Modelagem Numérica Tridimensional para Analisar o Mecanismo Interação Solo-Estrutura em Túneis Adjacentes

Ircílio Chissolucombe e Washington Fernandes de Oliveira

Resumo-A escavação de um túnel provoca a alteração do estado de tensões no maciço, como conseqüência disso, deslocamentos são gerados. Quando o túnel é escavado em áreas urbanizadas estes deslocamentos podem provocar danos nas estruturas localizadas dentro da zona de influência da escavação. Dependendo das condições do maciço, do tipo de estrutura, sua localização, método construtivo e dos parâmetros geométricos do túnel estes danos podem ser de graus de severidade que variam de desprezíveis a muito severos. Neste trabalho é apresentado um estudo tridimensional com o método dos elementos finitos para analisar o comportamento do maciço durante a escavação de túneis gêmeos. O modelo constitutivo utilizado foi o elástico linear, sendo utilizado o programa de elementos finitos Allfine na efetuação das simulações numéricas.

Palavras-chave—Artificiais, Elementos Finitos, Túneis, **Deslocamentos.**

I. INTRODUÇÃO

 $As_{\rm problemas}^{\rm LIMITAÇÕES}$ da mente humana são tais que todos os problemas que ocorrem na natureza não podem ser resolvidos de uma forma global, em uma única operação. Na solução dos problemas globais, engenheiros, cientistas e até economistas, separam os mesmos, em suas componentes individuais, cujos comportamentos são conhecidos sem dificuldade, e sua extensão leva ao sistema global.

Em muitos casos obtém um modelo adequado, com um número finito de componentes, e que são denominados discretos. Em outros casos, a subdivisão prossegue indefinidamente, e a solução destes problemas só se torna possível usando funções infinitesimais. Estes problemas são denominados contínuos.

Com o desenvolvimento dos computadores digitais de alta velocidade tornou-se fácil a resolução dos problemas discretos, inclusive aqueles com um número elevado de elementos. Como a capacidade dos computadores é limitada, a resolução dos problemas contínuos só pode ser feita mediante manipulações matemáticas. Engenheiros e matemáticos têm desenvolvido ao longo dos anos diversos métodos para discretizar os problemas do tipo contínuo, dentre os quais destacam-se: o método dos elementos finitos (MEF); método

das diferenças finitas (MDF) e o método dos elementos de contorno (MEC).

A grande vantagem do uso dos métodos numéricos é que os mesmos permitem incorporar à análise e execução de projetos fatores complexos como cargas dinâmicas, descontinuidades, heterogeneidades, comportamentos não lineares, etapas construtivas, entre outros.

Tsutsumi & Angelis Neto (1994) citam cinco passos básicos para o uso apropriado dos métodos numéricos que são: formulação teórica com leis constitutivas realistas; desenvolvimento de linguagem computacional; verificação de dados laboratoriais e/ou casos históricos: análise de características numéricas como convergência, precisão, estabilidade e consistência numérica; e aplicação em projetos.

Neste trabalho são apresentados resultados obtidos através de simulações numéricas pelo MEF. O objetivo das simulações numéricas foi determinar o campo e magnitude dos deslocamentos gerados pela escavação de dois túneis gêmeos. Para diminuir o custo computacional utilizou-se o modelo constitutivo elástico linear. O programa Allfine desenvolvido por Farias (1993) foi utilizado na efetuação das análises.

II. MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

O método dos elementos finitos (MEF) é sem duvida uma das ferramentas numéricas mais utilizadas na atualidade devido à sua capacidade de simular condições de contorno variadas, etapas construtivas, incorporar diferentes modelos constitutivos, e outras complexidades que envolvem os problemas de engenharia. Inicialmente o MEF foi desenvolvido para análises de problemas estruturais, mas a sua teoria original foi modificada de forma a permitir a análise de problemas envolvendo outros campos da engenharia. Na resolução de um problema pelo MEF usa-se uma das seguintes aproximações: método dos deslocamentos, método de equilíbrio e o método misto. No método dos deslocamentos, as incógnitas principais do problema são os deslocamentos. No método de equilíbrio as incógnitas principais do problema são as tensões, enquanto que os deslocamentos e as tensões são as incógnitas principais em um problema quando utiliza-se o método misto.

