. Os parâmetros adotados para a região entre o teto do túnel e a superfície do terreno indicam um solo mais resistente e menos deformável que os resultados de ensaios de laboratório e de campo (ver FIGURAS 5.3 e 5.4), podendo ter sido este o fator preponderante para a baixa qualidade das previsões.

Neste trabalho destaca-se a importância da modelagem adequada do comportamento do solo partindo-se de resultados de ensaios para a qualidade das previsões. Tendo este princípio, melhorou-se a qualidade das previsões, sem contudo conseguir abranger todos os mecanismos geradores de recalques na escavação de túneis rasos em solos porosos.

Na busca da compreensão do comportamento de túneis rasos em solos porosos, enquadra-se o estudo efetuado por PARREIRA (1991), tendo como base os dados do túnel mineiro Paraíso do metrô de São Paulo, escavado através da argila porosa

vermelha de São Paulo sobreposta a argila variegada rija. Neste trabalho, o autor considerou que o maciço comporta-se segundo o modelo elasto-plástico de Lade. Este modelo foi calibrado a partir de resultados de ensaios triaxiais convencionais e de compressão isotrópica, tendo conseguido uma reprodução satisfatória dos resultados de ensaios de descompressão no que tange à relação tensão-deformação, e um desempenho pouco satisfatório na reprodução da curva de variação volumétrica. As simulações conduziram a deslocamentos condizentes com os fornecidos pela instrumentação de campo, sem contudo prever a tendência observada em campo de deslocamentos decrescentes com a profundidade. PARREIRA (op. cit.) conclui que a argila porosa coopera de maneira preponderante no desenvolvimento dos deslocamentos induzidos pela construção do túnel.

FARIAS e ASSIS (1994) também apresentaram uma análise numérica de uma seção do metrô de Brasília, reproduzindo recalques da mesma monta dos observados em campo, porém tomando para comportamento do solo decorrente da escavação do túnel, o de colapso por saturação. Como na região analisada o grau de saturação do solo era baixo, a hipótese de colapso por saturação é pouco aceitável. Os autores concluem haver indicações de que o critério de colapso neste caso esteja associado ao aparecimento de deformações de extensão na região acima do teto do túnel, as quais romperiam as fracas ligações cimentíceas da argila porosa, já que o solo acima do teto do túnel não estava saturado e nem sofreu variação no grau de saturação no decorrer da execução do túnel. Contudo, aqueles autores não conseguiram reproduzir este comportamento em laboratório.

Em solos porosos a parcela de deformação decorrente da variação de volume do solo por acréscimo de cisalhamento se torna bastante notável na configuração dos recalques provocados pela execução do túnel, amplificando os deslocamentos observados na superfície, provocando recalques elevados. Acredita-se que a deficiência do modelo adotado neste trabalho em descrever o comportamento volumétrico da argila porosa para diferentes trajetórias de tensão, seja o principal agente responsável pelo insucesso da reprodução da tendência dos recalques

profundos medidos em campo, e, como consequência, da magnitude dos recalques em superfície.

Um modelo constitutivo para o solo, conceitualmente adequado a representar o comportamento distinto de solos porosos, com elevada rigidez inicial, passando a ser bastante deformável antes de atingir a resistência máxima, acompanhado de acentuada variação volumétrica por cisalhamento, poderia criar melhores condições de reproduzir os deslocamentos provocados pela escavação de túneis em solos porosos decrescentes com a profundidade. O modelo de Mohr-Coulomb utilizado neste trabalho não atende todos estes requisitos. Uma melhor representação do comportamento da argila porosa de Brasília se tornaria possível através do ajuste de resultados de ensaios em laboratório com o solo sujeito às diversas trajetórias de tensão esperadas no maciço ao redor do túnel.

CAPÍTULO 6

**ANÁLISES NUMÉRICAS COMPARATIVAS
PARA DIFERENTES RIGIDEZES DE
REVESTIMENTO DE TÚNEL**

6.1 - INTRODUÇÃO

A reação do revestimento na construção de um túnel pelo método NATM ocorre de forma interativa. O revestimento constituído de concreto projetado tem uma rigidez praticamente nula no momento da projeção - a qual é realizada no teto do túnel concomitantemente à escavação - e apresenta rigidez crescente com o tempo durante a cura. Paralelamente, usualmente a escavação prossegue, provocando variações no estado de tensões do maciço, e conseqüentes deformações. Este processo de avanço das escavações, continuamente ao enrijecimento do concreto projetado, acarreta solicitações no revestimento, com rigidezes intermediárias a rigidez que o concreto pode atingir depois de completada a cura, mesmo antes do fechamento do arco invertido. No momento que se executa o arco invertido, a seção do revestimento começará a ter um comportamento de tubo fechado, com as mesmas implicações de variação de rigidez com o tempo que o concreto projetado no teto do túnel, com uma certa defasagem de tempo.

Segundo KUWAJIMA (1991), a interação maciço de solo e revestimento se dá a menos de 28 dias, ou seja, quando o concreto projetado ainda não completou a sua cura. A definição de qual a rigidez do revestimento que pode ser contada para reagir aos esforços decorrentes da movimentação do maciço, provocada pela execução da

esses efeitos de solicitação do revestimento variando com o avanço da frente de escavação e com o tempo, devido a dependência do tempo dos comportamentos de deformação do maciço e do concreto projetado, utilizando nas análises uma rigidez do revestimento igual a uma fração da rigidez final esperada para o concreto projetado.

CELESTINO (1992, 1996) analisou quantitativamente o problema, considerando a variação de propriedades do concreto projetado ao longo do tempo, e comportamento do maciço dependente do tempo. Posteriormente, CHANG (1994) realizou análises semelhantes, sem contudo considerar o maciço com comportamento dependente do tempo.

A qualidade do concreto projetado, bem como o uso de aceleradores químicos, entre outras técnicas utilizadas para acelerar o ganho de resistência do concreto, podem influenciar grandemente também o ganho de rigidez, mesmo que não alterem significativamente a rigidez final.

HOEK e BROWN (1982), a partir de dados presentes na literatura referentes a ensaios em amostras de concreto projetado de laboratório e de campo, obtiveram para o módulo de elasticidade o valor de 4 a 6 GPa para tempo de cura de 6 h, e valores entre 20 e 36 GPa para 28 dias de cura. Trabalhos posteriores a este adotaram valores diversos para o módulo de elasticidade do concreto projetado, segundo levantamento bibliográfico feito por PARREIRA (1991): 25 GPa (PIERAU, 1982); 21 GPa (HANAFY e EMERY, 1982); 5 GPa (NEGRO *et al.*, 1985); 3 GPa (BARLA e JARRE, 1986) e 7,5 GPa (MEISSNER e BORM, 1988). PARREIRA (1991) apresenta análises numéricas variando a rigidez do revestimento de 5, 10 e 20 GPa, e conclui que o suporte pouco influi na grandeza das deformações desenvolvidas, não alterando significativamente os deslocamentos verificados para esta faixa de rigidez do revestimento analisada.

Curvas de crescimento da resistência e rigidez do concreto projetado a pequenas idades, usualmente adotadas, são obtidas a partir de experiências bem sucedidas com maciços semelhantes, e para velocidades de avanço da escavação compatíveis com os métodos construtivos correntes. CELESTINO (1992) analisando um caso particular, mostrou que para velocidade de avanço de 2,0 m/dia a situação mais crítica, de menor relação entre a resistência disponível e a tensão atuante no concreto projetado, ocorre a cerca de 15 horas. O desenvolvimento de equipamentos tem aumentado significativamente estas velocidades. Entre a década de 80 e 90, a título de exemplo, o Metrô de São Paulo acompanhou um aumento na velocidade de avanço de túneis duplos de 2 m/dia para 10 m/dia (CELESTINO, 1992). Este crescimento nas velocidades de avanço acarretam que a interação maciço de solo e revestimento se processe a idades do concreto cada vez menores. Desta forma, a rigidez do revestimento que efetivamente pode ser contada tem decrescido com o avanço das técnicas construtivas.

Apresentam-se aqui análises bidimensionais de simulação de túnel raso com diferentes rigidezes para o revestimento, com o intuito principal de verificar o efeito da rigidez adotada para o revestimento no fator de segurança do maciço e nos deslocamentos decorrentes da escavação do túnel. Estas análises foram feitas para diferentes fatores de alívio de tensão, buscando representar diferentes distâncias de fechamento do arco invertido à frente de escavação.

6.2 - DESCRIÇÃO GERAL DA MODELAGEM NUMÉRICA EMPREGADA

As simulações numéricas bidimensionais, para estado plano de deformação, foram realizadas utilizando o programa de diferenças finitas FLAC (CUNDALL e HART, 1992).

A malha gerada para análise é a mesma utilizada nas análises numéricas anteriores (FIGURA 5.1). Os parâmetros do maciço são os mesmos utilizados nas análises do túnel do metrô de Brasília para seção em argila porosa com o modelo de Mohr-Coulomb (FIGURAS 5.3 e 5.4). A simulação bidimensional da escavação do túnel segue o procedimento proposto por PANET (1976), com fator de amolecimento do solo igual a 40%, e alívio parcial de tensões igual a 40, 55, 60 e 65%.

