

# Análise do comportamento de solos não saturados a pequenas deformações.

Márcia M<sup>a</sup> dos Anjos Mascarenha, Manoel Porfírio Cordão Neto, Pedro Murrieta dos Santos Neto  
Universidade de Brasília, Brasília, Brasil, mmascarenha@unb.br, porfirio@unb.br, murrieta@unb.br.

Enrique Romero Morales, Eduardo Alonso Perez de Ágreda  
Universidade Politécnica da Catalunya, Barcelona, Espanha, enrique.romero-morales@upc.edu, eduardo.alonso@upc.edu

**RESUMO:** Nos últimos anos tem aumentado o interesse no meio geotécnico em relação ao comportamento dos solos a pequenas deformações, sendo que a maioria das pesquisas estão relacionadas a solos saturados, não considerando a influência da sucção na variação do módulo de rigidez do solo ( $G$ ). Neste trabalho foram realizados ensaios de coluna ressonante em um solo do canal Alguerry-Balaguery, Espanha, em amostras a diversos teores de umidade, a fim de investigar o comportamento de solos não saturados a pequenas deformações. Os valores de sucção do solo foram obtidos por meio da curva característica. Verificou-se que o comportamento do módulo de rigidez do solo ( $G$ ) é elástico-linear apenas para deformações angulares menores que 0,001% e que o mesmo é influenciado pela variação do estado de tensão do solo (tensão média e sucção).

**PALAVRAS-CHAVE:** Pequenas deformações, Coluna Ressonante; Solos não saturados.

## 1 INTRODUÇÃO

Nos últimos anos tem sido demonstrada a importância do comportamento do solo a pequenas deformações em alguns problemas geotécnicos, como por exemplo em túneis e escavações. Dessa forma, algumas pesquisas relacionadas a esse tema foram desenvolvidas, entre elas os trabalhos de Jardine *et al.* (1986), Viggiani & Atkinson (1995), Puzrin & Burland (1998) e Clayton & Heymann (2001).

A realização desses trabalhos só foi possível devido ao desenvolvimento de novas técnicas de medidas de deslocamentos a níveis não alcançados nos equipamentos convencionais. Geralmente são utilizadas técnicas dinâmicas para obter essas medidas, como os equipamentos de coluna ressonante (Wu *et al.* 1984) e os elementos flexores (Shirley & Hampton, 1977), que são baseados na medida da velocidade de onda.

A coluna ressonante permite medidas de deformações inferiores aos ensaios triaxiais, embora não atinja o nível de deformações

fornecido pelos ensaios de campo, conforme Figura 1.

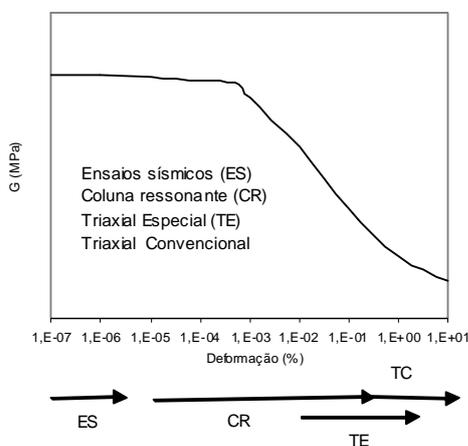


Figura 1. Curva de módulo de rigidez-deformação (Atkinson & Salfords 1991).

Os trabalhos mencionados anteriormente estão restritos ao âmbito dos solos saturados, sendo necessário mais pesquisas relacionadas ao comportamento de solos não saturados a pequenas deformações. Dessa forma, esse artigo pretende verificar a influência do estado de

tensão do solo (tensão média e sucção) na variação do módulo de rigidez .

Com esse objetivo, foram realizados ensaios em um equipamento de coluna ressonante da Universidade Politécnica da Catalunya, sem sucção controlada. Os ensaios eram realizados em amostras com diferentes teores de umidade e diversas tensões de confinamento. Os valores de umidade foram relacionados a valores de sucção por meio da curva característica.

Esse artigo apresenta uma descrição do equipamento utilizado, o procedimento de execução de ensaios empregado, além das vantagens e desvantagens do uso da coluna ressonante. Por fim, apresenta uma proposta de equação de superfície de estado, relacionando a variação de módulo de rigidez máximo,  $G_{max}$ , do solo com o estado de tensões.

