

ANÁLISE NUMÉRICA DE CANAL DE IRRIGAÇÃO EM SOLO COLAPSÍVEL UTILIZANDO UM MODELO DE ESTADOS CRÍTICOS

Numerical analysis of irrigation canal on collapsible soil using a critical state model

Márcio de Souza Soares de Almeida*

Francisco Chagas da Silva Filho **

RESUMO - Neste artigo é apresentado um modelo de estados críticos para solos não saturados, mostrando a implementação em um programa de elementos finitos e aplicações. Comparado com o modelo Cam clay para solos saturados, este modelo, proposto inicialmente por Wheeler e Sivakumar (1995) e modificado por Silva Filho (1998), utiliza uma variável de estado de tensões adicional para representar o efeito da sucção nos solos não saturados, através da técnica de deformação inicial. Neste modelo os parâmetros podem ser obtidos a partir de experimentos simples, como é o caso do ensaio duplo de adensamento. E, visando enfatizar a importância da utilização de um procedimento simples no modelo elasto-plástico em solos não saturados, são apresentadas três análises: avaliação do procedimento de carregamento e saturação, verificação dos resultados dos ensaios de Lawton et al. (1989 e 1991) e um novo estudo do colapso do Canal de Bom Jesus da Lapa no estado da Bahia, Brasil.

SYNOPSIS - This paper presents a critical state model for unsaturated soils, showing the implementation in a finite elements program and applications of the model. Compared with Cam clay for saturated soils, this model, proposed initially by Wheeler & Sivakumar (1995) and modified by Silva Filho (1998), uses a state variable of stress additional to represent the suction effect in the unsaturated soils, using the technical of initial deformation. In this model the parameters can be obtained from simple experiments, like the oedometric double test. With intuit emphasize the importance of the utilization of a simple procedure in elasto-plastic model in unsaturated soils, are introduced three analyses: analysis of the saturation procedure, verification of the results presented by Lawton et al. (1989 and 1991) and a collapse new study of Bom Jesus da Lapa Irrigation Canal in Bahia state, Brazil.

1 – INTRODUÇÃO

A utilização do Método dos Elementos Finitos em Geotecnia tem permitido cada vez mais modelar com mais realismo o comportamento tensão-deformação-resistência dos solos. A utilização de modelos mais complexos tem sido facilitada com o uso dos recursos modernos dos computadores. E, desta forma os modelos elasto-plásticos são cada vez mais usados, como é o caso do modelo Cam clay, aplicado a solos saturados e baseado no conceito de estados críticos.

Orientados pelo sucesso do modelo Cam clay, Alonso, Gens e Josa (1990) propuseram a sua extensão para os solos onde não se tem a total saturação e que podem apresentar as flutuações de umidade e de sucção durante e após a execução de uma obra. Utilizando-se o modelo de Alonso et al. (1990) é possível fazer previsões de várias características dos solos

* Professor Doutor, Universidade Federal do Rio de Janeiro. E-mail: Almeida@geotec.coppe.ufrj.br

** Professor Doutor, Universidade de Fortaleza. E-mail: fchagas@unifor.br

não-saturados, tais como: colapso, expansão moderada e aumento da rigidez com o aumento da sucção.

No modelo proposto por Alonso et al (1990), o resultado do cálculo das deformações de colapso apresenta valores crescentes com o aumento das tensões de compressão, o que é contrário às observações experimentais (e.g. Maswoswe, 1985; Futai, 1997). Balmaceda (1991) e Wheeler e Sivakumar (1995) modificaram a superfície de escoamento proposta por Alonso et al. (1990) com o intuito de contemplar a ocorrência do colapso máximo medido por vários pesquisadores, entre os quais incluem-se os citados acima. Para a descrição deste comportamento foi necessário adicionar alguns outros parâmetros, tornando o modelo ainda mais complexo e de difícil utilização prática.

Neste trabalho é apresentada uma nova proposta que foi desenvolvida com base em três recomendações importantes que devem influenciar a criação de um modelo constitutivo. Estas recomendações podem ser vistas em Wheeler e Karube (1996) e são apresentadas a seguir.

- O modelo deverá representar adequadamente os aspectos do comportamento dos solos não saturados, que são importantes para uma determinada aplicação.
- Os parâmetros do modelo deverão ter um significado físico, e a sua medição deverá ser feita em ensaios de laboratório relativamente simples.
- A implementação do modelo em métodos numéricos deverá ser o mais simples possível.

Sugere-se para o melhor entendimento das propostas apresentadas neste trabalho, a leitura de Brito e Gunn (1987), que apresenta o modelo Cam clay modificado e que se tornou o ponto de partida para a proposta de Alonso, Gens e Josa (1990). Salienta-se, entretanto, que o modelo aqui apresentado (Silva Filho, 1998) não requer a realização de ensaios complexos para a determinação de um número considerável de parâmetros, conforme apresentado a seguir.

2 – MODELO PROPOSTO

Nos casos muito práticos, onde se tem limitações quanto aos ensaios com controle de sucção, os parâmetros deste modelo poderão ser obtidos a partir de um ensaio duplo triaxial (Lawton et al., 1991) ou edométrico (Jennings e Knight, 1957). Uma idealização do resultado de um ensaio duplo é apresentada na Figura 1. Nesta figura tem-se duas curvas ($v: \log \sigma_v$), uma que corresponde a amostra não saturada e com a sucção de campo, podendo ser medida por tensiômetros, e a outra curva saturada. No ensaio duplo as tensões verticais podem ser consideradas como o excesso da tensão total sobre a pressão do ar, que em geral é considerada igual a zero, podendo em alguns casos ser apresentada como ($\sigma_v - u_a$). Esta tensão vertical foi denominada por Alonso et al (1990) como tensão vertical líquida e difere da tensão efetiva uma vez que nos solos não-saturados utiliza-se as tensões líquidas e a sucção que podem causar efeitos independentes. No decorrer deste trabalho também será feita referência a tensão média líquida que é igual a tensão total média menos a pressão do ar ($p = \sigma_m - u_a$).

Com relação a estes ensaios, onde não se tem a possibilidade de medição de sucção, pode-se considerá-la constante durante o carregamento da amostra de solo nas condições de umidade utilizadas no ensaio, mesmo sabendo-se que o aumento das tensões de compressão gera um aumento no grau de saturação e a conseqüente redução de sucção.

No modelo elasto-plástico proposto a equação que define a curva de escoamento considera que a tensão de escoamento aumenta com a sucção e a plastificação se dá por aumento de tensão ou diminuição de sucção. A curva de escoamento no plano (p, s) foi denominada por Alonso et al. (1987) como LC (“Loading-Collapse”). No modelo proposto a sua obtenção é feita em ensaio duplo, sendo uma função linear entre os valores extremos saturado e não

saturado. É importante ressaltar que mais ensaios com diferentes teores de umidade podem ser realizados. Entretanto, recomenda-se que a partir destes resultados, a hipótese da variação linear dos parâmetros de compressibilidade e da tensão de escoamento entre apenas dois valores de sucção deverá ser usada com a avaliação da faixa de variação de tensões e de sucção para não se incorrer em resultados bastante diferentes do comportamento real esperado.