O revestimento primário é representado por uma camada de 21 cm de espessura delimitada ao redor da escavação. Para o revestimento foi adotado um modelo elástico linear, com $\nu_c = 0,3$. Nas análises comparativas utilizaram-se $E_c = 20000, 10000, 5000, 1000, 500, 100$ e 50 MPa. Valores excessivamente baixos para o módulo de elasticidade do maciço foram utilizadas para representar revestimento com menor espessura que a adotada, para as mesmas configurações geométricas e geotécnicas do túnel.

6.3 - FATOR DE SEGURANÇA DO TÚNEL

6.3.1 - Introdução

O fator de segurança pode ser definido como a razão entre a resistência disponível e os esforços atuantes ao longo de uma superfície potencial de ruptura. Um maciço com fator de segurança igual à unidade está na condição limite de equilíbrio, ou seja, os esforços atuantes são iguais à resistência disponível, portanto, está na iminência de ruptura.

O conceito de fator de segurança é determinístico. Deve-se estabelecer um valor mínimo, maior que a unidade, de fator de segurança para cada tipo de obra levando-se em conta os riscos materiais ou de vidas envolvidos, as incertezas ou simplificações quanto aos parâmetros de resistência e comportamento do maciço, e quanto aos esforços atuantes obtidos através de métodos de cálculo, os quais também envolvem

simplificações. Na outra mão, por questões de economia, deve-se ponderar o limite superior do fator de segurança.

Para o cálculo do fator de segurança existem duas questões básicas: o desenvolvimento de uma função de mérito que calcula o fator de segurança para uma dada superfície, e a seleção de uma estratégia de localização da superfície de menor fator de segurança.

Aqui serão utilizados os métodos de equilíbrio limite aperfeiçoados. Nestes métodos o fator de segurança é calculado a partir do campo de tensões no maciço obtido de uma análise por método numérico. Relacionando-se a resistência em um ponto qualquer com o esforço atuante obtemos o fator de segurança para o ponto, denominado fator de segurança local. O fator de segurança do maciço é definido para uma superfície de ruptura de menor fator de segurança global.

Os trabalhos de BROWN e KING (1966), KULHAWY *et al.* (1969), DUNLOP e DUNCAN (1970) e CELESTINO e WATANABE (1973) foram pioneiros na abordagem do problema de cálculo de fator de segurança pelo método dos elementos finitos. BROWN e KING (1966) já ressaltavam que é possível criar infinitas definições para o fator de segurança no interior de um maciço. Aqui são descritas duas definições de fator de segurança global usuais em análises de estabilidade de taludes, as quais serão utilizadas para análises de estabilidade de túneis rasos.

Um extenso levantamento na literatura sobre diferentes definições para o fator de segurança global do maciço, com considerações sobre a definição do fator de segurança em termos de deslocamentos no maciço, bem como análises de estabilidade de casos reais de taludes compostos de materiais geotécnicos, podem ser encontrados em LINS (1996).

6.3.2 - Definição de Fator de Segurança Local e Global

Primeiramente, definir-se-á o fator de segurança local. A partir do estado de tensões em um ponto de um maciço, determina-se o círculo de Mohr representativo do estado de tensões mobilizado naquele ponto. Conhecendo-se os parâmetros de resistência do material, define-se a tensão desviatória que atenderia o critério de ruptura, admitindo que a tensão principal menor fique constante. O fator de segurança naquele ponto é dado pela razão entre o diâmetro do círculo de Mohr na condição de ruptura e o diâmetro do círculo de Mohr representativo do estado de tensões mobilizado. De tal forma:

$$FS_{local} = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_f}{(\sigma_1 - \sigma_3)_m} \quad [6.1]$$

Um mapa com contornos de fator de segurança local no interior de um maciço pode dar uma noção das regiões mais solicitadas do maciço, sem contudo, definir a segurança do maciço de forma global. Neste trabalho serão utilizadas duas formas de definir fator de segurança global, conforme propostas por KULHAWY *et al.* (1969).

A primeira definição de fator de segurança global (FS_1) tem como base o nível de tensão, definido como o inverso do fator de segurança local. FS_1 é dado pela média dos níveis de tensão local ao longo de uma superfície potencial de ruptura. Assim:

$$FS_1 = \frac{\sum_{i=1}^n [\Delta L_i]}{\sum_{i=1}^n \left[\frac{\Delta L_i}{FS_{local\ i}} \right]} \quad [6.2]$$

onde n é o número de segmentos de divisão da superfície, ΔL_i é o comprimento do segmento i , $FS_{local\ i}$ é o fator de segurança local do segmento i (equação 6.1).

Nesta definição de fator de segurança global, admite-se que a ruptura se dá pelo plano de maior sollicitação ($45^\circ + \phi/2$ em relação às tensões principais). O plano de maior sollicitação não necessariamente coincide com o plano da superfície que está sendo estudada. Desta forma, admite-se que a ruptura ocorre em uma superfície tipo “dente de serra”.

A segunda definição de fator de segurança global (FS_2) considera a resistência ao cisalhamento e as tensões cisalhantes ao longo de planos tangentes a pontos da superfície potencial de ruptura.

Em um estudo em duas dimensões, sendo o estado de tensões em um ponto definido por σ_x , σ_y , τ_{xy} , e sendo θ a inclinação do plano de ruptura em relação ao eixo x , as tensões normal (σ_n) e cisalhante (τ_n) atuando neste plano são dadas por:

$$\sigma_n = \sigma_x \cos^2 \theta + \sigma_y \sin^2 \theta - \tau_{xy} \sin 2\theta \quad [6.3]$$

e,

$$\tau_n = 0,5 (\sigma_y - \sigma_x) \sin 2\theta + \tau_{xy} \cos 2\theta \quad [6.4]$$

A resistência ao cisalhamento neste plano, pelo critério de Mohr-Coulomb, é dado por:

$$\tau_f = c + \sigma_n \tan \phi \quad [6.5]$$

onde c é o intercepto de coesão e ϕ o ângulo de atrito.

Assim, define-se o fator de segurança global (FS_2) ao longo de uma superfície potencial de ruptura como:

$$FS_2 = \frac{\sum_{i=1}^n [\tau_{f_i} \Delta L_i]}{\sum_{i=1}^n [\tau_{n_i} \Delta L_i]} \quad [6.6]$$

onde n é o número de segmentos de divisão da superfície, ΔL_i é o comprimento do segmento i , τ_{f_i} é a resistência ao cisalhamento no plano (eq. 6.5) e τ_{n_i} é a tensão cisalhante (eq. 6.6) atuando no plano para o segmento i .

6.3.3 - Cálculo do Fator de Segurança

Para computar o fator de segurança ao longo de uma superfície é necessário conhecer o estado de tensões em um ponto qualquer no interior do maciço. Como os métodos numéricos apresentam as tensões para pontos discretos, é preciso interpolar as tensões para um ponto genérico. Fazer esta interpolação com rigor matemático envolve três problemas básicos, segundo FARIAS (1994): a identificação do elemento que contém o ponto genérico, a determinação das coordenadas locais deste ponto e as interpolações das tensões para este ponto. Neste trabalho será adotado um método mais simplificado, onde a tensão média para um dado elemento será considerada representativa da tensão em qualquer ponto inserido neste elemento. Essa simplificação não acarretará em maiores prejuízos no resultado final considerando que a malha adotada nas análises tem um grau de refinamento alto, o que torna suficientemente desprezíveis os gradientes de tensões dentro dos elementos.

Para se determinar o fator de segurança é necessário encontrar a superfície de menor fator de segurança global, denominada superfície crítica. As técnicas para encontrar a superfície crítica podem ser reunidas em:

- i. identificação visual a partir do mapa de fator de segurança local (e.g. FARIAS, 1993);
- ii. identificação visual a partir do mapa de deformação cisalhante máxima (e.g. MATSUI e SAN, 1990; THOMPSON, 1993);
- iii. utilização de algoritmos de busca tradicionais (e.g. ZOU *et al.*, 1995; LINS, 1996);
- iv. desenvolvimento de algoritmos de busca específicos (e.g. BROWN e KING, 1966; CELESTINO e DUNCAN, 1981; GIAM e DONALD, 1988; DONALD, 1994).

Neste trabalho serão utilizados as duas primeiras formas de busca da superfície crítica.

6.4 - RESULTADOS DAS ANÁLISES

6.4.1 - Fator de Segurança do maciço

Foram realizadas análises para diferentes fatores de alívio de tensão (α): 40, 55, 60 e 65%. Apresentam-se aqui os resultados de fator de segurança do maciço, excluindo-se as análises com $\alpha = 65\%$, devido ao fato de na fase 1 da simulação, na qual se aplica o alívio de tensão no contorno da escavação (ver FIGURA 3.1a), para este fator de alívio de tensão ter se formado um mecanismo de ruptura no maciço, ou seja, uma superfície atingiu fator de segurança igual a unidade, e desta forma não foi possível dar continuidade à simulação.