ARTIGO

Uma análise pelo MEF, onde os deslocamentos são as incógnitas fundamentais do problema envolve as seguintes etapas:

• Discretização do meio contínuo. O meio contínuo é o corpo físico, estrutura ou sólido sendo analisado. A discretização é o processo na qual o meio contínuo é subdividido mediante linhas e superfícies imaginárias em um número finito de elementos. Em uma análise bidimensional estes elementos podem ser triângulos, grupo de triângulos, e quadriláteros, enquanto que no caso tridimensional estes elementos podem ser tetraedros, prismas retangulares e hexaedros. Supõe-se que os elementos estão conectados por um número discreto de pontos, situados nos seus contornos, chamados de nós.

• Seleção do modelo de deslocamentos. Define-se um conjunto de funções que definem de maneira única o campo de deslocamentos dentro de cada elemento em função dos deslocamentos nodais em cada elemento. Normalmente as funções utilizadas são do tipo polinomial.

Cálculo da matriz de rigidez. A matriz de rigidez é composta pelos coeficientes das equações de equilíbrio derivados a partir da geometria, propriedades ou leis constitutivas adotadas em cada elemento, e pode ser obtida a partir do princípio dos trabalhos virtuais. As forças distribuídas atuantes no meio são convertidas em forças nodais equivalentes, obtendo-se assim uma relação de equilíbrio entre a matriz de rigidez, o vetor de deslocamentos nodais, e o vetor de forças nodais. A matriz de rigidez de cada elemento é associada, formando assim um sistema global. O mesmo acontece para o vetor de deslocamento de cada elemento, sendo a partir daí, fornecida uma relação de equilíbrio em função da matriz de rigidez e do vetor de forças nodais equivalentes global.

 Cálculos das incógnitas do problema. Os deslocamentos são calculados a partir da relação de equilíbrio descrita acima. No caso de problemas lineares eles são calculados de forma direta usando técnicas algébricas como o método de Gauss. Para o caso de problemas não lineares as soluções são obtidas por uma seqüência de etapas, onde em cada etapa ocorre a modificação da matriz de rigidez e/ou do vetor de forças. A partir do campo de deslocamentos nodais obtem-se de maneira única o estado de deformações em cada elemento. Estas deformações juntamente com as deformações iniciais e as leis constitutivas de cada material definirão o estado de tensões no elemento e no seu contorno.

A formulação matemática e outras informações mais detalhadas relacionadas ao MEF podem ser encontradas nos trabalhos de Desai & Abel (1972), Hinton & Owen (1977) e Zienkiewicz (1982).

III. MODELOS CONSTITUTIVOS

Dois corpos, com a mesma geometria, constituídos de materiais diferentes, e sujeitos a ação de cargas externas idênticas, reagirão de forma diferente a ação de um carregamento externo, ou seja a relação causa-efeito dependerá do material constituinte de cada corpo. O modelo matemático que permite reproduzir a relação entre a tensão e a deformação observada em um meio contínuo é denominado de modelo constitutivo. A formulação matemática das equações constitutivas é baseada em observações experimentais, teorias físicas e nucleares. Desai & Siriwardane (1984) definem cinco etapas básicas para o desenvolvimento apropriado de um modelo constitutivo, como sendo as seguintes: formulação matemática, identificação dos parâmetros dos materiais, determinação destes parâmetros a partir de ensaios, verificar a variação dos parâmetros determinados para várias trajetórias de tensão e condições físicas, e por último comparar o comportamento do material evidenciado nos ensaios com as leis constitutivas adotadas.