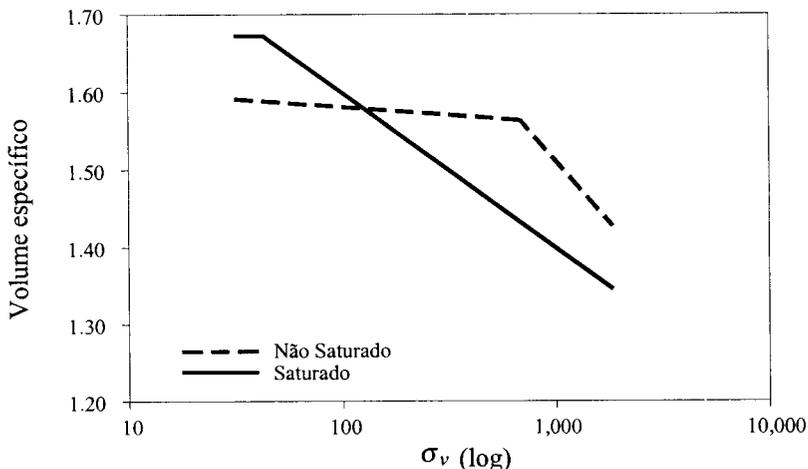


Fig. 1 - Resultado típico idealizado de um ensaio duplo de adensamento

A partir dos ensaios duplos de adensamento, sob umidade constante, determinam-se os parâmetros $\lambda(s)$, $\lambda(0)$ e as tensões de pré-adensamento $\sigma_v(s)$ e $\sigma_v(0)$. Os valores experimentais de $p_o(s)$ e $p_o(0)$ são obtidos a partir das tensões de pré-adensamento $\sigma_v(s)$ e $\sigma_v(0)$. Para esta adaptação, utiliza-se a equação proposta por Jaky (1948) para o cálculo do coeficiente de empuxo no repouso, K_0 e a equação que define a superfície de estados limites do modelo.

Para a determinação de $p_o(s)$ e $p_o(0)$, através da equação 1 é necessário conhecer os valores de $M(s)$ e $\mu(s)$, que são obtidos pelas equações que os associam aos ângulos de atrito ϕ' e ϕ^b de Fredlund et al. (1978). A determinação de ϕ' e ϕ^b pode ser realizada por correlações com a curva característica sendo útil em situações práticas, como a apresentada neste trabalho. Estes valores também podem variar com a sucção (Gan et al. 1988) e desta forma, os parâmetros do modelo proposto também deverão variar com a sucção, conforme pode ser visto nas equações 2 e 3.

$$q^2 = M(s)^2 (p + \mu(s))(p_o(s) + p) \quad (1)$$

$$M(s) = \frac{6 \text{sen } \phi'}{3 - \text{sen } \phi'} \quad (2)$$

$$\mu(s) = M(s) \tan \phi^b s \quad (3)$$

$$K_0 = 1 - \text{sen } \phi' \quad (4)$$

Vanapalli et al. (1996) salientam que qualquer investigação experimental de solos não saturados, em geral, é cara e de difícil execução. Por este motivo, propuseram a utilização de correlações para a obtenção dos parâmetros de resistência destes solos. Vanapalli et al. (1996) apresentaram uma regressão não linear, com ajuste da curva característica de um solo não saturado, através da umidade volumétrica e da sucção. A partir desta regressão, pode-se determinar o valor do ângulo ϕ^b , que será função da sucção. E com o valor de ϕ^b determina-se $\mu(s)$ para cada sucção, através da equação 3.

A determinação da curva característica do solo foi proposta por Fredlund et al. (1997), de forma simplificada, através de um modelo que utiliza os dados da granulometria do solo. Os autores mostraram várias previsões e concluíram que os resultados foram muito bons para areias e siltes, e razoável para argilas.

Finalmente, a partir dos parâmetros de resistência $M(s)$ e $\mu(s)$, calcula-se o estado de tensões no plano (p, q) correspondente às tensões de pré-adensamento saturada e não saturada. Com o par de tensões (p, q) utiliza-se a equação 1, para a determinação de $p_o(s)$ e $p_o(0)$.

$$p = \frac{(1 + 2K_0)\sigma_v}{3} \quad (5)$$

$$q = (1 - K_0)\sigma_v \quad (6)$$

Como no ensaio duplo tem-se apenas o conhecimento de duas curvas, a superfície de escoamento LC deverá ser interpolada entre os valores extremos de $p_o(s)$ e $p_o(0)$. Para a interpolação linear entre estes dois valores necessita-se de $[N(s) - N(0)]$, calculado a seguir na equação 7.

$$N(s) - N(0) = [\lambda(s) - \kappa(s)] \ln\left(\frac{p_o(s)}{P_{at}}\right) - [\lambda(0) - \kappa(0)] \ln\left(\frac{p_o(0)}{P_{at}}\right) - \kappa_s \ln\left(\frac{s + P_{at}}{P_{at}}\right) \quad (7)$$

3 – IMPLEMENTAÇÃO DO MODELO EM PROGRAMA DE ELEMENTOS FINITOS

Considerando a variação da sucção, a relação tensão-deformação para os solos não saturados é dividida em dois termos: um elástico e outro plástico, que será calculado sempre que houver acionamento da superfície de estados limites.

$$d\sigma' = D_{ep} (d\varepsilon - d\varepsilon_0) \quad (8)$$

Onde:

D_{ep} - a matriz elasto-plástica

$d\varepsilon$ - incremento de deformação específica total

$d\varepsilon_0$ - incremento de deformação específica inicial, compatível com o incremento de variação de sucção.

A técnica de deformação inicial na equação de trabalho virtual, que associa as forças externas e deslocamentos prescritos com as tensões e deformações no contínuo, é identificada como forças nodais aplicadas no elemento finito.

Quando a trajetória se desenvolve no interior da superfície de escoamento, a variação da sucção tem apenas uma componente elástica de força nodal, aplicada no elemento. Estas forças aplicadas nos nós do elemento tendem a comprimi-lo, caso haja aumento de sucção, e tendem a

expandi-lo caso haja redução de sucção. Quando a diminuição de sucção atinge a superfície de escoamento, forças nodais calculadas pela consideração do termo plástico da variação da sucção, comprimem e distorcem o elemento.