A primeira técnica para encontrar a superfície crítica foi a identificação visual a partir do mapa de fator de segurança local. Na FIGURA 6.1 apresenta-se o mapa de contornos de fator de segurança local para $E_c = 500$ MPa e espessura do revestimento (a) igual a 21 cm, $\alpha = 55\%$ e parâmetros de Mohr-Coulomb: $\phi=22^\circ$ e $c = 18,5$ kPa constantes com a profundidade (na simulação numérica a coesão varia de 22 a 15 kPa do teto do túnel para a superfície do terreno). A partir da observação deste mapa, identifica-se a existência de superfícies potenciais de menor fator de segurança cruzando da região acima do teto do túnel - aproximadamente 45° horários do eixo de simetria do túnel - e atingindo a superfície do terreno. Outra área de baixo fator de segurança local situa-se na região sob a sapata do túnel, contudo não tão expressiva quanto sugere a FIGURA 6.1, considerando-se que nesta região a coesão do maciço tem valores maiores que 25 kPa, enquanto que este mapa foi confeccionado para coesão constante igual a 18,5 kPa.

Esta forma de mapa de fator de segurança local foi bastante similar para todos os módulos de elasticidade do revestimento e fator de alívio de tensão analisados. Realizada a busca por uma superfície inclinada entre a região acima do teto do túnel (aproximadamente 45° horários do eixo de simetria) e a superfície do terreno,

determinaram-se os mínimos fatores de segurança globais pelo método da identificação visual a partir do mapa de fator de segurança local.

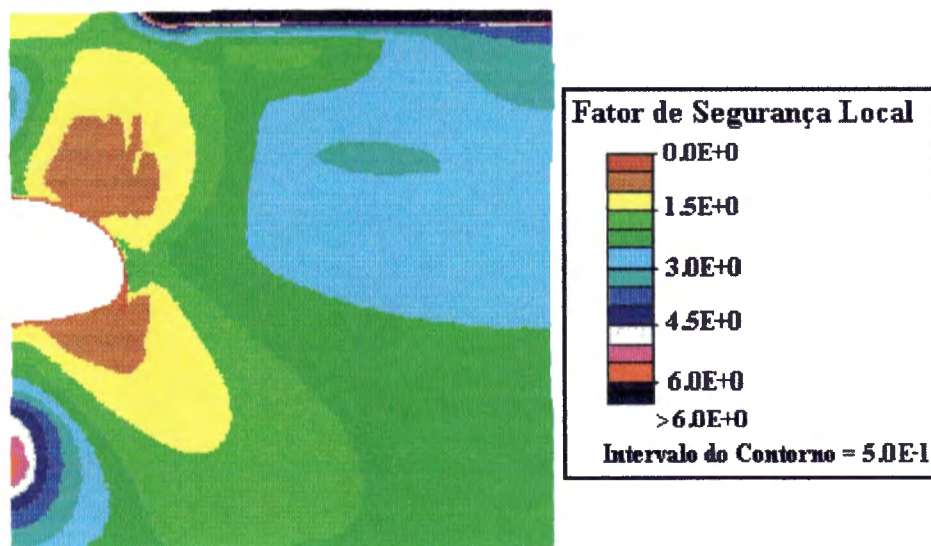


FIGURA 6.1 - Mapa de contornos de fator de segurança local para $E_c = 500$ MPa, $a = 21$ cm, $\alpha = 55\%$, $\phi = 22^\circ$ e $c = 18,5$ kPa.

Posteriormente, efetivou-se a busca da superfície crítica pela identificação visual a partir do mapa de deformação cisalhante máxima. Na FIGURA 6.2 apresenta-se o mapa de contornos de deformação cisalhante máxima para $E_c = 500$ MPa com $a = 21$ cm e $\alpha = 55\%$. A partir da visualização deste mapa, identifica-se a existência de superfícies potenciais de menor fator de segurança global partindo da região do rim do túnel e dirigindo-se, praticamente de forma vertical, à superfície do terreno.

Esta configuração de mapa de deformação cisalhante máxima foi freqüente para todos os módulos de elasticidade do revestimento analisados, aparecendo para módulos de elasticidade do revestimento inferiores a 500 MPa mais de uma coluna vertical de concentração de grandes deformações cisalhante. Efetivada a busca por uma superfície praticamente vertical saindo da região do rim e dirigindo-se à superfície do terreno, foram determinados os mínimos fatores de segurança globais pelo método de identificação visual a partir do mapa de deformação cisalhante máxima.

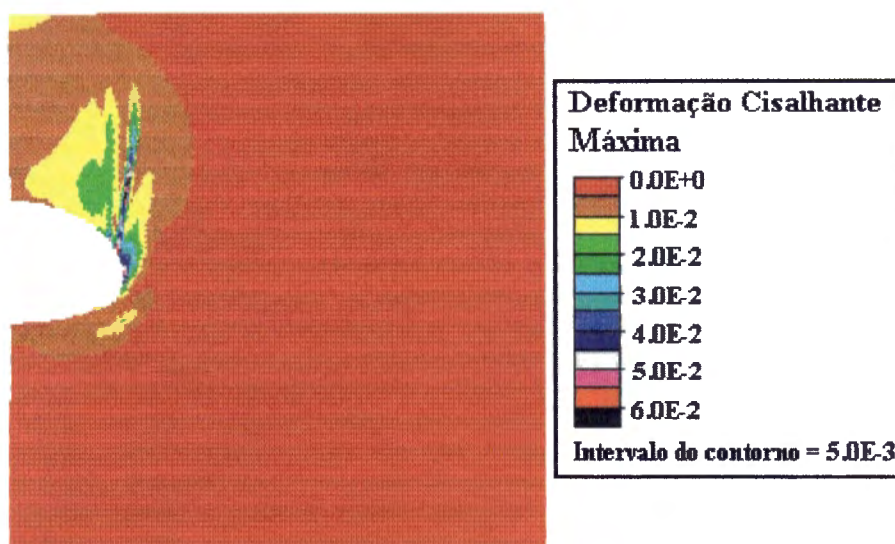


FIGURA 6.2 - Mapa de contornos de deformação cisalhante máxima, $E_c = 500$ MPa, $a = 21$ cm e $\alpha = 55\%$.

Vale salientar que o método de identificação visual a partir do mapa de deformação cisalhante máxima foi o qual conduziu mais acuradamente na localização da superfície de menor fator de segurança global do maciço, tendo se mostrado bastante eficiente para esta finalidade.

Na FIGURA 6.3 apresentam-se os mínimos fatores de segurança globais do maciço entre as duas definições utilizadas neste trabalho (Equações 6.2 e 6.6). Observa-se nesta figura, o fator de segurança do maciço decrescente com o aumento do fator de alívio de tensão adotado, ou seja, para crescentes distâncias de fechamento do arco invertido à frente de escavação resulta em uma queda no fator de segurança, conforme era esperado. Cabe aqui recordar que este maciço não é auto-portante para a escavação deste túnel, lembrando que na simulação para $\alpha = 65\%$ houve a formação de um mecanismo de ruptura no maciço.

O fator de segurança do maciço foi praticamente sempre decrescente com a diminuição do produto módulo de elasticidade x espessura do revestimento. As análises indicaram baixos fatores de segurança do maciço, atingindo valores

inadmissíveis ($FS < 1,1$) para o produto módulo de elasticidade x espessura do revestimento inferior a 210 MPa.m e fatores de alívio de tensão maiores que 55%.

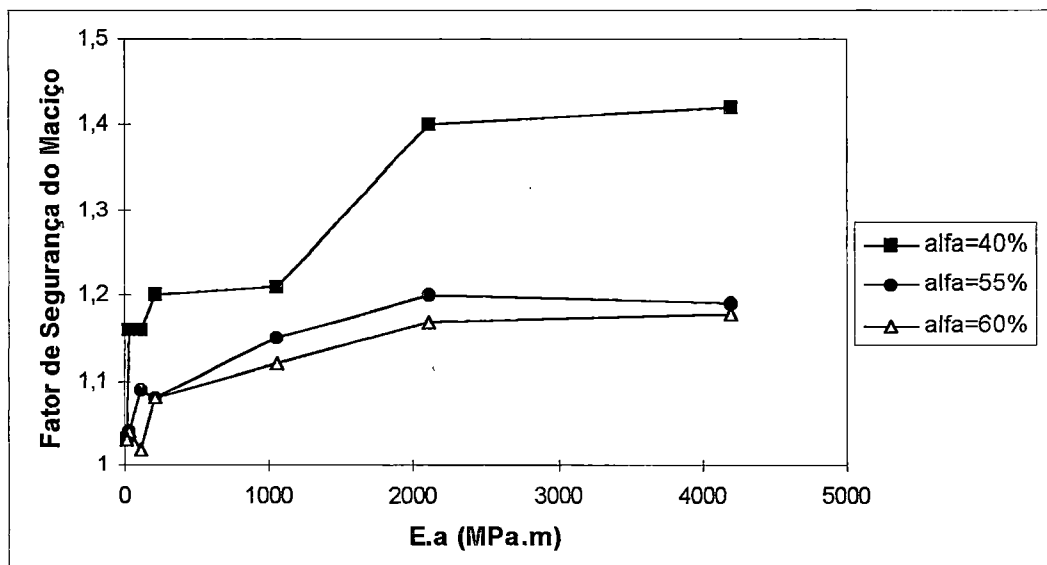


FIGURA 6.3 - Fator de segurança do maciço contra produto módulo de elasticidade x espessura do revestimento para três fatores de alívio de tensão.