## 2 METODOLOGIA DE ENSAIOS

### 2.1 Descrição do Equipamento

O equipamento de coluna ressonante é constituído de uma câmara de pressão, um sistema excitador compostas de bobinas e imãs, acelerômetro, osciloscópio, gerador de ondas, amplificador de carga e drenagem (Fig. 2).

O funcionamento da coluna ressonante se baseia na transmissão de ondas de cisalhamento através do solo. O sinal de onda é enviado ao sistema excitador pelo gerador de ondas que cria um campo magnético, provocando torção na amostra. A resposta do solo a essa vibração (deformação angular) é recebida pelo acelerômetro. A leitura e registro dos sinais enviados pelo gerador de ondas e pelo acelerômetro são feitos pelo osciloscópio. A frequência de vibração da onda a ser enviada é modificada até atingir a frequência de ressonância, que é alcançada quando os sinais enviados e recebidos pelo osciloscópio desenham uma elipse em um gráfico xy (Suriol 1993). Para modificar os valores de deformação angular do solo, as amplitudes das ondas a serem emitidas são modificadas em etapas até atingir o valor final desejado. Paralelamente, as

frequências de ressonância correspondentes a essas amplitudes são registradas.

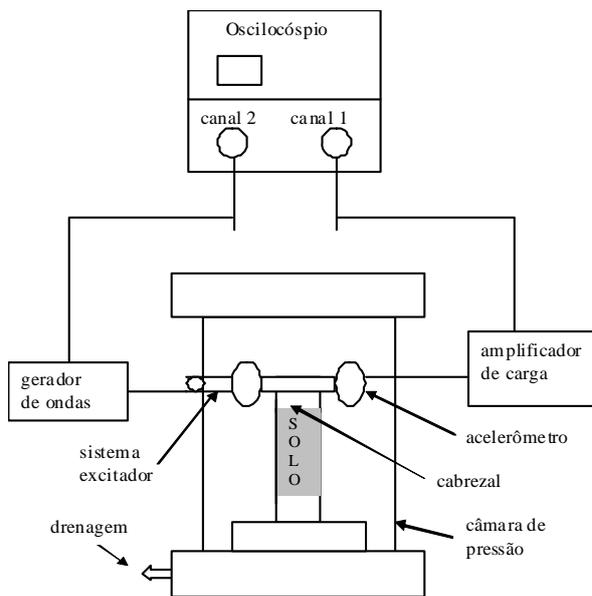


Figura 2. Coluna ressonante.

A velocidade da transmissão da onda de cisalhamento ( $V_s$ ) em um meio contínuo, elástico e isotrópico é dado pela Equação 1.

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (1)$$

onde  $\rho$  é a densidade do meio.

Considerando-se que o sistema de coluna ressonante é de oscilação forçada e com um grau de liberdade, a velocidade de transmissão da onda e a geometria da amostra determinam uma frequência de ressonância ( $f_r$ ). Utilizando-se a equação de equilíbrio dinâmico para esse tipo de sistema (Das 1983), o módulo de rigidez do solo pode ser determinado a partir da Equação 2.

$$G = k_1 f_r^2 \quad (2)$$

onde:

$G$  é o módulo de rigidez do solo;

$k_1$  é uma constante relacionada ao momento polar de inércia do corpo de prova, ao momento polar de inércia do conjunto móvel e à densidade do solo, que são constantes para um determinado ensaio;

O deslocamento angular máximo,  $\gamma_{\max}$ , da amostra provocado pela oscilação cíclica no topo da amostra é obtida pela Equação 3.

$$\gamma_{\max} = \left( \frac{R \cdot \delta}{L} \right) \quad (3)$$

onde  $\delta$  é o ângulo de deslocamento,  $R$  é o raio do corpo de prova e  $L$  é a altura do corpo de prova.

No entanto, este valor de deslocamento máximo não é constante ao longo de todo corpo-de-prova. Sendo assim, é necessário adotar o conceito de deslocamento angular médio,  $\lambda$ , o qual é obtido a partir da Equação 4.

$$\lambda = \frac{2R\delta}{3L} = \left( \frac{k^2 \cdot V_e \cdot 2R}{fr^2 \cdot 3L} \right) \quad (4)$$

onde  $\lambda$  é a deformação angular média do corpo de prova,  $k_2$  é uma constante específica do equipamento relacionada à conversão aceleração-tensão e  $V_e$  é o valor fornecido pelo acelerômetro em volts.