O incremento no estado de tensões de um corpo sujeito a um determinado carregamento é definido em termos de seis componentes de tensões, expressas pelo seguinte vetor:

$$\left\{ d\sigma \right\}^{\mathrm{T}} = \left\{ d\sigma_{\mathrm{x}}, d\sigma_{\mathrm{y}}, d\sigma_{\mathrm{z}}, d\tau_{\mathrm{xy}}, d\tau_{\mathrm{yz}}, d\tau_{\mathrm{zx}} \right\}^{\mathrm{T}}$$
(1)

onde: $d\sigma_x$, $d\sigma_y e d\sigma_z =$ componentes de acréscimo de tensão normal; $d\tau_{xy}$, $d\tau_{yz} e d\tau_{zx} =$ componentes de acréscimo de tensão cisalhante.

Do mesmo modo o incremento de deformação, é definido por seis componentes de deformação de acordo com o vetor abaixo:

$$\left\{d\epsilon\right\}^{\mathrm{T}} = \left\{d\epsilon_{\mathrm{x}}, d\epsilon_{\mathrm{y}}, d\epsilon_{\mathrm{z}}, d\gamma_{\mathrm{xy}}, d\gamma_{\mathrm{yz}}, d\gamma_{\mathrm{zx}}\right\}^{\mathrm{T}}$$
(2)

onde: $d\epsilon_x$, $d\epsilon_y$, e $d\epsilon_z$ = componentes do acréscimo de deformação normal; $d\gamma_{xy}$, $d\gamma_{yz}$, e $d\gamma_{zx}$ = componentes de acréscimo de deformação cisalhante.

De acordo com a lei de *Hooke*, para um estado de deformação uniaxial, o acréscimo de tensões é diretamente proporcional ao acréscimo de deformações. Na forma generalizada da lei de *Hooke*, cada uma das seis componentes de acréscimo de tensões poderá ser expressa como uma função linear das seis componentes de deformação, e vice-versa. Assim a relação entre o acréscimo de tensões e de deformações fica expressa da seguinte forma:

$$\{d\sigma\} = [D]\{d\varepsilon\}$$
(3)

onde [D] é a matriz tensão-deformação, também conhecida como matriz constitutiva do material, e é dependente da lei constitutiva adotada.

IV. MÉTODOS NUMÉRICOS

Um dos grandes problemas da aplicação do MEF para soluções de problemas de escavação é a determinação de forma precisa das forças nodais equivalentes às tensões atuantes no interior de cada elemento, no contorno a ser escavado. A forma como as tensões no contorno da escavação são calculadas constitui uma das diferenças e também uma das principais fontes de erro, entre os vários procedimentos utilizados para simular escavações. Mana em 1978, citado por Nogueira (1998), utilizando as equações de equilíbrio estático do MEF, chegou a seguinte equação para o cálculo das forças nodais equivalentes no contorno da escavação:

$$\{F\} = \sum_{m=1}^{M} \int [B]^T \cdot \{\sigma\} \cdot dV \tag{4}$$

onde: $\{F\}$ = representa o vetor de forcas nodais equivalentes ao estado de tensão dos elementos a serem escavados e que possuem contornos comuns com os elementos não escavados;M = representa o número de elementos a serem escavados e que possuem contornos comuns com os elementos não escavados; $[B]^T$ = matriz deslocamento-deformação transposta; $\{\sigma\}$ = estado de tensões nos elementos a serem escavados e que possuem contornos comuns com os elementos não escavados.

Brown e Booker em 1985 (citados por Nogueira, 1998), mostraram que o procedimento proposto por Mana em 1978 (citado por Nogueira, 1998) não garante o equilíbrio total e erros são propagados a medida que aumenta o número de estágios de escavação, embora reconhecendo a adequabilidade do mesmo para determinados tipos de problemas.