6.4.1 - Deslocamentos do maciço

Em termos de deslocamentos induzidos no maciço pela escavação do túnel, apresentam-se os resultados de recalques em superfície obtidos para a faixa do produto módulo de elasticidade x espessura do revestimento estudada (FIGURA 6.4) e em profundidade (FIGURA 6.5), para os três fatores de alívio de tensão analisados.

Para o produto módulo de elasticidade x espessura do revestimento na faixa entre 4200 e 105 MPa.m, obtiveram-se nas análises numéricas baixas taxas de acréscimo de deslocamentos com a diminuição do produto módulo de elasticidade x espessura do revestimento, concordante com os resultados de PARREIRA (1991). Para valores do produto módulo de elasticidade x espessura do revestimento inferiores a 105 MPa.m o acréscimo nos deslocamentos foi significativo. Na FIGURA 6.6 apresentam-se, para maior clareza dos resultados, os recalques máximo em

superfície para a faixa estudada do produto módulo de elasticidade x espessura do revestimento, para os três fatores de alívio de tensão analisados. Observa-se a pouco significativa variação dos recalques com o produto módulo de elasticidade x espessura do revestimento para valores até cerca de 105 MPa.m, e o crescimento abrupto dos recalques para valores inferiores.

A distorção transversal também foi bastante afetada pela diminuição da rigidez do revestimento, sofrendo acréscimos significativos para valores de módulo de elasticidade x espessura do revestimento inferiores a 105 MPa.m (FIGURA 6.7).

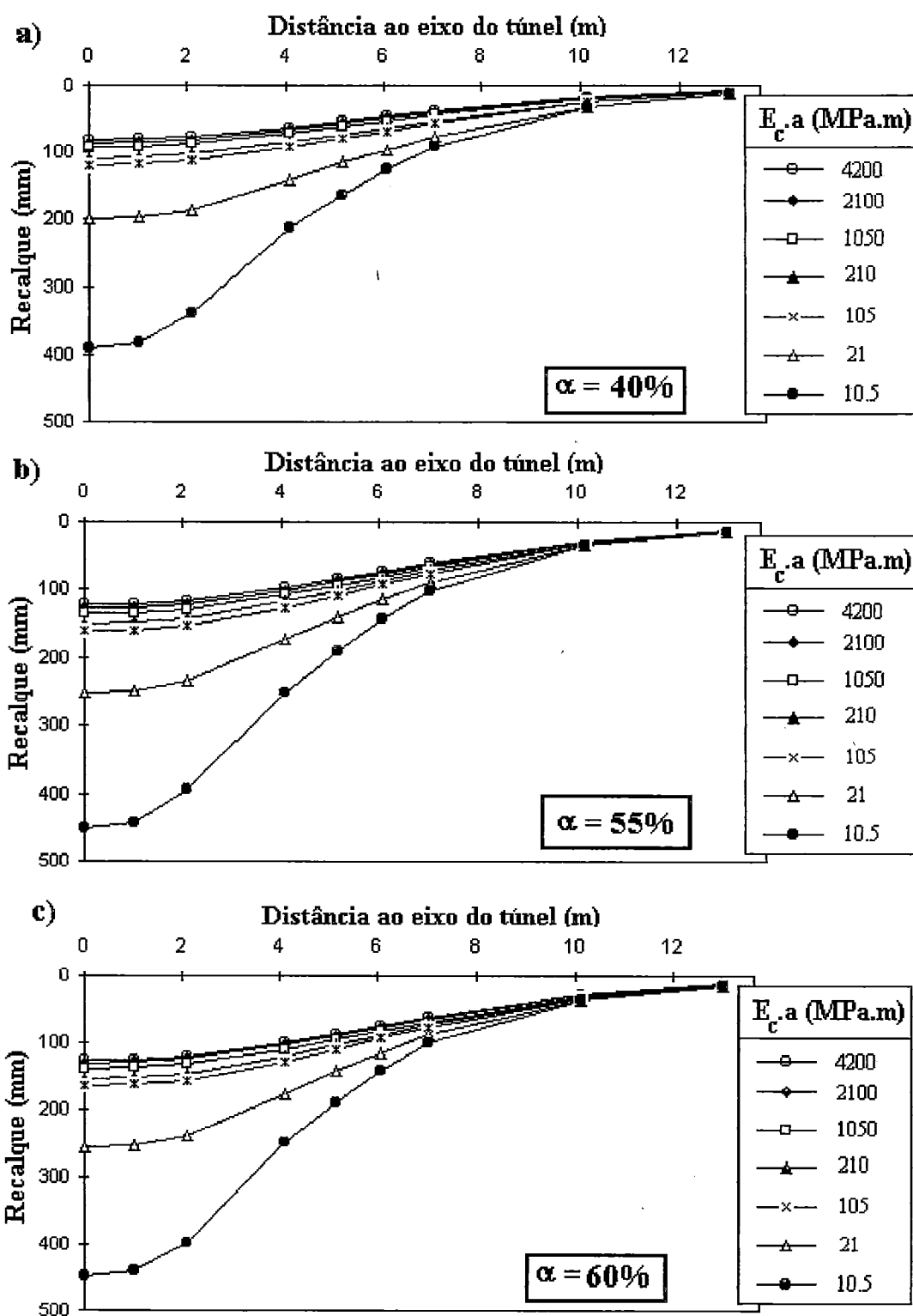


FIGURA 6.4 - Deslocamentos superficiais para diferentes valores do produto módulo de elasticidade x espessura do revestimento, e fatores de alívio de tensão: a) $\alpha = 40\%$; b) $\alpha = 55\%$; c) $\alpha = 60\%$.

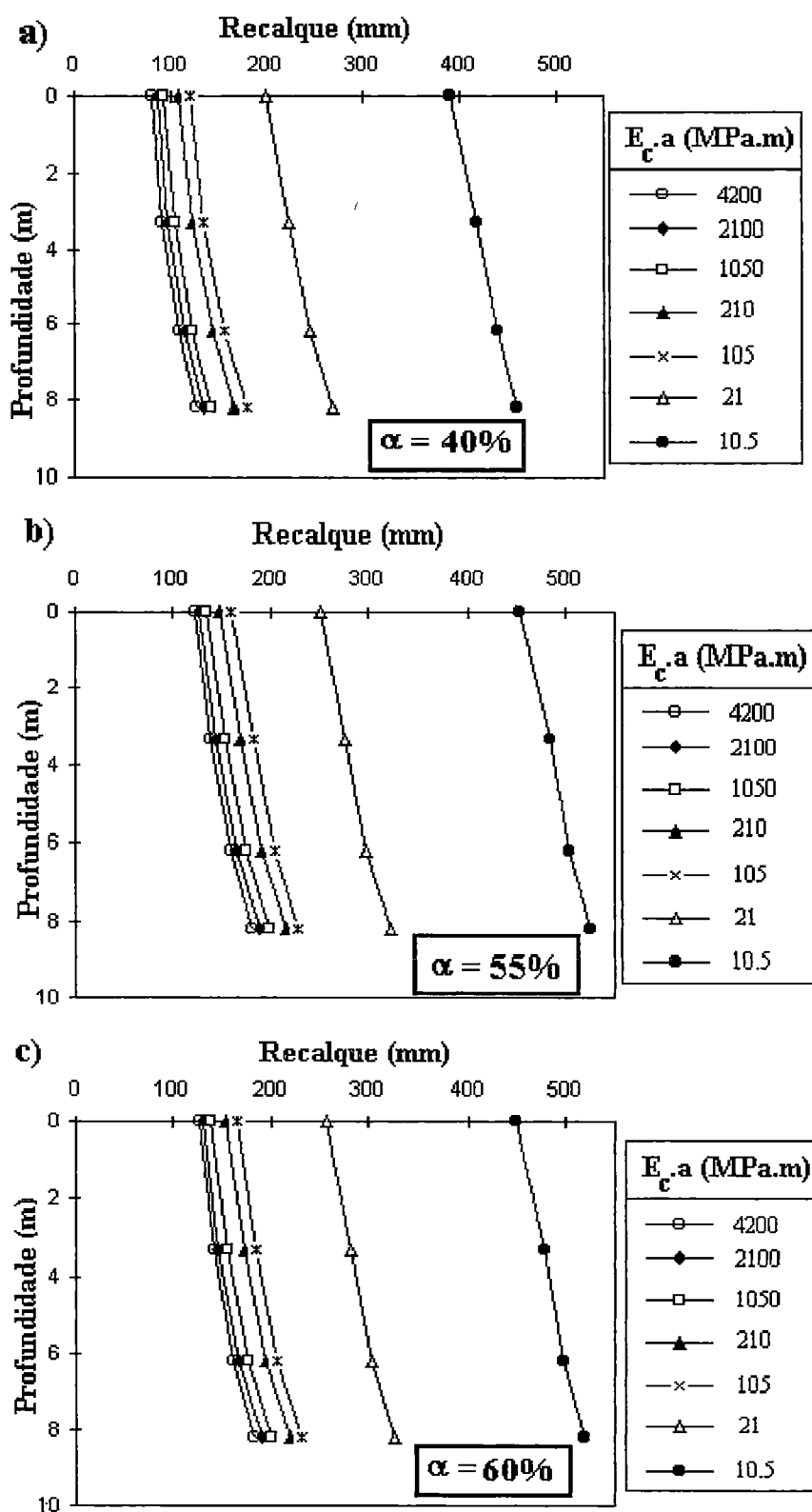


FIGURA 6.5 - Deslocamentos em profundidade para diferentes valores do produto módulo de elasticidade x espessura do revestimento, e fatores de alívio de tensão: a) $\alpha = 40\%$; b) $\alpha = 55\%$; c) $\alpha = 60\%$.