Utilizando os termos da relação tensão-deformação elasto-plástica para os solos não saturados que é função das formulações da superfície de escoamento LC e da elipse de plastificação do plano (p, q) , a relação tensão deformação é dada pela seguinte relação:

$$d\sigma' = D_{ep} \left\{ d\varepsilon - \left(m \frac{\kappa_s}{3v(s + p_{at})} + \frac{\frac{\partial Q}{\partial \sigma'} \frac{\partial F}{\partial s}}{-\frac{\partial F}{\partial \varepsilon_v^p} \frac{\partial Q}{\partial p'}} \right) ds \right\} \quad (9)$$

$$m = \{1 \ 1 \ 1 \ 0 \ 0 \ 0\}^T \quad (10)$$

$$D_{ep} = D_e - \frac{D_e \frac{\partial Q}{\partial \sigma'} \left\{ \frac{\partial F}{\partial \sigma'} \right\}^T D_e}{-\frac{\partial F}{\partial \varepsilon_v^p} \frac{\partial Q}{\partial p'} + \left\{ \frac{\partial F}{\partial \sigma'} \right\}^T D_e \frac{\partial Q}{\partial \sigma'}} \quad (11)$$

Onde:

- D_{ep} - matriz elasto-plástica;
- D_e - a matriz elástica;
- $d\varepsilon$ - incremento de deformação específica total;
- κ_s - coef. de compressibilidade ao longo das trajetórias de variação de s em descarregamento e recarregamento;
- v - volume específico;
- s - sucção;
- p_{at} - pressão atmosférica;
- Q - potencial plástico;
- F - função de escoamento;
- σ' - tensão normal;
- p' - tensão média;
- ε_v^p - deformação específica volumétrica plástica.

Para as trajetórias que envolvem variação de sucção em um programa de elementos finitos, faz-se necessária a implementação de um vetor de carregamento de variação de sucção, que entra na relação tensão deformação através da técnica de deformação inicial mencionada acima. Este vetor é da seguinte forma:

$$\int_{V'} B^T D_{ep} \varepsilon_0 d(vol) \quad (12)$$

Onde:

- B - matriz deformação-deslocamento;

$$\varepsilon_0 = m \frac{\kappa_s}{3\nu(s + p_{at})} ds + \frac{\frac{\partial Q}{\partial \sigma'} \frac{\partial F}{\partial s}}{-\frac{\partial F}{\partial \varepsilon'_v} \frac{\partial Q}{\partial p'}} ds \quad (13)$$

O vetor de variação do peso específico com a umidade, consequência da própria variação de sucção é dado por:

$$\int B_i^{(e)T} \delta \theta \gamma_w^{(e)} dV^{(e)} \quad (14)$$

Onde:

- $\delta \theta$ - variação de umidade;
- γ_w - peso específico da água.

4 – VALIDAÇÃO DO MODELO PROPOSTO

Neste item são apresentadas aplicações do modelo proposto, com o objetivo de ressaltar a sua importância para aplicações práticas, que não são possíveis com os modelos elasto-plásticos conhecidos na literatura. A primeira aplicação trata-se de análise teórica do colapso com as tensões p e q constantes onde se pode verificar o efeito do procedimento adotado pelo modelo que é composto de carregamento seguido de saturação, diferente do que é proposto por alguns autores (e.g. Mahler, 1994) que sugerem que o cálculo do colapso seja a diferença de deslocamentos de duas análises, uma com o solo seco e outra com o solo saturado. A previsão dos ensaios de Lawton et al. (1989 e 1991) e a simulação da construção do canal de irrigação de Bom Jesus da Lapa ilustram de forma clara a importância do procedimento proposto.

4.1 - Validação teórica do colapso com as tensões p e q constantes

Este exemplo tem o objetivo de mostrar a diferença entre o cálculo do colapso com a utilização do modelo com dois procedimentos, carregamento e saturação, comparado com o resultado obtido com o procedimento de um ensaio duplo de adensamento. Neste exemplo, entretanto, não se considerou restrição de deslocamento lateral e manteve-se, durante toda a trajetória idealizada, os valores de p e q constantes.

No ensaio duplo o colapso é o resultado da diferença entre os índices de vazios nas condições saturada e não saturada, podendo ser desprezada a trajetória de diminuição de sucção. Na condição edométrica ou isotrópica o cálculo do colapso com este procedimento apresenta-se coincidente com a trajetória de umedecimento. Entretanto, mantendo-se constantes os valores das tensões vertical e horizontal, o resultado final apresenta-se bastante discordante.

Utilizando-se dos parâmetros apresentados na Tabela 1, idealizou-se um ensaio com estado de tensões iniciais definido por ($\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3 = 50$ kPa) e sucção $s = 100$ kPa e $p_d(0) = 100$ kPa, indicado pelo ponto A na Figura 2. Aumentando-se as tensões de forma hidrostática até $p = 200$ kPa obtém-se uma pequena deformação axial correspondente ao ponto B da figura.

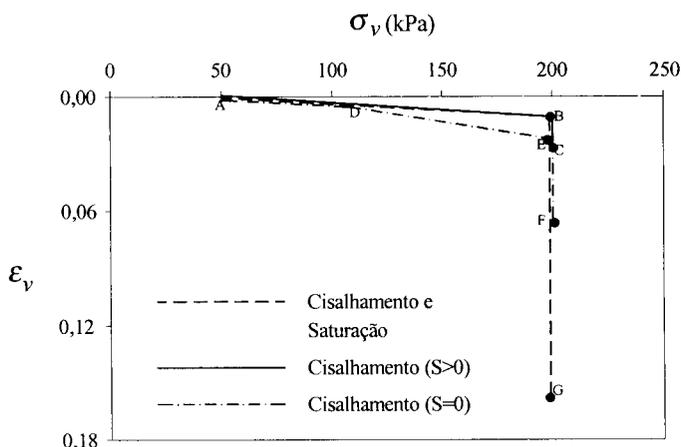


Fig. 2 – Cálculo do colapso com trajetória de saturação e procedimento de ensaio duplo

A partir do ponto B o solo é submetido a cisalhamento com p constante e até $q = 65$ kPa, provocando uma deformação axial até o ponto C da figura. Por outro lado aplicando-se outro caminho com os pontos inicial e final iguais, com o solo saturado a deformação axial resultante pode ser visualizada pelo ponto F. O colapso equivalente é a diferença entre os pontos F e C, quando se utiliza o procedimento de ensaio duplo.

Fazendo o cálculo com apenas uma trajetória, que é igual a ABCG na Figura 2, o colapso é igual ao trecho CG, e como se pode ver, existe uma diferença muito grande entre os dois procedimentos, o utilizado por um ensaio duplo e o carregamento seguido de variação de sucção, que é utilizado pelo modelo proposto.

4.2 - Previsões Experimentais com a Utilização do Modelo Proposto

Lawton et al. (1989) realizaram ensaios duplos edométricos com umidade constante em amostras obtidas a partir de diferentes energias de compactação e umidades. O objetivo era determinar a influência do método de compactação e da seqüência do carregamento-diminuição de sucção sobre o potencial de colapso. O solo utilizado era moderadamente expansivo, classificado no sistema unificado como SC, tipicamente utilizado em aterros e barragens.

O mesmo solo foi utilizado por Lawton et al. (1991) em ensaios duplos triaxiais, que visavam determinar a influência do colapso nas direções vertical e horizontal com relação à razão entre estas tensões aplicadas nestas direções (σ_v/σ_h). Os ensaios utilizados nas previsões foram realizados com amostras moldadas a 80% de compactação relativa e umidade de 13%. As amostras foram saturadas a diferentes valores de tensões verticais. A expansão ou colapso não correspondeu exatamente à diferença entre as curvas saturada e não saturada do ensaio duplo.