Este ensaio apresenta algumas limitações, as quais serão citadas a seguir. No entanto, esses inconvenientes são compensados pelas vantagens mencionadas posteriormente.

Vantagens:

- Capacidade de medição em um grande intervalo de deformações angulares (entre  $10^{-1}$  a  $10^{-5}$  %);
- Metodologia de ensaio menos complexa que a metodologia de ensaios triaxiais;

- Permite a obtenção de curvas módulo-deformação, a distintas tensões de confinamento, com um mesmo corpo-de-prova, devido ao caráter não destrutivo do ensaio.

Desvantagens:

- A célula convencional não apresenta um sistema de drenagem apropriado para a execução de saturação da amostra na própria câmara;
- O equipamento não permite a medição da variação volumétrica e de teores de umidade durante o processo de consolidação da amostra;
- Alto custo de aquisição do equipamento.

## 2.2 Procedimento de Ensaio

Para este trabalho foram realizados ensaios de coluna ressonante em amostras não deformadas, a teores de umidade de 4, 5, 8, 16 e 24%, sendo o primeiro valor a umidade natural do solo. Estes teores de umidade equivalem a graus de saturação de 14, 17, 30, 60 e 89%, respectivamente. Inicialmente a amostra era moldada em sua umidade natural e, posteriormente, era adicionada água até o valor de saturação desejado. Então a amostra era empacotada e levada à câmara úmida por um período de 15 dias a fim de estabilizar o valor da umidade.

No caso da amostra próxima à saturação, a mesma foi umedecida até um valor de saturação no qual fosse possível transportá-la à câmara sem deformá-la. Depois prosseguia-se com a tentativa de saturação da amostra no próprio equipamento. Entretanto, devido a limitações do equipamento, este processo não permitia que a amostra atingisse a condição saturada.

Em seguida, a amostra é colocada sobre uma pedra porosa fixa ao equipamento, coberta por duas membranas de látex. Na parte superior da amostra é colocada o cabezal com uma pedra porosa em sua extremidade inferior e o sistema excitador na extremidade superior. Fecha-se a câmara de pressão e aplica-se uma tensão de confinamento na amostra.

Inicialmente a amostra era consolidada a uma tensão de confinamento de 100 kPa e, após a consolidação, executava-se o processo de envio de ondas eletromagnéticas descrito anteriormente. Este processo era executado até um valor limite de amplitude de onda, no qual a frequência de ressonância correspondente apresentava uma pequena redução de valor. Esse procedimento garante que o ensaio está sendo realizado dentro do seu limite elástico-linear.

Esse mesmo procedimento era executado na amostra à tensões de confinamento de 200, 300, 400, 500 e 600 kPa. Por fim, a uma tensão de confinamento de 700 kPa, o ensaio prosseguia até atingir o máximo nível de deformação permitido pelo equipamento. Após o ensaio a amostra era retirada do equipamento, pesada, medida e levada à estufa para determinação da umidade final.

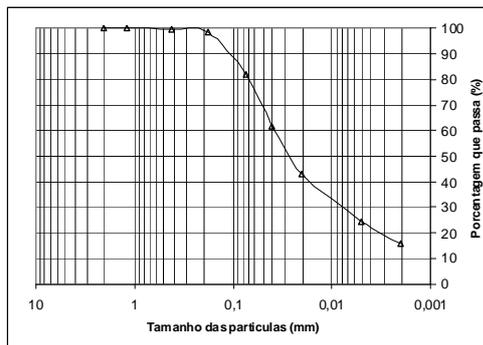
### 2.3 Descrição do Solo Utilizado

O solo escolhido para a pesquisa foi uma argila siltosa de alta porosidade e de comportamento colapsível da cidade de Lleida, a 156 km de Barcelona, Espanha, no qual foi construído o canal Algerri-Balaguer.