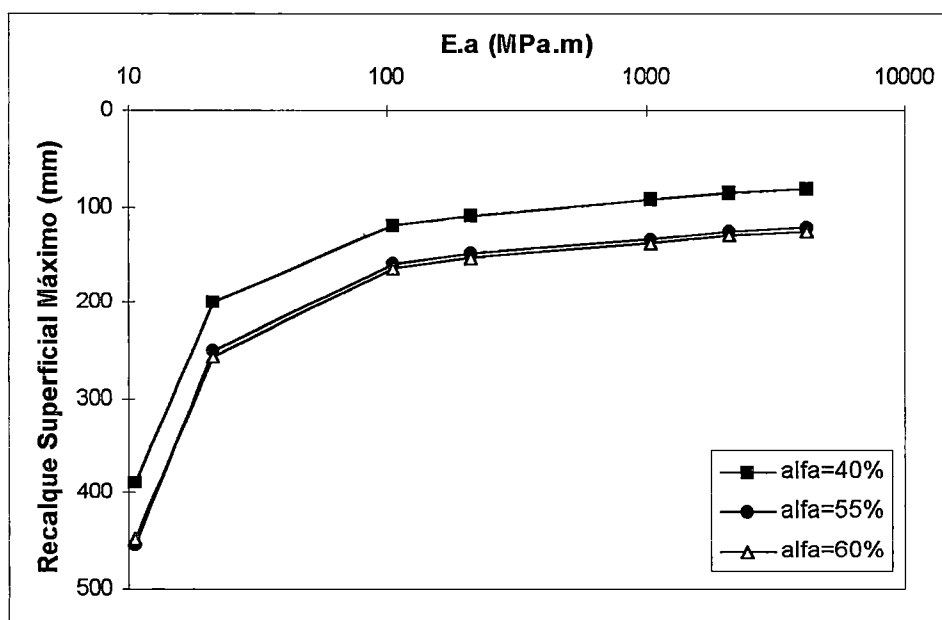


FIGURA 6.6 - Recalque Superficial máximo para diferentes valores do produto módulo de elasticidade x espessura do revestimento e três fatores de alívio de tensão.

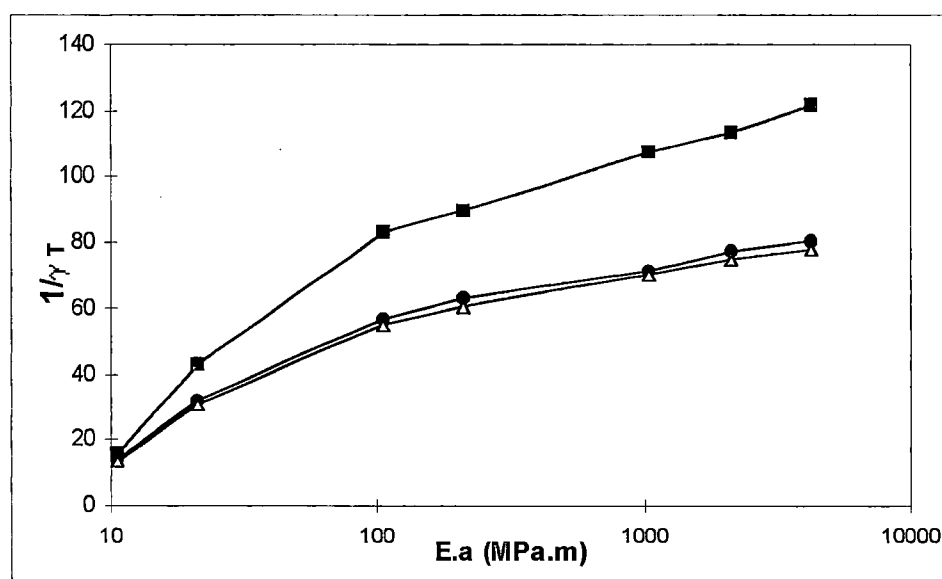


FIGURA 6.7 - Distorção transversal para diferentes valores do produto módulo de elasticidade x espessura do revestimento e três fatores de alívio de tensão.

CAPÍTULO 7

CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

7.1 - CONCLUSÕES

O objetivo principal deste trabalho era estudar o comportamento de solos porosos quando da construção de túnel raso, e contribuir para o aperfeiçoamento do método de análise de obras similares com o uso de técnicas numéricas, com atenção especial em detectar os principais mecanismos geradores de deslocamentos. Este objetivo foi atingido visto que a análise numérica apresentada teve o mérito de ser apta a determinar satisfatoriamente os grandes deslocamentos e distorções transversais observados em campo para a escavação de túnel raso em solo poroso. O método de análise exposto trata o problema de forma integrada, envolvendo uma modelagem numérica criteriosa, caracterização dos parâmetros do maciço a partir de resultados de ensaios de laboratório e de campo, avaliação da qualidade e interpretação dos resultados da análise numérica pela comparação com os fornecidos na instrumentação de campo, sendo de grande valor para o avanço na compreensão do comportamento de túneis rasos em solos porosos.

Considerando os resultados das análises realizadas durante as etapas deste trabalho, e baseado na pesquisa bibliográfica, pode-se afirmar que:

- Há uma demanda crescente por túneis rasos em meio urbano, e grande parte da área de maior atividade econômica do Brasil tem centros urbanos importantes assentes sobre solos porosos.

- No Brasil e no mundo, a experiência na construção de túneis escavados em solos porosos ainda é pequena. Quando da construção destes, os recalques observados ainda são bastante elevados, atingindo valores incompatíveis com ambiente urbano, e os métodos de previsão são pouco satisfatórios.
- A experiência brasileira adquirida com a construção do túnel do metrô de Brasília, precedida de uma vasta campanha de levantamento de campo e ensaios de laboratório, possibilitaram a maior compreensão do comportamento geotécnico do maciço na região. Os resultados da instrumentação de campo forneceram informações preciosas para compreender melhor os mecanismos de geração de recalques decorrentes da construção de túneis rasos em solos porosos.
- Critérios de modelagem numérica adequados para túneis rasos são de suma importância para uma avaliação apropriada do problema, e para a qualidade dos resultados da simulação numérica.
- Na modelagem numérica, com o emprego do método de diferenças finitas, o refinamento da malha assume um papel importante na qualidade dos resultados, principalmente nas regiões onde altos gradientes de tensão são esperados. A profundidade da base rígida, para maciços com módulo de rigidez crescente com a profundidade, praticamente não influi na magnitude e distribuição dos recalques superficiais e subsuperficiais acima do teto do túnel, influenciando significativamente apenas nos recalques subsuperficiais em profundidades abaixo do piso do túnel.
- A calibração adequada dos parâmetros de laboratório e de campo, independentemente do modelo constitutivo adotado, são de suma importância para a qualidade da previsão dos deslocamentos. A modelagem do solo deve atender o melhor ajuste tanto do comportamento tensão x deformação quanto do comportamento volumétrico.

- Tanto o modelo constitutivo quanto o algoritmo numérico têm grande influência nos resultados das análises numéricas. A escolha destes deve ser pautada na necessidade de representar bem tensões e deformações, inclusive em situações próximas à ruptura. O modelo elasto-plástico de Mohr-Coulomb utilizado neste trabalho mostrou ser eficiente neste aspecto, porém não quanto à peculiaridade de representar os deslocamentos decrescentes com a profundidade induzidos pela construção de túneis.
- Nas simulações numéricas foram obtidas distorções transversais da ordem de 1:80. Em campo, as distorções transversais oscilaram entre 1:50 e 1:250, com média de 1:100, portanto os resultados das análises numéricas mostraram-se aptos a indicar o nível de danos ao qual edificações na superfície estariam expostas quando da escavação do túnel.
- Os resultados das análises numéricas, para os recalques em subsuperfície, enquadram-se bem na magnitude dos deslocamentos medidos em campo, tendo uma deficiência em descrever a tendência normalmente observada em campo de recalques crescentes entre o teto do túnel e a superfície do terreno.
- Os recalques em superfície determinados nas análises numéricas são comparáveis à média dos obtidos em campo, contudo não atingindo a magnitude do máximo recalque em superfície medido em campo.
- A grande extensão da região plastificada determinada nas análises numéricas, sendo o modelo constitutivo do solo elástico-perfeitamente plástico, foram indicativas de baixo fator de segurança para a estabilidade da região teto-rim do túnel.
- Nos resultados das simulações numéricas, assim como nas medidas de instrumentação de campo, não se observou no comportamento dos recalques superficiais, profundos e nas distorções transversais uma clara distinção entre as

regiões geologicamente diferentes atravessadas pelo túneis, na região acima do nível d'água.