Lawton et al. (1989) concluíram que os ensaios duplos de adensamento apresentaram bons resultados na avaliação do potencial de colapso para o solo que estes autores estudaram. Entretanto, o mesmo não aconteceu com a estimativa do potencial de expansão. Os ensaios duplos triaxiais permitiram a Lawton et al. (1991) concluir que a deformação volumétrica de

colapso é dependente da tensão média p e independente da razão entre as tensões principais (σ_v/σ_h). Verificaram também, que as componentes de deformação vertical e horizontal são fortemente dependentes de (σ_v/σ_h) .

Alonso, Josa e Gens (1993 e 1995) apresentaram previsões dos ensaios de Lawton et al. (1989 e 1991) com a utilização do modelo Alonso et al. (1990). A redução das deformações de colapso com as tensões de compressão foram calculadas considerando uma superfície de estado para o grau de saturação e a sucção. As previsões que serão apresentadas a seguir não utilizaram esta superfície de estado e a diminuição do colapso foi obtida pelo modelo proposto, com bons resultados.

Com relação às previsões apresentadas neste trabalho, verifica-se pelas Figuras 3 e 4 bons resultados em comparação ao ensaio duplo, que corresponde a diferença entre as curvas

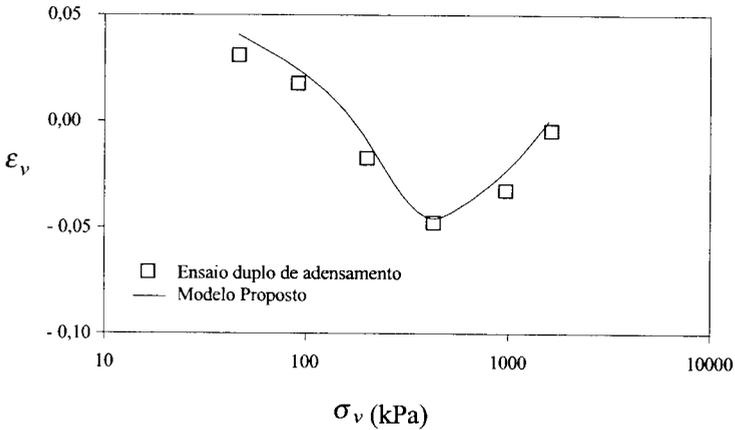


Fig. 3 – Comparação da previsão dos ensaios duplos de adensamento de Lawton et al. (1989) com o modelo proposto

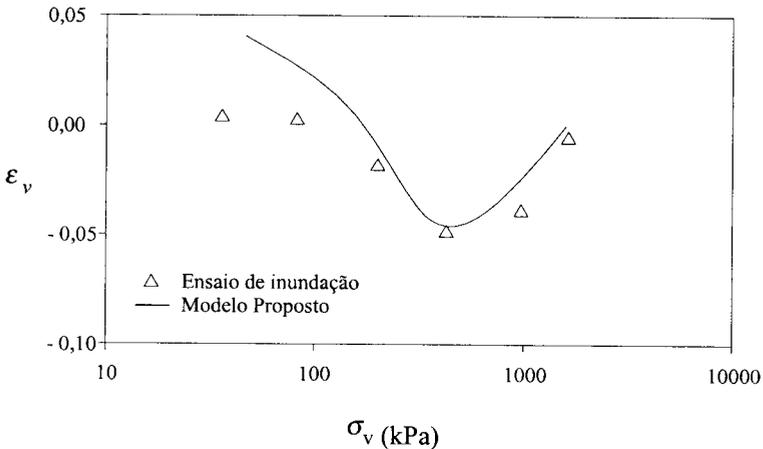


Fig. 4 – Comparação da previsão dos ensaios de inundação de Lawton et al. (1989) com o modelo proposto

saturada e não saturada. No entanto, quando se utiliza o resultado das deformações devido à inundação das amostras, os melhores resultados das previsões são obtidos para as deformações de colapso, não ocorrendo o mesmo para expansão. O Quadro 1 mostra os parâmetros obtidos do ensaio duplo de adensamento realizado por Lawton et al (1989) e que será utilizado nas previsões com a utilização do modelo proposto.

Quadro 1 - Parâmetros do modelo

Sucção (kPa)	$\lambda(s)$	$N(s)-N(0)$	$\mu(s)$ (kPa)	$M(s)$	$\kappa(s)$
Saturado	0,0912	0,0	0,0	1,2	0,015
Não-saturado	0,1620	0,281	150,0	1,2	0,010

Parâmetros constantes: $\kappa_s = 0,005$ e $G = 9000$ kPa

As previsões dos ensaios duplos triaxiais com inundações foram realizadas utilizando-se diferentes valores da tensão média (σ_m') e $\sigma_v'/\sigma_h' = 1,0; 1,5; 2,0$ e $3,0$. Os resultados das previsões são apresentados na Figura 5 e podem considerar-se resultados bastante satisfatórios. Nesta figura, as curvas com linhas contínuas correspondem aos resultados das previsões e os dados dos ensaios são indicados pelas linhas tracejadas.

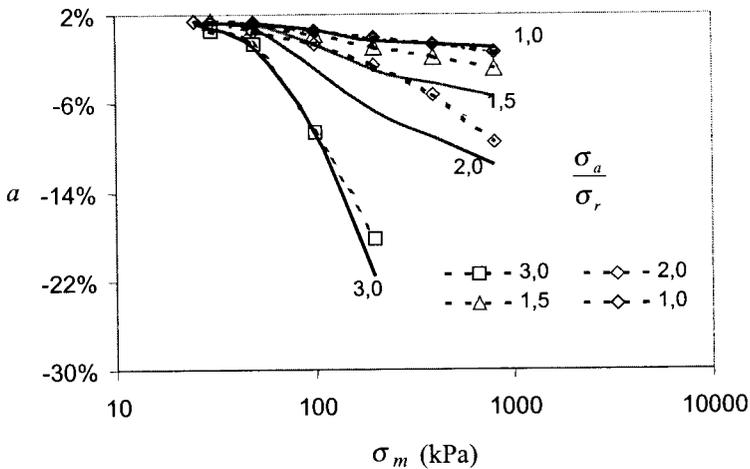


Fig. 5 – Comparação da previsão dos ensaios duplos triaxiais de Lawton et al. (1991) com o modelo proposto

5 - ESTUDO NUMÉRICO DO COLAPSO DO CANAL DE IRRIGAÇÃO DE BOM JESUS DA LAPA

Localizado próximo à cidade de Bom Jesus da Lapa, a oeste do estado da Bahia, encontra-se o perímetro de irrigação Formoso “A”. Neste perímetro foram construídos canais de irrigação de seção trapezoidal revestidos com concreto simples, moldados “in situ” sobre o solo, com o objetivo de evitar grandes perdas de água por infiltração e não possibilitar a diminuição das características hidráulicas do canal.