Os resultados dos ensaios de caracterização geotécnica estão resumidos na Figura 3, onde se apresenta a curva granulométrica da amostra, e na Tabela 1, onde se indicam os limites de consistência (limite de liquidez  $w_L$ , limite de plasticidade  $w_p$  e o índice de plasticidade IP), o peso específico seco ( $\gamma_d$ ), o peso específico dos sólidos ( $\gamma_s$ ), o índice de vazios ( $e$ ), a umidade natural do solo e a classificação segundo o Sistema unificado de classificação dos solos (SUCS).

Os dados experimentais para a determinação da curva característica do solo estudado foram obtidos utilizando dois equipamentos distintos: o psicrômetro de transistor (SMI) para valores de sucção maiores que 1 MPa e o oedômetro com sucção controlada para valores menores que 1 MPa. O princípio de funcionamento do SMI é baseado na lei psicométrica e a técnica

de imposição de sucção matricial nos ensaios oedométricos é a translação de eixos.



natural. Verifica-se que o solo apresenta valores de módulo de rigidez constante até uma deformação de 0,001 %, apresentando a partir desse valor um comportamento elástico não linear. Esse comportamento também foi observado nos demais teores de umidade. Portanto, os resultados demonstram que o limite do comportamento elástico linear do solo é independente do grau de saturação.

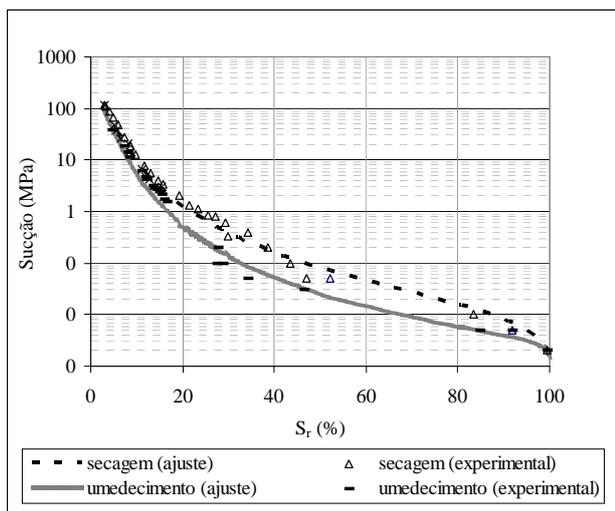


Figura 4 . Curva Característica do solo.

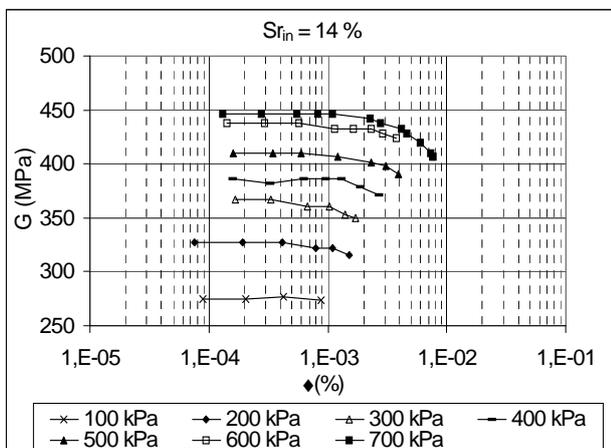


Figura 5 - Relação de  $G$  versus  $\gamma$  (%) a diferentes tensões de confinamento.

Nesse aspecto, os resultados estão de acordo com o modelo matemático proposto por Puzrin e Burland (1998), no qual definem duas regiões: uma região onde o comportamento tensão-deformação é não linear (SSR), mas completamente recuperável, a qual envolve uma

outra região, onde a resposta do solo é elástica-linear (LER), conforme Figura 6.

Clayton & Heymann (2001) realizaram ensaios triaxiais, com medidas de deformações locais, para três tipos de geomateriais: uma argila mole, uma argila rígida e uma rocha branda. Estes materiais foram escolhidos para representar solos com uma grande de variação de rigidez. Segundo os autores, o limite do comportamento elástico linear do solo é em torno de 0,001% de deformação axial, independente do valor do Módulo de Young.

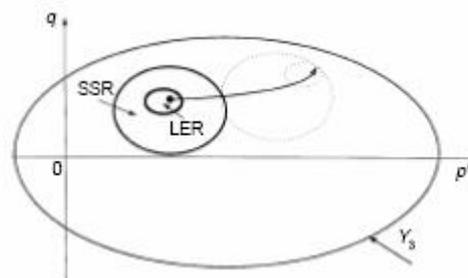


Figura 6. Envoltórias das superfícies LER e SSR (Puzrin & Burland, 1998).