Brown e Booker em 1985 (citados por Nogueira, 1988) propuseram um método pelo qual as forças nodais equivalentes no contorno da escavação são obtidas integrando numericamente as tensões, as forças de massa e as forças de superfície atuando na massa de solo, de tal modo que o equilíbrio total é garantido a cada estágio. Para análises não lineares elastoplásticas onde a condição de equilíbrio global é verificada a cada interação esta consideração torna-se de fundamental importância. Assim as forças nodais equivalentes em um estágio i de escavação são obtidas da seguinte forma:

$$\left\{F_{i}\right\} = \int_{V_{i}} \left[B\right]^{T} \sigma_{i-1} dV + \int_{V_{i}} \left[N\right]^{T} b dV - \int_{S_{i}} \left[N\right]^{T} t dS \qquad (5)$$

onde: Vi, Si = representam, respectivamente o volume e o contorno do domínio após a escavação; $\{F_i\}$ = forças nodais equivalentes ao estado de escavação atual; $[N]^T$ = matriz de interpolação.

A primeira parcela da Equação (5) representa as forças nodais equivalentes ao estado de tensão total num estágio de escavação anterior ao corrente. A segunda e a terceira parcela são, respectivamente, as forças nodais devido às forças de massa e as forças de superfície.

Nogueira (1998), analisando escavações pelo MEF, demonstrou que as forças nodais equivalentes calculadas pelo procedimento proposto por Mana em 1978 (citado por Nogueira, 1998) dependem da geometria da malha, precisando de uma discretização melhor na região próxima à escavação. Isto deve-se ao fato da formulação do MEF, em termos de deslocamentos, não avaliar as tensões nos pontos nodais e sim nos pontos de Gauss no interior do elemento. Já o procedimento proposto por Brown e Booker em 1975 (citados por Nogueira, 1998) mostrou ser independente da discretização.

Durante a escavação de um túnel, as tensões iniciais do maciço são distribuídas em várias partes, sendo que uma primeira parte é dissipada pelo efeito de convergência, ou seja, variação do estado de tensões que acontece a uma distância aproximada de 2 a 3D a frente da face de escavação. A segunda parte é suportada pelo solo atrás da face de escavação, e a última parte é suportada pelo suporte primário.

A simulação numérica da escavação de um túnel será tanto mais realista quando são incorporadas as diferentes distribuições de tensões descritas acima. Negro Jr. (1988) descreve três métodos utilizados para simular a escavação de um túnel como sendo:

• Método de Ativação da Gravidade - esta técnica consiste em simular o efeito da escavação do túnel em duas etapas distintas, sendo que em uma etapa a simulação é efetuada considerando a cavidade do túnel, e na outra o efeito do túnel é desconsiderado. A sobreposição das duas etapas fornece o efeito da escavação. Nesta análise o valor do coeficiente de empuxo no repouso Ko é obtido em função do coeficiente de Poisson. Esta técnica não permite modelar a seqüência de escavação, sendo adequada para simular a escavação de um túnel a seção plena, e quando o material possui um comportamento linear elástico.

• *Método Convencional* - o método convencional está subdividido em duas técnicas, sendo a reversão das tensões iniciais, e a relaxação das tensões iniciais. Na técnica de reversão de tensões, as forças nodais equivalentes são calculadas e aplicadas em sentido contrário ao longo do contorno da escavação e a rigidez dos elementos a serem escavados é reduzida a um valor de 10⁻⁶ vezes do valor original. Esta técnica é sensível ao número de estágios de escavação. Já na técnica de relaxação de tensões, os elementos a serem escavados são desativados da malha, as tensões in situ são convertidas em forças nodais e aplicadas no contorno do núcleo a ser escavado. A simulação da escavação.

• *Método Geral* - as forças nodais equivalentes são calculadas para cada etapa de escavação. Os elementos a serem escavados são desativados e não entram na solução de equilíbrio. Esta técnica permite uma aproximação mais rigorosa e é insensível ao número de estágios de escavação.