Através de um programa de ensaios de laboratório e de campo realizados pelo CEPED e por Mendonça (1990), foi detectado que o solo onde seria fundado o canal era potencialmente colapsável. A partir de então, foram realizadas análises por elementos finitos (Mahler, 1974; Pereira, 1986 e Iturri, 1991) que deram subsídios para a obtenção de uma solução viável em termos técnicos e econômicos.

Neste trabalho são realizadas novas análises com a aplicação do modelo de estados críticos proposto, tendo por objetivo verificar as condições de colapso do solo de fundação do canal, antes e após o seu enchimento. Como não foram feitas medidas de campo e a obra já foi executada, estas análises serviram para avaliar o modelo implementado em programa de elementos finitos.

5.1 Estudos numéricos anteriores

Iturri (1991), Pereira et al. (1990) e Mahler (1994) apresentaram análises numéricas que avaliavam o comportamento estrutural do conjunto solo de fundação e revestimento de concreto simples. Nestas análises foram feitas as simulações da construção do canal, enchimento e colapso de sua fundação. As análises foram realizadas com as formulações elástica não linear de Duncan e Chang (1970); elasto-plástica de Drucker e Prager (1952) e a formulação de Kim e Lade (1988).

Pereira et al. (1990) utilizaram em suas análises programas de elementos finitos desenvolvidos por Mahler (1974) e Pereira (1986), e inicialmente aplicados à análise bidimensional da construção e enchimento de barragens zonadas de terra e enrocamento. Os programas permitem também a simulação de cargas de água em superfícies impermeáveis, empuxo hidrostático, elasticidade não linear, considerando o colapso por redução das características mecânicas de materiais constituintes.

Mahler (1994) analisou o canal de Bom Jesus da Lapa com a utilização do Método dos Elementos Finitos com a formulação não linear de Duncan e Chang (1970), modificado com a formulação de Lade para o coeficiente de Poisson. Utilizou, ainda, a modelagem elasto-plástica de Drucker e Prager (1952) e de Kim e Lade (1988). Para a etapa de colapso, Mahler (1994) fez uso de uma formulação simplificada na qual faz duas análises, uma com o solo com a sucção de campo e outra com o solo saturado, sendo que o resultado do colapso seria a diferença dos deslocamentos nas duas situações. Mahler (1994) utilizou também a proposta de Nobari e Duncan (1972) que modela o colapso através de uma variação de rigidez. Os dois procedimentos são apresentados detalhadamente por Mahler (1994).

5.2 - Estudos do Colapso do Canal com a Utilização do Modelo Proposto

Neste trabalho são apresentadas novas análises da construção, enchimento e colapso da camada de solo natural colapsável. Para o estudo do colapso nestas análises, foi utilizado o modelo elasto-plástico proposto neste trabalho.

5.2.1 - Condicionantes e hipóteses adotadas

As análises foram realizadas em estado plano de deformação, utilizando a região entre o eixo do aterro, na margem direita do canal e a metade da base menor da seção trapezoidal, conforme indicado na Figura 6.

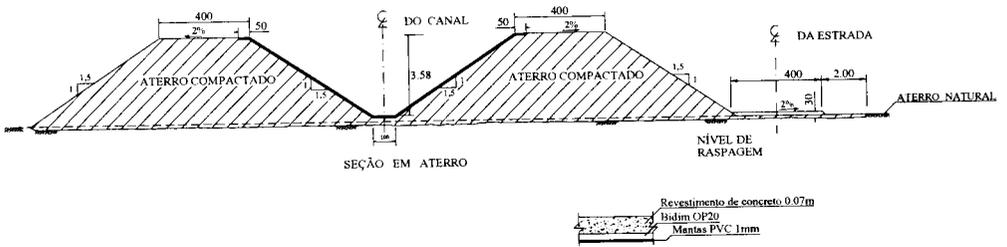


Fig. 6 – Seção transversal típica do canal de Bom Jesus da Lapa (CEPED, 1988)

A seção descrita acima também foi utilizada por Pereira et al. (1990), Iturri (1991) e Mahler (1994). Para a discretização da malha de elementos finitos do canal, considerou-se a existência de seis camadas de solo compactado, com altura total de 5,55 m, utilizando o elemento retangular de oito nós (LSQ). O solo compactado foi assentado em uma camada de solo colapsível de 1,0 m de espessura. Os elementos de concreto e junta elástica também são retangulares e ficaram acima do talude formado pelo solo compactado. A junta elástica fica localizada no topo da segunda camada de solo compactado e está inserida no revestimento de concreto. A Figura 7 apresenta as malhas de elementos finitos utilizadas nas análises. As justificativas das malhas adotadas serão apresentadas adiante.

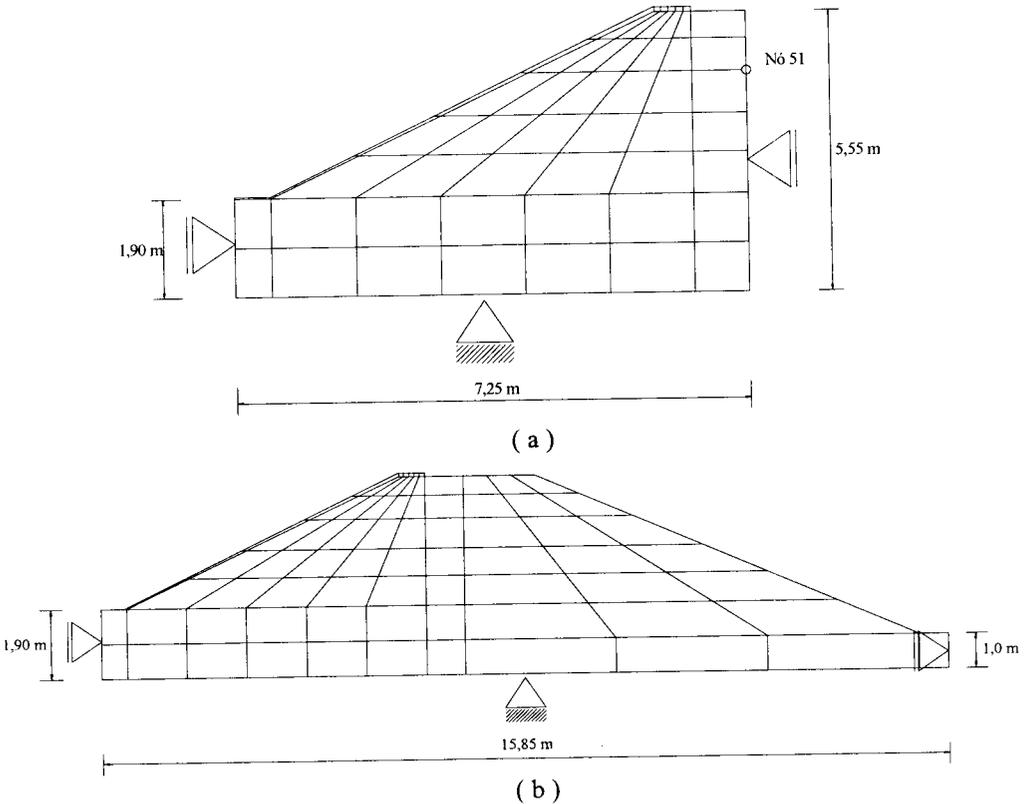


Fig. 7 – Malhas de elementos finitos utilizadas: a) construção e colapso; b) enchimento