Por outro lado, a Figura 7 mostra a variação do módulo de rigidez do solo com o grau de saturação da amostra, para diferentes tensões de confinamento. Verifica-se a existência de três zonas distintas de comportamento do solo: a valores de saturação do solo menores que 18%, ocorre uma queda brusca dos valores de  $G$  com o aumento da saturação; em uma zona intermediária, com valores de saturação entre 18 e 70 %, ocorre uma suavização no declínio dos valores do módulo de rigidez; e por fim, existe uma tendência à estabilização de  $G$  com a saturação do solo.

Observa-se que esse comportamento está bastante relacionado à curva característica (Figura 4), o que confirma a influência que a sucção exerce no módulo de rigidez. A existência dessas três zonas bem definidas, relacionadas com a curva característica do solo, também foi verificada por Mendonza, 2004.

Qian *et al.* (1993) analisaram a influência do grau de saturação no módulo de rigidez de uma areia por meio de ensaios em coluna ressonante. Os autores observaram que a um grau de

saturação próximo a 15% esse módulo atinge um valor máximo. Neste trabalho não fica claro a existência ou não de um grau de saturação ótimo, visto que não foram executados ensaios a graus de saturação menores que o natural da amostra (14%).

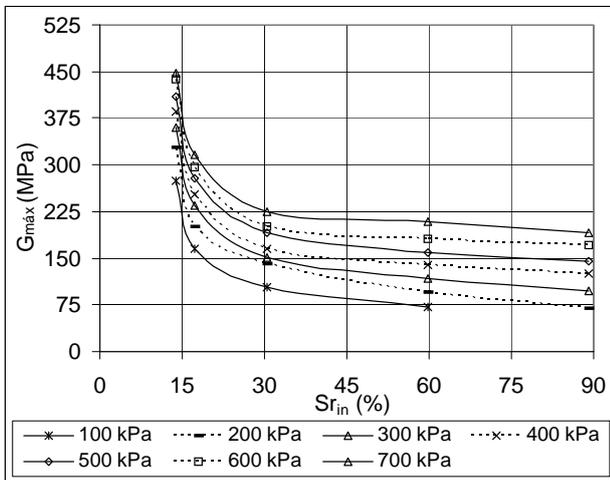


Figura 7. Relação entre  $G_{\max}$  e saturação inicial/ natural do solo, a diferentes valores de tensão de confinamento.

Cabe ressaltar que, para o solo estudado, baixos graus de saturação pode levar a trincamento da amostra, comprometendo assim a avaliação dos valores de  $G$ .

Para observar a variação do módulo de rigidez máximo do solo,  $G_{\max}$ , com a sucção, utilizou-se a equação da curva característica da Figura 4, em trajetória de umedecimento (Equações 5 e 6), uma vez que o equipamento utilizado não tem controle de sucção. Vale ressaltar que os valores de sucção utilizados são os valores iniciais, pois o equipamento não permite a medição da variação de umidade e da deformação volumétrica no decorrer do ensaio.

$$w = 26,79(C_{ua-uw}) \left\{ \frac{1}{1 + 3[500(u_a - u_w)]} \right\}^{0,1} \quad (5)$$

$$C_{ua-uw} = \left\{ 1 - \frac{\ln \left[ 1 + \frac{(u_a - u_w)}{300} \right]}{\ln 2} \right\}^{0,1} \quad (6)$$

Na Figura 8 consta a variação de  $G_{\max}$  com a sucção inicial do solo, a diversas tensões de confinamento, onde é verificado que  $G_{\max}$  aumenta com a sucção e tensão média. Observa-se que não há tendência à estabilização dos valores de  $G_{\max}$  até os níveis de sucção atingidos nesses ensaios. Mancuso *et al.* (2002) verificaram uma tendência à estabilização dos valores de  $G_{\max}$  de um silte arenoso, a partir de valores de sucção de 400 kPa. Por sua vez, Pintado (2002) observou que somente a valores de sucção maiores que 10 MPa, os valores de  $G_{\max}$  de uma argila expansiva estabilizavam.