A grande maioria dos estudos sobre simulação numérica de túneis restringe-se a análises bidimensionais em estado de deformação plana, onde através de artifícios, procura-se introduzir o efeito da tridimensionalidade (Parreira & Azevedo, 1994). Isto é devido aos altos custos computacionais e o excesso de tempo que requer uma análise 3D, como também a dificuldade na preparação dos dados e interpretação dos resultados de uma análise 3D. Negro & Queiroz (1999) apresentam uma revisão de 65 trabalhos sobre simulação numérica de túneis e mostram que apenas 8% das análises realizadas foram para condições tridimensionais. ARTIGO

Negro Jr. (1988), descreve quatro procedimentos numéricos para levar em conta o efeito da tridimensionalidade em uma análise numérica bidimensional como sendo: a remoção progressiva do núcleo, a redução das tensões do maciço, a redução da rigidez do núcleo e a convergência imposta.

Na remoção progressiva do núcleo os elementos a serem escavados são removidos obedecendo a seqüência de escavação. As tensões no contorno da região a ser escavada são zeradas e uma parte é aplicada no suporte. Este procedimento permite a escavação do túnel em diferentes estágios.

O procedimento de redução das tensões do maciço consiste na remoção completa dos elementos no interior do túnel e sua rigidez é reduzida para um valor próximo de zero. A área escavada não é representada na malha de elementos finitos. As tensões no contorno do túnel são reduzidas gradualmente até um valor prescrito. Após isto o suporte é ativado e as tensões restantes são aplicadas no suporte. Este procedimento é recomendado para escavações a seção plena.

Na redução da rigidez do núcleo, a rigidez dos elementos a serem escavados é reduzida até um fator estimado empiricamente. Usualmente este valor é obtido através de retroanálises. Este procedimento pode ser utilizando o método de reversão de tensões e o método geral, e é aplicado para os casos de escavação parcializada ou a seção plena.

No procedimento de convergência imposta, é imposto um deslocamento pré-determinado no contorno do túnel. Este procedimento somente é aplicado para escavações a seção plena.

Parreira & Azevedo (1994) descrevem um procedimento para simular a seqüência construtiva de um túnel em condições bidimensionais de deformação plana, baseado no método convencional. O procedimento é dividido em quatro etapas:

• O estado de tensão inicial, geostático, é obtido pela ação da gravidade sobre os extratos constituintes do maciço. Para defini-los são necessários o peso especifico e o empuxo em repouso dos materiais envolvidos.

• Uma parcela significativa de deformação ocorre através de um mecanismo de transferência de carga do trecho já escavado para o não escavado. Nesta etapa as forças nodais equivalentes ao estado de tensão in situ (Po) no contorno do túnel são calculadas e uma parcela das mesmas (Pi= α .Po) é aplicada no contorno do túnel no sentido inverso. Como os materiais envolvidos possuem uma reação não linear, deve-se cuidar para que o relaxamento correspondente a esta etapa não seja feito em um único estágio de carregamento.

• Os elementos a serem escavados são retirados e aplica-se no contorno escavado uma parte da força inicial restante (Pi= β .Po), no sentido inverso. Para avaliar a taxa de relaxamento a ser aplicada deve-se proceder a determinação do valor que provocaria a instabilidade no teto do túnel, aplicando uma parcela desta carga. • A deformação final é obtida ativando o suporte e aplicando-se em seguida, o relaxamento necessário para completar a anulação das forças Po, ou seja, $Pi=(1-(\alpha+\beta)Po)$.

Luna (1997), analisando a escavação de túneis em solos porosos e colapsíveis, verificou a inadequabilidade do processo construtivo proposto por Parreira & Azevedo (1994). Inicialmente quando considerava o efeito tridimensional na frente de escavação, sem considerar o colapso mantendo os elementos no núcleo a serem escavados, implicava em valores de (α) superiores a unidade. Quando permitida a ocorrência de colapso na primeira etapa da metodologia proposta por Parreira & Azevedo (1994), todos os elementos possíveis de colapsar o faziam nesta etapa, gerando recalques muito superiores, incompatíveis com as observações de campo.

V. APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS

A malha bidimensional constou de 328 elementos isoparamétricos quadriláteros de 4 nós cada um, perfazendo um total 351 nós (Fig. 1). Esta malha bidimensional estendeuse longitudinalmente por 40,0 m, sendo estes divididos em 20 seções. Passando a malha tridimensional a ter 6560 elementos quadráticos do tipo "Brick" de 8 nós cada um, perfazendo um total de 7171 nós (Fig. 3a).

Cada um dos túneis tinha 11 metros de diâmetro e seus eixos verticais estavam separados por uma distância de 30 m. Os parâmetros do solo utilizados foram os seguintes: $\gamma = 17$ kN/m3 - peso específico natural; E = 9 MPa - módulo de Young. A espessura de concreto no suporte utilizada foi de 0,15 m com E = 30 GPa.

O estudo tridimensional constou de análises elásticas linear, com avanços em seção transversal parcializada de 2 m de comprimento. A escavação a seção parcializada obedeceu às seguintes etapas construtivas: escavação da calota; escavação das laterais e revestimento da calota; escavação da bancada e do arco invertido, e revestimento das laterais; revestimento e do arco invertido (Fig. 2).

Nas Fig. 3a, 3b, 4a, 4b, 5a e 5b são apresentadas as malhas tridimensionais para as etapas onde a frente de escavação encontrava-se a 0, 6, 12, 20, 30 e 36 m.

Nas Fig. 6a, 6b, 7a, 7b, 8a e 8b são apresentados os deslocamentos horizontais na direção transversal ao túnel para as etapas onde a frente de escavação encontrava-se a 6, 12, 20, 30, 36 e 40 m. O valor máximo do deslocamento horizontal estabilizado foi de 94 mm, tendo ocorrido na lateral do túnel.

Nas Fig. 9a, 9b, 10a, 10b, 11a e 11b são apresentados os deslocamentos verticais para as etapas onde a frente de escavação encontrava-se a 6, 12, 20, 30, 36 e 40 m. O valor máximo do recalque estabilizado foi de 160 mm, tendo ocorrido no teto do túnel. O valor máximo do soerguimento foi de 200 mm, tendo ocorrido no piso do túnel.

O estado de tensões efetivas antes da escavação é apresentado na Fig. 12a. Já o estado de tensões verticais (σ y), horizontais transversais (σ x) e horizontais longitudinais (σ z) após a escavação completa são apresentados nas Fig. 12b, 13a e 13b.



Fig. 1. Malha de elementos finitos bidimensional, que posteriormente foi estendida longitudinalmente para formar a malha tridimensional.





Fig. 3. Malha de elementos finitos tridimensional com a frente de escavação a 0 m (a) e a 6 m (b).



Fig. 4. Malha de elementos finitos tridimensional com a frente de escavação a 12 m (a) e a 20 m (b).



Fig. 5. Malha de elementos finitos tridimensional com a frente de escavação a 30 m (a) e a 36 m (b).



Fig. 6. Deslocamentos horizontais transversais, com a frente de escavação a 6 m (a) e 12 m (b).



Fig. 7. Deslocamentos horizontais transversais, com a frente de escavação a 20 m (a) e 30 m (b).



Fig. 8. Deslocamentos horizontais transversais, com a frente de escavação a 36 m (a) e 40 m (b).



Fig. 9. Distribuição dos recalques, com a frente de escavação a 6 m (a) e 12 m (b).

ARTIGO



Fig. 10. Distribuição dos recalques, com a frente de escavação a 20 m (a) e 30 m (b).



Fig. 11. Distribuição dos recalques, com a frente de escavação a 36 m (a) e 40 m (b).