Foi usado um programa que permite a utilização de modelos diferentes para materiais distintos e presentes em uma mesma análise. Para o solo compactado, o revestimento de concreto e a junta elástica foi adotado o modelo elasto-plástico perfeito de Drucker e Prager (1952), com parâmetros utilizados por Iturri (1991) e por Mahler (1994), conforme o Quadro 2. Para a camada de solo colapsível, adotou-se o modelo proposto, cujos parâmetros foram obtidos a partir de ensaio duplo edométrico realizado em amostras coletadas pelo CEPED a uma profundidade de 5,0 m na estaca 210. Com base no resultado deste ensaio, indicado na Figura 8, foram determinados os parâmetros $\lambda(s)$, $\kappa(s)$, $N(s)$, apresentados no Quadro 3. Já com relação aos parâmetros de resistência $\mu(s)$ e $M(s)$, foram adotados valores em conformidade com os ensaios de Mendonça (1990), realizados com amostras do mesmo solo. O parâmetro elástico κ_s foi ajustado pelas curvas do ensaio duplo.

Quadro 2 - Parâmetros do modelo Drucker e Prager (Mahler, 1994)

Material	E (kPa)	ν	γ (kN/m ³)	c (kPa)	ϕ (°)
Solo compactado	5400	0,45	15,46	125	26,6
Concreto	2×10^7	0,15	22,00	5000	10
Junta elástica	2000	0,49	11,00	1000	10

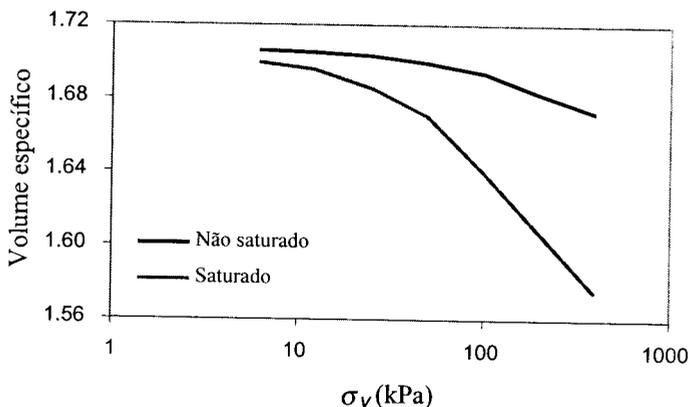


Fig. 8 – Curvas de compressão saturada e não-saturada, obtidas a partir de ensaios duplos de adensamento (CEPED)

O peso específico $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ da camada de solo colapsível de espessura de 1,0 m foi utilizado para a determinação das tensões iniciais verticais. Já as tensões horizontais, foram obtidas com a consideração de $K_0 = 0,5$. Devido à pequena espessura da camada de solo colapsível, a tensão de escoamento para a condição saturada foi considerada constante e igual a $p_o(0) = 32,4 \text{ kPa}$, estimada a partir do ensaio duplo.

Quadro 3 – Parâmetros do modelo proposto

Sucção (kPa)	$\lambda(s)$	$N(s)-N(0)$	$\mu(s)$ (kPa)	$M(s)$	$\kappa(s)$
Saturado	0,043	0,0	0,0	1,2	0,002
Não-saturado	0,014	0,031	60,0	1,2	0,002

Parâmetros constantes independentes da sucção: $\kappa_s = 0,005$ e $G = 3300 \text{ kPa}$

5.2.2 Análises realizadas com a utilização do modelo proposto

Para a realização de toda a análise do funcionamento do canal de irrigação de Bom Jesus da Lapa foram consideradas três etapas: 1) a construção do canal em camadas com a colocação do revestimento de concreto; 2) o enchimento do canal quando de sua entrada em operação, 3) o colapso da camada de solo natural por aumento de umidade. Estas análises são apresentadas nos itens a seguir.

Análise da construção

Para simular a construção do aterro, dividiu-se a análise em grupos de incrementos, sendo utilizados seis para a construção do aterro e um último para a colocação do revestimento e da junta elástica. A construção do aterro é simulada com a adição de elementos à malha de elementos finitos inicial, que por sua vez é constituída apenas da camada de solo natural. A Figura 9 mostra a seqüência da adição de elementos para a simulação da construção do canal.

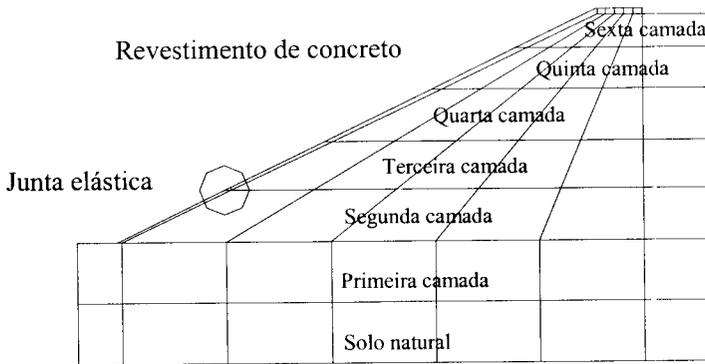


Fig. 9 – Simulação da construção do canal com a adição de elementos à malha de elementos finitos inicial

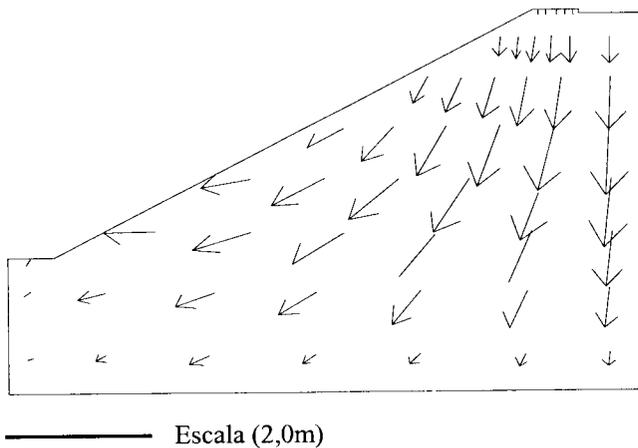
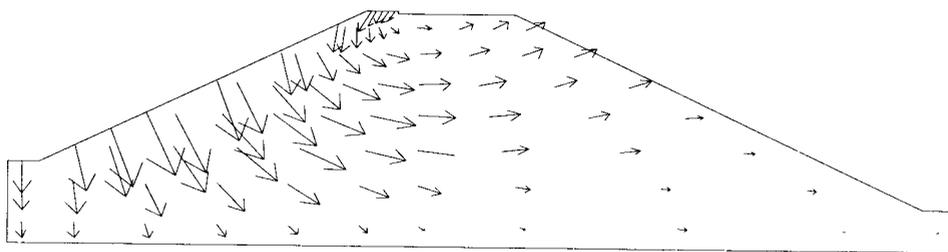


Fig. 10 – Vetores de deslocamentos de toda a etapa de construção (vetores aumentados em 100 vezes)

A Figura 10 apresenta os vetores de deslocamentos, no centro de cada elemento, após o final da construção do canal. Conforme se observa, durante a construção ocorre uma tendência dos deslocamentos verticais mais acentuados na região onde se apresenta o maior número de camadas. Devido à inclinação imposta pela seção transversal do canal, as componentes horizontais dos deslocamentos são orientadas para a parte interna da obra.