- A cobertura de argila porosa coopera de maneira preponderante no desenvolvimento dos deslocamentos induzidos pela construção do túnel. Em solos porosos a parcela de deformação decorrente da variação de volume do solo por acréscimo de cisalhamento se torna bastante notável no desenvolvimento de deslocamentos, amplificando os deslocamentos observados na superfície, provocando recalques elevados.
- Acredita-se que a deficiência do modelo adotado neste trabalho em descrever o comportamento volumétrico da argila porosa, seja o principal agente responsável pelo insucesso da reprodução da tendência dos recalques profundos medidos em campo, e, conseqüentemente, da magnitude dos recalques observados em superfície.
- Em túneis com revestimento de concreto projetado, a interação maciço de solo e revestimento quando o concreto ainda não completou a sua cura. As solicitações no revestimento acontecem com rigidezes intermediárias à rigidez que o concreto pode atingir depois de completada a cura. Os efeitos de solicitação do revestimento variando com o avanço da frente de escavação e com o tempo, devido à dependência do tempo dos comportamentos de deformação do maciço e do concreto projetado, são normalmente ponderados nas análises adotando-se uma rigidez do revestimento igual a uma fração da rigidez final esperada para o concreto.
- O desenvolvimento de equipamentos tem aumentado as velocidades de avanço de túneis. Como conseqüência, a interação maciço de solo e revestimento se processa a idades do concreto cada vez menores. Deste modo, a rigidez do revestimento que efetivamente pode ser contada tem decrescido com o avanço das técnicas construtivas.

- Para se determinar o fator de segurança do maciço foram utilizadas duas técnicas para encontrar a superfície crítica: identificação visual a partir do mapa de fator de segurança local e identificação visual a partir do mapa de deformação cisalhante máxima. O método de busca pelo mapa de deformação cisalhante máxima foi mais eficiente na indicação da localização da superfície crítica.
- Nas simulação numéricas de túneis rasos realizadas com o produto módulo de elasticidade x espessura do revestimento na faixa entre 4200 e 10,5 MPa.m, e diferentes fatores de alívio de tensão, o fator de segurança do maciço foi praticamente sempre decrescente com a diminuição do produto módulo de elasticidade x espessura do revestimento. Todas as análises indicaram baixos fatores de segurança para o maciço, atingindo valores inadmissíveis ($FS < 1,1$) para o produto módulo de elasticidade x espessura do revestimento inferior a 210 MPa.m e fatores de alívio de tensão maiores que 55%.
- Nas análises numéricas comparativas para diferentes rigidezes do revestimento do túnel obteve-se: para o produto módulo de elasticidade x espessura do revestimento na faixa entre 4200 e 105 MPa.m, baixas taxas de acréscimo de deslocamentos com a diminuição da elasticidade do revestimento; para valores do produto módulo de elasticidade x espessura do revestimento inferiores a 105 MPa.m acréscimos significativos nos deslocamentos. A distorção transversal sofreu acréscimos expressivos com a diminuição do módulo de elasticidade do revestimento.

7.2 - RECOMENDAÇÕES

Apresentam-se algumas sugestões para trabalhos futuros:

- Uma campanha de ensaios em laboratório na argila porosa de Brasília, que abranja ensaios com o solo sujeito às trajetórias de tensão esperadas no maciço ao redor

do túnel, com medida de variação volumétrica, para a melhor definição do comportamento de solos porosos.

- Modelagem de solo poroso baseando-se em ensaios de laboratório segundo as diversas trajetórias de tensão sofridas pelo solo no decorrer da construção de um túnel, tendo em vista uma representação adequada do comportamento tensão x deformação do solo, bem como do comportamento volumétrico do solo.
- Os deslocamentos do maciço devem-se primordialmente à camada de argila porosa, a qual se encontra não saturada. O estudo do comportamento deste solo não saturado, através de ensaios de laboratório apropriados, e a avaliação do desempenho de modelos desenvolvidos para solos não saturados, como por exemplo o modelo proposto por ALONSO *et al.* (1990), poderiam auxiliar no melhor entendimento dos mecanismos geradores de recalques.
- A resposta do maciço à escavação de um túnel é de natureza essencialmente tridimensional e não linear. Análises tridimensionais poderiam representar com maior fidelidade o problema, fornecendo mais subsídios para uma maior compreensão dos mecanismos geradores de recalques quando da construção de túneis em solos porosos.
- Os estudos foram realizados pela análise de um caso histórico. Estender estas análises para outros casos, verificando a validade destas conclusões para outras regiões e, potencialmente, aperfeiçoando os conhecimentos, seriam de grande valia.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ALMEIDA, M.S.S.; KUWAJIMA, F.M. & QUEIROZ, P.I.B. 1996. Simulação da construção de um túnel por mecânica dos solos de estado crítico via elementos finitos. *INFOGEO*, ABMS, São Paulo, SP, v.1, p.223-230.
- ALONSO, E.E.; GENS, A. & JOSA, A. 1990. A constitutive model for partially saturated soils. *Géotechnique*, 40(3), p.405-430.
- BJERRUM, L. 1963. Problems of Settlements and Compressibility of Soils. *Discussion to the European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Wiesbaden.
- BLANCO, S.B. 1995. Aspectos de geologia de engenharia da escavação do metrô de Brasília - Trecho Asa Sul. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 92 p.
- BRANCO, P.A., NEGRO, A. & COUTINHO, P.T. 1990. Recalques de superfície, qualidade construtiva de túneis e danos em edificações. *Simpósio sobre Instrumentação Geotécnica de Campo, SINGEO*, Rio de Janeiro, p.239-247.
- BRASMETRÔ 1992. Memória de cálculo - Projeto Estrutural / Outras Estruturas - Túnel metroviário. TCI Planejamento, Projeto e Consultoria Internacional Ltda. Memória de Cálculo MC. 6/70.6A/H7. 029, não publicado.



- BRASMETRÔ 1993. Relatório Técnico - Acompanhamento da escavação do túnel Asa Sul - Jan-Fev/ 93. TCI Planejamento, Projeto e Consultoria Internacional Ltda. Relatório Técnico RT 6/70. 6A/B4.050, julho, não publicado.
- BRITO, A.M. & GUNN, M.J. 1987. Critical State Soil Mechanics via Finite Elements. Chichester, Ellis Horwood Ltd.
- BROWN, C.B. & KING, I.P. 1966. Automatic embankment analysis: equilibrium and instability conditions. *Géotechnique*, 16(3), p.209-219.
- CAMAPUM DE CARVALHO, J. & MORTARI, D. 1994. Caracterização geotécnica de solos porosos do Distrito Federal. *III Simpósio sobre Escavações Subterrâneas*, Brasília, DF, p.109-122.
- CAMAPUM DE CARVALHO, J.; BERBERIAN, D.; FERREIRA, E.S. & NUNES, P.M. 1987. Influência del ph del liquido de saturación en la colapsibilidad. *VIII Cong. Panamericano de Mec. dos Solos e Eng. de Fundações*, Cartagena, Colômbia, 1, p.1-8.
- CARVALHO, J.C.; MORTARI, D.; ARAKI, M.S. & PALMEIRA, E.M. 1994. Aspectos relativos a colapsividade da argila porosa de Brasília, Distrito Federal. *X Cong. Bras. de Mec. dos Solos e Eng. de Fundações*, Foz do Iguaçu, PR, p.1157-1163.
- CELESTINO, T.B. 1992. Projeto de revestimento de túneis em concreto projetado. *Encontro Técnico CBT - ABMS*, São Paulo, SP, v.1, p.1-20.
- CELESTINO, T.B. 1996. Early-age shotcrete perfomance at excavation faces of underground works. *SUPUS*, CBT, ABMS, IBRACON, ITA, São Paulo, SP, v.1, p.77-88.

- CELESTINO, T.B. & DUNCAN, J.M. 1981. Simplified search for non-circular slip surfaces. *X Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng.*, Stockholm, p.391-394.
- CELESTINO, T.B. & FERREIRA, A.A. 1996. Building damage associated to recent tunnels excavated for the São Paulo Subway. *North American Tunneling Conference*, ITA, Washington D.C..
- CELESTINO, T.B. & WATANABE, R.M. 1973. Uma comparação entre análises planas e tridimensionais de tensões e deslocamentos em barragem de terra - aplicação à usina de Ilha Solteira. *IX Seminário Nacional de Grandes Barragens*, Rio de Janeiro.
- CHANG, Y. 1994. Tunnel support with shotcrete in weak rock: a rock mechanics study. Ph.D. Thesis, Royal Institute of Technology, Stockholm, 166 p.
- CINTRA, J.C.A. 1995. Fundações em solos colapsíveis. Tese de Livre-Docência. Escola de Engenharia de São Carlos, USP, 124 p.
- CUNDALL, P. & HART, R. 1992. Microcomputer programs for explicit numerical analysis in geotechnical engineering. *Seminar on Num. Meth. in Geomechanics*, Moscou.
- DEERE, D., PECK, R.B., MONSEES, J.E. & SCHMIDT, B. 1969. Design of tunnel liners and support systems. Report PB-183799. NTIS, U.S. Department of Commerce, Springfield, VA 22161.
- DONALD, I.B. 1994. The extended criss method for calculating slope satability. *XIII Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng.*, New Delhi, p.939-942.
- DRUCKER, D.C. & PRAGER, W. 1952. Soil mechanics and plastic analysis on limit design. *Quarterly of Applied Mathematics*, v.10, n^o 2, p.157-165.