Fig. 12. Estado de tensões efetivas antes da escavação (a); estado de tensões efetivas horizontais (σ_v) após escavação (b).



Fig. 13. Estado de tensões horizontais ((σ_x) após escavação (a); estado de tensões horizontais (σ_z) após escavação (b).

VI. CONCLUSÃO

O estudo mostrou que o método dos elementos finitos continua sendo uma ferramenta poderosa na simulação de obras geotécnicas. Sendo superior aos métodos empíricos e analíticos porque permite incorporar várias situações de obra, tais como: estágios construtivos, diferentes geometrias e modelagem do comportamento do maciço.

No estudo em questão apesar da análise tridimensional ter sido efetuada com o modelo constitutivo elástico linear podemos verificar a tendência de comportamento do campo de tensões e de deslocamentos provocado pela escavação dos túneis gêmeos. Neste caso em particular teve-se um alto valor de soerguimento, superando o valor dos recalques.

REFERÊNCIAS

- [1] TSUTSUMI, M.; ANGELIS NETO, G. Uma análise pelo método dos elementos finitos de um túnel raso em solo. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE ESCAVAÇÕES SUBTERRÂNEAS, 3., Brasilia, 29-31 ago. 1994. Anais. São Paulo, ABMS/ABGE/CBT, 1994. p.255-262
- [2] FARIAS, M.M. (1993). Numerical Analysis of Clay Core Dams. PhD thesis, University of Wales, Swansea, UK, 159p.
- [3] DESAI, C.S. & ABEL J.F. (1972). Introduction to the Finite Element Method. Van Nostrand Reinhold Company, New York, USA, 447 p.
- [4] HINTON, E. & OWEN, D.R.J. (1979). An Introduction to Finite Element Computation. Pineridge Press Limited, Swansea, UK, 385p.
- [5] ZIENKIENWICZ, O.C. (1982). El Método de Los Elementos Finitos. Editorial Revert, S.A Impreso en Españã. 903 pp.
- [6] DESAI, C. S. & SIRIWARDANE, H. J. (1984). Constitutive Laws for Engineering Materials. Prentice–Hall, Inc, Englewood Cliffs, New Jersey, USA, 467 p.
- [7] NOGUEIRA, C.L. (1998). Análise Não Linear de Escavações e Aterros. Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, 250p.
- [8] NEGRO Jr., A. (1988). Design of Shallow Tunnel in Soft Ground. PhD Thesis, Departament of Civil Engineering, University of Alberta, Edmond, Alberta, Canada, 1480p.
- [9] [PARREIRA, A.B. & AZEVEDO, R.F. (1994). Simulação numérica de túneis em solos escavados pelo método NATM. 3 Simpósio Brasileiro de Escavações Subterrâneas, ABMS/ABGE/CBT/CNPq/UnB, Brasília, DF, 1: 241-254.
- [10] [12] NEGRO, A. & QUEIROZ, B.I.P. (1999). Prediction and performance of soft ground tunnels. International Symposium, ISSMG/Underground Construction in soft Ground/ Japanese Geotechnical Society, Tokyo, Japan, 1: 389-398.
- [11] [9] LUNA, S.C.P. (1997). Análise Numérica de Túneis em Solos Colapsíveis. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 151p.

Ircílio Chissolucombe Graduado em Engenharia Civil pela UFPB, Mestre em Engenharia Civil-Geotecnia pela UnB, Doutor em Engenharia Civil-Geotecnia pela UnB. Professor da Escola de Tecnologia da Faculdade Projeção. Desenvolve pesquisas nas áreas de Inteligência Artificial e Métodos Numéricos.

Washington Fernandes de Oliveira Graduando em Sistemas de Informação pela Escola de Tecnologia da Faculdade Projeção. This document was created with Win2PDF available at http://www.win2pdf.com. The unregistered version of Win2PDF is for evaluation or non-commercial use only. This page will not be added after purchasing Win2PDF.