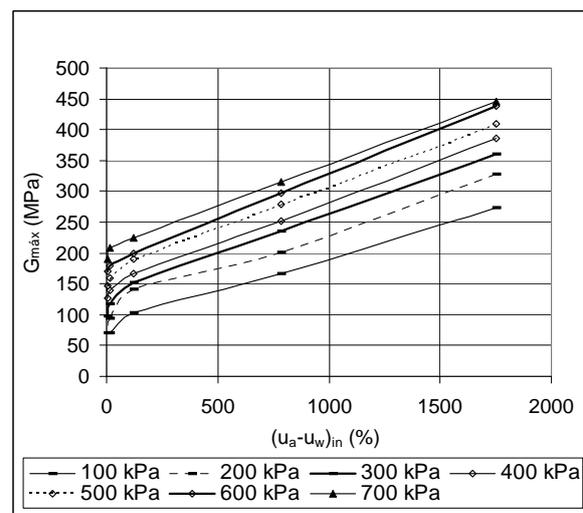


Figura 8. Relação entre  $G_{\max}$  e sucção inicial do solo, a diferentes valores de tensão de confinamento.

Com o intuito de propor uma superfície de estado relacionando a variação do módulo de rigidez do solo com o estado de tensão foram executados alguns ajustes gráficos, os quais serão detalhados a seguir.

A Figura 9 apresenta a relação entre as tensões de confinamento e os valores de módulo de rigidez máximo do solo ( $G_{\max}$ ) para cada valor de sucção inicial do corpo-de-prova.

Verifica-se que a inclinação das retas da Figura 9 permanece praticamente constante, sendo que a sucção influencia apenas o intercepto da reta com a abscissa. Portanto, a relação entre  $G_{\max}$  e a tensão de confinamento do solo,  $\sigma_3$ , pode ser obtida a partir da Equação 7.

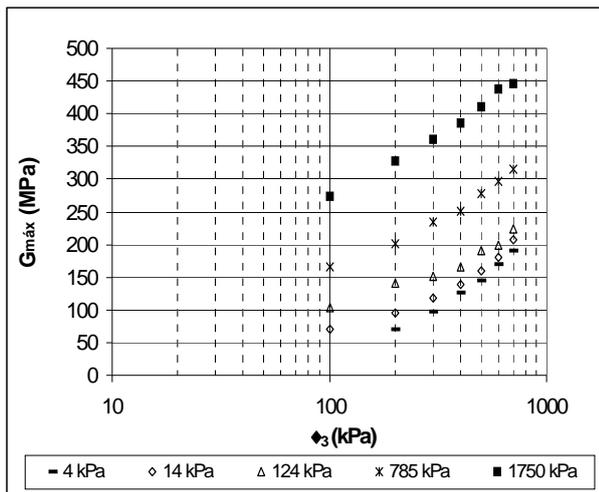


Figura 9. Relação entre  $G_{máx}$  e tensão de confinamento a diferentes valores de sucção.

$$G_{máx} = a \ln(\sigma_3) + B \quad (7)$$

Onde  $a$  é um parâmetro do solo e  $B$  é variável com a sucção. Adotando-se um valor de  $a$  que melhor se ajuste aos resultados dos ensaios, obteve-se as retas e os valores de  $B$  mostrados na Figura 10.

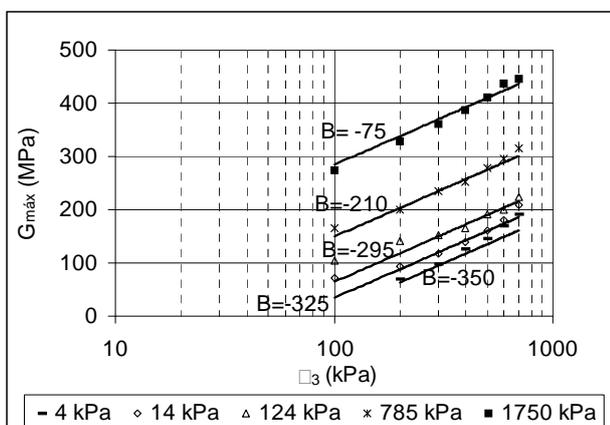


Figura 10. Valores de “B” para diferentes sucções do solo.