- DUNCAN, J.M. & CHANG, C.Y. 1970. Non-linear analysis of stress and strain in soils. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, ASCE, v.96, SM5, p.1629-1653.
- DUNLOP, P. & DUNCAN, J.M. 1970. Development of failure around naturally excavated slopes. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, ASCE, v.96, SM2, p.471-493.
- ECKSCHMIDT, H.R. & CELESTINO, T.B. 1982. Tendências na aplicação de concreto projetado em obras subterrâneas. *I Simpósio sobre Escavações Subterrâneas*, Rio de Janeiro, RJ, v.1, p.467-484.
- FARIAS, M.M. & ASSIS, A.P. 1994. Simulação numérica de um túnel em solo poroso e colapsível. *III Simpósio sobre Escavações Subterrâneas*, Brasília, DF, p. 263-275.
- FARIAS, M.M. 1993. Numerical analysis of clay core dams. Ph.D. Thesis, University of Wales, 159 p.
- FARIAS, M.M. 1994. Uso de elementos finitos para o cálculo do fator de segurança. *INFOGEO '94*, ABMS, São Paulo, SP, p.113-120.
- GIAM, S.K. & DONALD, I.B. 1988. Determination of critical slip surfaces for slopes via stress-strain calculations. *Australia-New Zeland Conference on Geomechanics*, 11, p.461-464.
- HEINZ, P. 1984. Applications of the New Austrian Tunneling Method in urban areas. M.Sc. Thesis, University of Alberta, 323 p.
- HOEK, E. & BROWN, E.T. 1982. Underground excavations in rock. The Institution of Mining and Metallurgy, 527 p.

- JENNINGS, J.E. & KNIGHT, K. 1957. The additional settlement of foundations due to a collapse of structure of sandy subsoils on wetting. *IV Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng.*, London, v.1, p.316-319.
- KOCHEN, R. 1997. *Comunicação Pessoal*.
- KONDNER, R.L. & ZELASKO, J.S. 1963. A hiperbolic stress strain formation for sands. *II Cong. Panamericano de Mec. dos Solos e Eng. de Fundações*, v.1, p.289.
- KONDNER, R.L. 1963. Hiperbolic stress-strain - Response: cohesive soils. *ASCE*, v.89, SM1, fev., p.115.
- KULHAWY, F.H. 1974. Finite element modelling criteria for underground openings in rock. *Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, v.12, p.43-47.
- KULHAWY, F.H.; DUNCAN, J.M. & SEED, H.B. 1969. Finite element analysis of stress and movements in embankments during construction. Research Report, TE-69-4, Univ. of California, 169 p.
- KUWAJIMA, F.M. 1991. Soil-Concrete Interaction in Tunnels. Ph.D. Thesis, University of Alberta.
- LAABMAYR, F. & SWOBODA, G. 1978. The importance of shotcrete as support element of the NATM. *Shotcrete for Underground Support*, Austria.
- LEROUEIL, S. 1997. Critical state soil mechanics and the behavior of real soils. *International Symposium on Recent Developments in Soil and Pavement Mechanics*. Rio de Janeiro, p.41-80.

- LINS, P.G.C. 1996. Considerações sobre a aplicação do método dos elementos finitos à análise de estabilidade de taludes. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos, USP, 129 p.
- MACEDO, P.M.; BRANDÃO, W. & ORTIGÃO, J.A.R. 1994. Geologia de engenharia no túnel da Asa Sul do metrô de Brasília. *IV Simpósio de Geologia do Centro-Oeste*, SBG, Brasília, DF, p. 206-209.
- MANUAL DO FLAC 1995. Manual do programa FLAC - Fast Lagrangian Analysis of Continua, Versão 3.3. Itasca Consulting Group, Inc., Mineapolis, USA.
- MANUAL DO FLAC 1997. Manual do programa FLAC - Fast Lagrangian Analysis of Continua, Versão 3.4. Itasca Consulting Group, Inc., Mineapolis, USA.
- MARIZ, D.F. & CASANOVA, F.J. 1994. Análise de alguns aspectos no mecanismo de colapso de solos do Planalto Central. *X Cong. Bras. de Mec. dos Solos e Eng. de Fundações*, Foz do Iguaçu, PR, p.1119-1125.
- MATSUI, T. & SAN, K. 1990. Hybrid slope stability analysis method with its applications to reinforced slope cutting. *Soil and Foundation*, v.30, n.2, p.79-88.
- MELLO, V.F.B. 1992. Relatório geológico-geotécnico e modelos geomecânicos. Relatório BSM 181192 apresentado Consórcio Brasmetrô, Brasília, não publicado.
- MORTARI, D. 1994. Caracterização geotécnica e análise do processo evolutivo das erosões do Distrito Federal. Dissertação de Mestrado, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 200 p.

- NEGRO, A. & KOCHEN, R. 1996. Shotcrete lined tunnels built in soft porous clay. *North American Tunneling*, ITA, Washington D.C., p. 389-393.
- NEGRO, A. 1988. Design of shallow tunnels in soft ground. Ph.D. Thesis, University of Alberta, 1480 p.
- NEGRO, A.; SOZIO, L.E. & FERREIRA, A.A. 1992. Túneis. *Solos da Cidade de São Paulo*, ABMS, v.7, p. 297-362.
- NG., R.M.C. & LO, K.Y. 1985. The measurement of soil parameter relevant to tunnelling in clays. *Canadian Geotechnical Journal*, v.22, p.375-395.
- ORTIGÃO, J.A.R. 1994. O túnel do Metrô de Brasília - Propriedades Geotécnicas e o Comportamento da obra. UFRJ, Rio de Janeiro, 116 p.
- ORTIGÃO, J.A.R.; KOCHEN, R.; BRANDÃO, W. & MACEDO, P.M. 1994. Comportamento do túnel em argila porosa de Brasília. *III Simpósio sobre Escavações Subterrâneas*, Brasília, DF, p.297-316.
- ORTIGÃO, J.A.R.; KOCHEN, R.; FARIAS, M.M. & ASSIS, A.P. 1996. Tunneling in Brasília porous clay. *Canadian Geotechnical Journal*, v.33, p.565-573.
- PANET, M. 1976. Stabilité et soutènement des tunnels. La mécanique des roches appliquée aux ouvrages du Génie Civil, Chapitre IX, p. 143-168. L'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
- PARREIRA, A.B. & AZEVEDO, R.F. 1994. Simulação numérica de túneis em solo escavados pelo método NATM. *III Simpósio sobre Escavações Subterrâneas*, Brasília, DF, p.241-254.

- PARREIRA, A.B. 1991. Análise de túneis rasos em solo - O túnel mineiro Paraíso da linha paulista do Metropolitano da Cidade de São Paulo. Tese de Doutorado. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, 298 p.
- PINTO, G.M.P. 1994. Deslocamentos do maciço e qualidade de construção dos túneis do Metrô de Brasília. *III Simpósio sobre Escavações Subterrâneas*, Brasília, DF, p.277-296.
- QUEIROZ, P.I.B. 1996. Simulação da construção de túneis pela teoria do estado crítico via elementos finitos. Dissertação de Mestrado. Instituto Tecnológico de Aeronáutica, São José dos Campos, SP, 117 p.
- RABCEWICZ, L.V. 1974. Novo método austríaco de abertura de túneis. Tradução Nº 6, S. Bertin Neto (trad.), ABGE, São Paulo, SP, p. 1-17.
- RABCEWICZ, L.V. 1979. Princípios e modos de aplicação do novo método austríaco de abertura de túneis com atenção particular às condições geotécnicas e topográficas brasileiras. Tradução Nº 8, H. Eckschmidt (trad.), ABGE, São Paulo, SP, p. 1-35.
- ROSCOE, K.H. & BURLAND, J.B. 1968. On the generalised stress-strain behavior of "wet clay", em *Engineering Plasticity*, pp. 535-609. J. Heyman e F.A. Leckei, Eds. Cambridge: Cambridge University Press.
- SCHWARTZ, C.W. & EINSTEIN, H.H. 1980. Improved design of tunnel supports : simplified analysis for ground-structures interaction in tunnelling. Department of Transportation, Massachusetts Institute of Technology, Washington DC, 427 p.
- SILVEIRA, E.B.S. 1974. Metrô e túneis em solo. *V Cong. Bras. de Mec. dos Solos e Eng. de Fundações*, São Paulo, SP, v.3, p.23-96.