Enchimento do canal

Para a previsão do enchimento do canal, foi utilizada a malha de elementos finitos da Figura 7b, uma vez que nesta situação não se pode admitir a simetria do aterro do canal. O enchimento foi simulado em quatro etapas, e a Figura 11 mostra os vetores de deslocamentos gerados apenas na fase completa do enchimento do canal. Também se pode observar nesta figura que a carga de água no interior do canal promove uma inversão nos deslocamentos horizontais, principalmente na parte inferior da obra hidráulica. Observando-se a Figura 11 conclui-se que os vetores de deslocamentos apresentam, no topo do aterro, uma componente vertical ascendente. Esta orientação dos vetores de deslocamento sugerem a diminuição das tensões aplicadas na camada de solo colapsível, tendo um efeito minimizador dos efeitos do colapso na camada, já que o colapso para o nível de tensões estudado no ensaio duplo de adensamento aumenta com as tensões de compressão.



— Escala (2,0m)

Fig. 11 – Vetores de deslocamentos da etapa de enchimento (vetores aumentados em 200 vezes)

Análise do colapso

A fase de colapso foi simulada em dois momentos distintos e possíveis de ocorrer durante a operação do canal. Um primeiro caso seria a saturação da camada de solo natural no instante posterior à construção do canal e antes de seu enchimento. E uma segunda situação seria a saturação do solo colapsível após o enchimento do canal. Vale ressaltar, que a diminuição da sucção neste solo foi considerada de origem externa ao canal, ou seja, como o revestimento de concreto é admitido impermeável, sem a possibilidade de ocorrência de qualquer espécie de infiltração, o aumento do grau de saturação do solo colapsível se dá por levantamento do nível d'água.

O recalque de toda a massa de solo do canal foi mais significativo no primeiro caso, conforme visto nas Figuras 12 e 13, pois o canal vazio permite maiores deslocamentos no sentido de seu interior. Já no colapso com o canal cheio, as tensões desviadoras desenvolvidas são menores do que a situação do canal vazio, visto que como a existência do empuxo os deslocamentos neste sentido são minimizados. Entretanto, permanece a mesma tendência, pois o peso específico da água é bem inferior ao solo compactado.

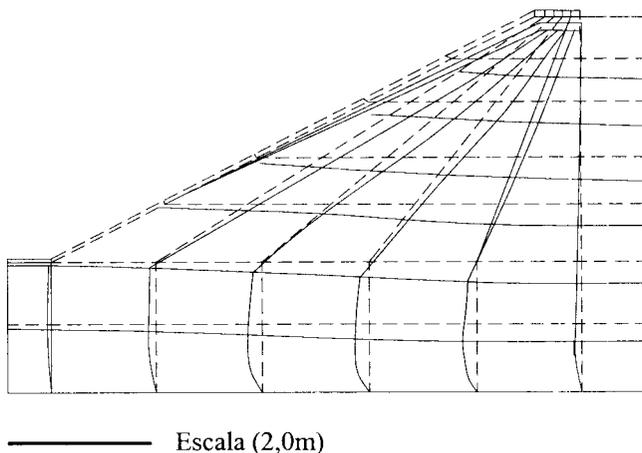


Fig. 12 – Malha deformada pelo colapso da camada de solo natural antes do enchimento do canal (deslocamentos aumentados em 10 vezes)

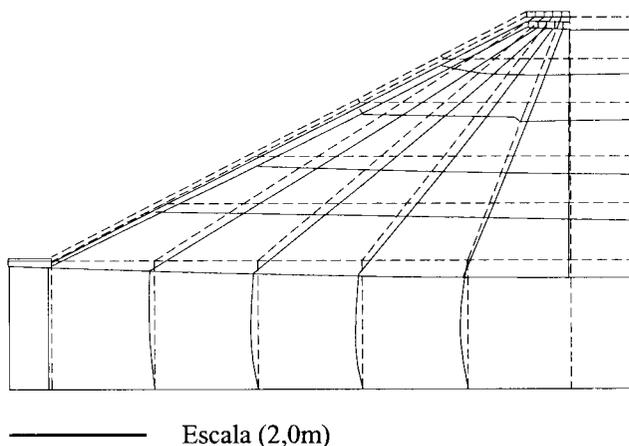


Fig. 13 – Malha deformada pelo colapso da camada de solo natural após o enchimento do canal (deslocamentos aumentados em 10 vezes)

O ponto correspondente ao nó 51 da malha de elementos finitos, apresentada na Figura 7, foi utilizado por Mahler (1994) para apresentar o recalque durante as fases de construção, enchimento e colapso do solo de fundação. No Quadro 4 estão apresentados os valores dos recalques neste ponto da malha para três casos estudados: construção, construção com colapso e colapso da fundação. Nos três casos citados acima a simulação do colapso foi realizada em duas situações: após o final de construção e após o enchimento do canal. O programa foi também utilizado com o procedimento sugerido por Mahler (1994) mas com o modelo proposto, conforme indicado na última coluna do Quadro 4.

Como se pode ver no Quadro 4, o cálculo do colapso com os dois procedimentos apresentaram resultados diferentes. A proposta de Mahler (1994) apresentou valores de recalques menores. Os resultados são mais discordantes para a saturação do solo com o canal

vazio. Estima-se que os resultados seriam iguais apenas para a condição hidrostática ou edométrica, conforme estudado no item 2.1.

Quadro 4 – Recalques calculados ao final de cada etapa no ponto nodal 51

Caso estudado	Casos analisados		
	Saturação após a construção	Saturação após o enchimento	Procedimento sugerido por Mahler (1994)
Construção	11,55	9,83	11,55
Construção com colapso	36,23	27,84	20,17
Simulação do colapso	24,68	18,01	8,62

6 - CONCLUSÃO

Neste trabalho foi apresentado um novo estudo do colapso do canal de irrigação de Bom Jesus da Lapa, construído com aterro compactado assente em camada de solo colapsível. Acima do aterro foi colocado um revestimento de concreto com o objetivo de definir uma seção trapezoidal resistente ao fluxo e que evitasse a infiltração de água para o aterro. No estudo foi utilizado um modelo elasto-plástico para solos não saturados proposto por Silva Filho (1998) cuja validação teórica e experimental para a condição de colapso é também apresentada neste trabalho.