- TEIXEIRA, A.S.N. 1994. Estudo do comportamento do túnel do metrô do Distrito Federal escavado em solos porosos e colapsíveis. Dissertação de Mestrado, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 203 p.
- THOMPSON, R.J. 1993. The location of critical slip surfaces in slope-stability problems. *J. S. Afr. Inst. Min. Metall*, 93(4), p.85-95.
- UnB. 1992. Relatório técnico dos resultados de ensaios de laboratório realizados sobre solos provenientes do traçado básico do metrô do Distrito Federal. Ensaio de adensamento e triaxiais em amostras provenientes dos blocos do trecho Asa Sul. Universidade de Brasília, Relatório G.RE - 025D/92 apresentado ao Consórcio Brasmetrô/TCI, Brasília, não publicado.
- VILAR, O.M.; RODRIGUES, J.E. & NOGUEIRA, J.B. 1981. Solos colapsíveis: um problema para a engenharia de solos tropicais. *Simpósio Bras. de Solos Tropicais em Engenharia*, Rio de Janeiro, v.1, p.209-224.
- ZOU, J.S.; WILLIAMS, D.J. & XIONG, W.L. 1995. Search for critical slip surfaces based on finite element analysis. *Canadian Geotechnical Journal*, v.32, p.233-246.

APÊNDICE A

CÁLCULO DOS FATORES DE ALÍVIO DE TENSÃO E DE AMOLECIMENTO DO SOLO

Os fatores de alívio de tensão e de amolecimento do solo foram determinados através do método derivado numericamente proposto por NEGRO (1988). As análises numéricas de túneis rasos em solo efetuadas neste método foram desenvolvidas com o método dos elementos finitos, com resposta não linear tensão x deformação do maciço representada pelo modelo hiperbólico (KONDNER, 1963). Este método foi implementado neste trabalho em ambiente de programação orientada a objetos, objetivando agilizar os estudos.

O primeiro passo para se utilizar o método é definir a geometria do problema, fornecendo o diâmetro do túnel - caso o túnel não seja circular, fornecer o diâmetro de um círculo com mesma área do túnel -, a altura e a cobertura do túnel. Deve-se na seqüência fornecer a geologia e as propriedades geotécnicas do maciço, representados pelos: peso específico do maciço, coeficiente de empuxo no repouso, coesão, ângulo de atrito, índice de ruptura e coeficiente de Poisson. A fim de se determinar o módulo tangente inicial do maciço deve-se fornecer o módulo tangente inicial do maciço nos pontos correspondentes ao rim, meio diâmetro acima do teto e meio diâmetro abaixo do piso da abertura do túnel (FIGURAS A.1 e A.4)

O próximo passo é determinar os recalques nos pontos do contorno do túnel (teto, rim e piso) no momento imediatamente anterior à ativação do suporte. Negro (1988) propõe curvas parametrizadas derivadas de análises numéricas tridimensionais, considerando o comportamento do maciço elástico linear. Para se obter os recalques resultantes das análises 3D parametrizadas, o único dado de entrada que falta ser fornecido é a distância da frente de escavação à seção de ativação do revestimento (FIGURAS A.2 e A.5).

Fornecidos estes dados o programa está capacitado a calcular os parâmetros intermediários do método, necessários para se determinar a curva de reação do maciço e os fatores de alívio de tensão e de amolecimento do solo (FIGURAS A.3 e A.6).

A.1 - CÁLCULO DOS FATORES DE ALÍVIO DE TENSÃO E DE AMOLECIMENTO DO SOLO PARA O TRECHO EM ARGILA POROSA

The screenshot shows a software window titled "Entrada de Dados" with a standard Windows-style title bar. The window contains several sections of input fields:

- Dados Geométricos:**
 - Diâmetro do Túnel (m): 8.09
 - Altura do Túnel (m): 7.82
 - Cobertura do Túnel (m): 8.20
- Propriedades do Maciço:**
 - Peso Específico (kN/m³): 16
 - Coef. de Empuxo K₀: 0.60
 - Coesão (kPa): 22
 - Ângulo de Atrito (graus): 22
 - Índice de Ruptura R_f: 0.90
 - Coefficiente de Poisson: 0.30
- Módulo de Elasticidade (MPa):**
 - 1/2D acima do teto: 9.85
 - Rim: 23.55
 - 1/2D abaixo do piso: 58.32

There are two buttons: "Entrada de Dados" (highlighted with a dashed border) and "Continuar".

FIGURA A.1 - Entrada dos parâmetros geométricos do túnel e propriedades do maciço para utilização do método para o trecho em argila porosa.

Entrada de Dados - Recalques

Análise MEF 3D - Elástico Linear

Distância face-seção de ativação revestimento **Entrada de Dados**

7.2

	Teto	Rim	Piso
Recalque (mm)	<u>78,2511</u>	<u>19,0062</u>	<u>16,2332</u>

Continuar

FIGURA A.2 - Entrada de dados para se calcular os recalques derivados das análises parametrizadas 3D com modelo elástico linear para o trecho em argila porosa.

Saída parcial dos resultados

	Teto	Rim	Piso
Alfa referência	<u>0,3516</u>	<u>0,3066</u>	<u>0,2049</u>
U referência	<u>0,3769</u>	<u>0,2326</u>	<u>0,1054</u>
U/Uref	<u>1,9269</u>	<u>2,0461</u>	<u>4,3307</u>
U/Uref Limite Inferior	<u>0,1900</u>	<u>0,1700</u>	<u>0,3400</u>
U/Uref Limite Superior	<u>1,5800</u>	<u>7,8900</u>	<u>2,3200</u>
Lambda	<u>-0,5281</u>	<u>-0,3750</u>	<u>-3,1736</u>
Lambda linha	<u>0,3996</u>	<u>0,1902</u>	<u>0,7978</u>
Alfa	<u>0,5373</u>	<u>0,4215</u>	<u>0,8554</u>
Lambalinha Inicial	<u>1,0818</u>	<u>1,3047</u>	<u>1,0128</u>
Et s/ interação revest (MPa)	<u>3,6381</u>	<u>3,4334</u>	<u>45,9406</u>
Alívio de tensão no maciço	<u>0,5589</u>		
Amolecimento médio do maciço	<u>0,3967</u>		

FIGURA A.3 - Visualização dos parâmetros intermediários do modelo e dos fatores de alívio de tensão e de amolecimento do solo para o trecho em argila porosa.

A.2 - CÁLCULO DOS FATORES DE ALÍVIO DE TENSÃO E DE AMOLECIMENTO DO SOLO PARA O TRECHO EM SOLOS RESIDUAIS DE METARRITMITOS ARENOSOS COM COBERTURA EM ARGILA POROSA

Entrada de Dados

?

Dados Geométricos

Diâmetro do Túnel (m)	8.09
Altura do Túnel (m)	7.82
Cobertura do Túnel (m)	8.20

Entrada de Dados

Propriedades do Maciço

Peso Específico (kN/m ³)	16
Coef. de Empuxo K ₀	0.60
Coesão (kPa)	14
Ângulo de Atrito (graus)	27
Índice de Ruptura R _f	0.90
Coefficiente de Poisson	0.30

Continuar

Módulo de Elasticidade (MPa)

1/2D acima do teto	9.85
R _m	30.21
1/2D abaixo do piso	127.69

FIGURA A.4 - Entrada dos parâmetros geométricos do túnel e propriedades do maciço para utilização do método para o trecho em solos residuais de metarritmitos arenosos com cobertura em argila porosa.

Entrada de Dados - Recalques

Análise MEF 3D - Elástico Linear

Distância face-seção de ativação revestimento

Entrada de Dados

	Teto	Rim	Piso
Recalque (mm)	<input type="text" value="78,2511"/>	<input type="text" value="14,8162"/>	<input type="text" value="7,4142"/>

Continuar

FIGURA A.5 - Entrada de dados para se calcular os recalques derivados das análises parametrizadas 3D com modelo elástico linear para o trecho em solos residuais de metarritmitos arenosos com cobertura em argila porosa.

Saída parcial dos resultados

	Teto	Rim	Piso
Alfa referência	<input type="text" value="0,3920"/>	<input type="text" value="0,3528"/>	<input type="text" value="0,2242"/>
U referência	<input type="text" value="0,4202"/>	<input type="text" value="0,2677"/>	<input type="text" value="0,1153"/>
U/Uref	<input type="text" value="1,7283"/>	<input type="text" value="1,7781"/>	<input type="text" value="3,9586"/>
U/Uref Limite Inferior	<input type="text" value="0,1900"/>	<input type="text" value="0,1700"/>	<input type="text" value="0,3400"/>
U/Uref Limite Superior	<input type="text" value="1,5800"/>	<input type="text" value="7,8900"/>	<input type="text" value="2,3200"/>
Lambda	<input type="text" value="-0,4431"/>	<input type="text" value="-0,3170"/>	<input type="text" value="-2,8715"/>
Lambda linha	<input type="text" value="0,4588"/>	<input type="text" value="0,2456"/>	<input type="text" value="0,8264"/>
Alfa	<input type="text" value="0,5656"/>	<input type="text" value="0,4646"/>	<input type="text" value="0,8680"/>
Lambalinha Inicial	<input type="text" value="1,0818"/>	<input type="text" value="1,3047"/>	<input type="text" value="1,0128"/>
Et si interação revest (MPa)	<input type="text" value="4,1777"/>	<input type="text" value="5,6865"/>	<input type="text" value="104,1985"/>
Alívio de tensão no maciço	<input type="text" value="0,5907"/>		
Amolecimento médio do maciço	<input type="text" value="0,4042"/>		

FIGURA A.6 - Visualização dos parâmetros intermediários do modelo e dos fatores de alívio de tensão e de amolecimento do solo para o trecho em solos residuais de metarritmitos arenosos com cobertura em argila porosa.