Com base nos resultados apresentados neste trabalho e nos estudos realizados por Mahler (1994), pode-se concluir que o colapso do solo de fundação do canal com o recalque do aterro sobrejacente justifica a colocação de um revestimento de concreto com a capacidade de acompanhar estas deformações sem permitir a sua ruptura. A solução adotada com a colocação de juntas elásticas proporciona ao revestimento um comportamento mais elástico, suportando as deformações provocadas pelo colapso da fundação.

O estudo realizado neste trabalho compôs-se da simulação da construção do canal, enchimento e colapso do solo de fundação. O colapso do solo foi simulado por um programa elementos finitos com o modelo proposto. Os parâmetros do modelo foram obtidos de ensaio duplo edométrico. As simulações mostraram que a situação mais crítica seria o colapso da fundação antes do enchimento do canal.

A utilização da proposta de Mahler (1994) para o cálculo do colapso apresentou resultados de recalques bastante inferiores aos obtidos nesta nova análise, no cálculo do colapso através da variação de sucção, usando o modelo proposto por Silva Filho (1998). A utilização de modelos elasto-plásticos mostrou que para condições triaxiais a proposta de Mahler (1994) não deve se apresentar muito bem, ou seja, a previsão do colapso é bastante inferior ao esperado, conforme apresentado no Quadro 4.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Alonso, E. E., Gens, A. and Hight, D. W. (1987) Special Problems Soils. Proceedings 9th E.C.S.M.F.E. Dublin General Report, Section 5, 5.1-5.60

- Alonso, E. E., Gens, A. and Josa, A. (1990) A Constitutive Model for Partially Saturated Soils - *Géotechnique* 40 N. 3, 405 – 430
- Alonso, E. E., Josa, A., and Gens, A. (1993) Modelling the Behaviour of Compacted Soils. ASCE Geotechnical Special Publication. Edited by Sandra L. Houston and Warren K. Wray.
- Alonso, E. E., Josa, A., and Gens, A. (1995) Modelling the Behaviour of Compacted Soils upon Wetting. Encontro sobre solos não saturados. Curso de pós-graduação em engenharia civil – UFRGS. Porto Alegre – RS
- Balmaceda, A. (1991) Suelos Compactados: Um estudio Teórico y Experimental. Tesis Doctoral, Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona
- Britto, A. M. & Gunn, M. J. (1987) Critical State Soil Mechanics Via Finite Elements. John Wiley & Sons
- Drucker, D. C. and Prager, W. (1952) Soil Mechanics and Plasticity Analysis or Limit Design. *Q. Appl. Math.* 10(2), p. 157-165
- Duncan, J. M. and Chang, C. Y. (1970) Nonlinear Analyses of Stress and Strain in Soils. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations*. Division, ASCE, vol. 96, No. SM9, pp. 1629-1653
- Fredlund, D. G., Morgenstern, N. R. and Widger, R. A. (1978) The Shear Strength of Unsaturated Soils. *Canadian Geotechnical Journal* Vol. 15, No. 313-321.
- Fredlund, D. G., Rahardjo, H. and Gan, J. K. M (1987) Non-Linearity of Strength Envelope for Unsaturated Soils. 6th International Conference on Expansive Soils. 1-4 December-1987 New-Delhi – India
- Fredlund, D. G. & Rahardjo, H. (1993) *Soil Mechanics for Unsaturated Soils* - John Wiley & Sons, Inc., 513p.
- Fredlund M. D, Fredlund D. G. and Wilson G. W. (1997) Prediction of Soil-water Characteristic Curve from Grain Size. 3º Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, PUC/RIO
- Futai, M., M. (1997) Análise de Ensaios Edométricos com Sucção Controlada em Solos Colapsíveis . Tese de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro – RJ
- Gan J. K. M., Fredlund D. G. and Rahardjo H. (1988) Determination of the Shear Strength Parameters Soil Using the Direct Shear Test. *Canadian Geotechnical Journal*. Vol 25, pp 500 – 510
- Iturri, E. A. Z. (1991) Análise Elasto-plástica da Construção de Aterros. Tese de Mestrado, COPPE/UFRJ
- Jennings, J. E. B. & Knight, K (1957) The Additional Settlement of Foundations Due to Collapse Structure of Sandy Subsoil on Wetting - Fourth International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering, 1: 316 – 319
- Kim, M. K. and Lade, P. V. (1988) Single Hardening Constitutive Model for Frictional Materials, I. Plastic Potential Function. *Computers and Geotechnics*, 5(4), 307-324
- Lawton, E., Fragaszy, J. R., Hardcastle and Membrers (1989) Collapse of Compacted Clayey Sand. *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol 115, No. 9, September, 1989. ASCE
- Lawton, E., Fragaszy, J. R., Hardcastle and Membrers (1991) Stress Ratio Effects on Collapse of Compacted Clayey Sand. Vol. 117, No. 5 714 – 730. ASCE
- Mahler C. F. (1974) Estudo e Aplicação do Método dos Elementos Finitos a Barragens de Terra. Tese de Mestrado, COPPE/UFRJ – Rio de Janeiro – RJ
- Mahler, C. F. (1994) Análise de Obras Assentes em Solos Colapsíveis e Expansivos - Tese de D.Sc. COPPE/UFRJ
- Maswoswe, J. (1985) Stress Paths for Compacted Soil During Collapse Due to Wettinf - Ph.D. Thesis - Imperial College of Science and Technology, London, 485p.

- Mendonça, M. B. (1990) Comportamento de Solos Colapsíveis da Região de Bom Jesus da Lapa – Bahia. Dissertação de mestrado. COPPE/UFRJ – Rio de Janeiro -. RJ
- Nobari, E. S. & Duncan, J. M. (1972) Effect of Reservoir Filling on Stresses and Movements in Earth and Rockfill Dams- University of California, Berkley - USA, 186p.
- Pereira, J. H. F. (1986) Simulação da Construção e do Primeiro Enchimento do Reservatório de Barragens Zonadas de Terra e Enrocamento pelo Método dos Elementos Finitos. Tese de Mestrado, COPPE/UFRJ
- Pereira J. H. F., Mahler C. F. & Iturri, E. A. Z. (1990) Projeto Formoso A – Implantação de Canais de Irrigação em Solos Colapsíveis. IX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, Salvador, Ba
- Silva Filho F. C. (1988) Análise Numérica de Problemas em Solos Não Saturados: Modelagem, Implementação e Aplicações Práticas. Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, 253p.
- Vanapalli S. K., Fredlund D. G., Pufahi D. E. and Clifton A. W. (1996) Model for The Prediction of Shear Strength With Respect to Soil Suction. Canadian Geotechnical Journal, Vol 33, pp 379 – 392
- Wheeler S. J. & Karube, D. (1996) Constitutive Modelling. Proc. of The First Int. Conference on Unsaturated Soils, Paris.
- Wheeler, S. J. & Sivakumar V. (1995) An Elasto-plastic Critical State Framework for Unsaturated Soil. Géotechnique 45, No. 1, 35-53.