Na Figura 11 consta a variação dos valores de “B” com a sucção, onde verifica-se que eles podem ser representados por uma relação hiperbólica. Dessa forma, a relação entre os valores de  $G_{máx}$ ,  $\sigma_3$  e  $(u_a - u_w)$  pode ser determinada pela Equação 8.

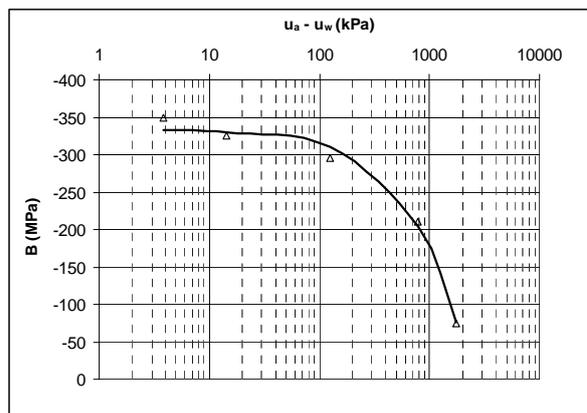


Figura 11. Relação entre valores de “B” e  $(u_a - u_w)$ .

$$G_{máx} = a \ln(\sigma_3) + b + \frac{c * (u_a - u_w)}{d + (u_a - u_w)} \quad (8)$$

onde  $b$ ,  $c$  e  $d$  são parâmetros do solo.

Os dados de  $G_{máx}$ ,  $\sigma_3$  e  $(u_a - u_w)$  obtidos em laboratório foram ajustados à Equação 8, sendo os parâmetros utilizados mostrados na Tabela 2 e a superfície obtida representada na Figura 12. A superfície representa a tendência verificada nos resultados dos ensaios, em que os valores de  $G_{máx}$  aumenta com o aumento da sucção e tensão.

Tabela 2 . Parâmetros da Equação 6.

a	B	c	d
	(MPa)	(MPa)	(kPa)
73	-294	1440	8630

Utilizando-se os parâmetros da Tabela 2 na Equação 8 e considerando-se a sucção nula, observa-se que a equação fornecerá valores de  $G_{máx}$  negativos para valores de tensão inferiores a 60 kPa. Como os ensaios foram realizados somente a tensões de confinamento superiores a 100 kPa, nada se pode afirmar da variação do  $G_{máx}$  a tensões inferiores a esse valor. Dessa forma, o uso da Equação 8 para a obtenção de valores de  $G_{máx}$  a diversos níveis de sucção e tensão é restrito a valores de tensão de confinamento superiores a 100 kPa.

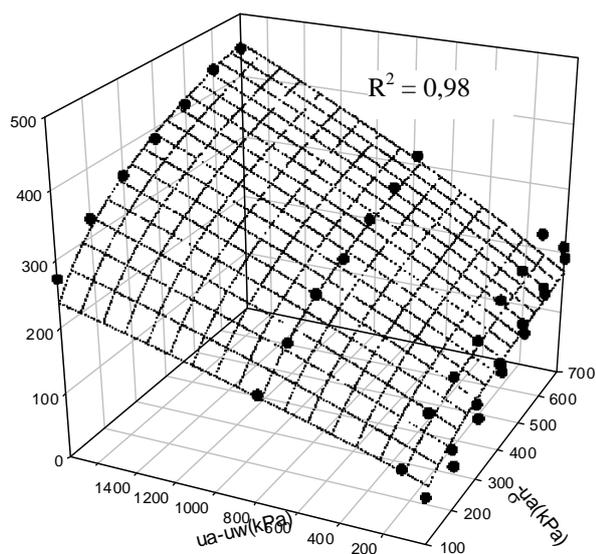


Figura 12. Variação de  $G_{máx}$  com o estado de tensão.

#### 4 CONCLUSÕES

A coluna ressonante é um equipamento importante na definição do comportamento módulo-deformação do solo, apresentando um bom desempenho em ramos de deformações que não são alcançados pelos ensaios triaxiais convencionais.

Esse comportamento módulo-deformação é elástico-linear somente a valores muito pequenos de deformação angular do solo (0,001%), e mesmo dentro da região elástica existe um trecho que é não-linear, sendo importante considerar esse fator em modelos constitutivos.

Os resultados apresentados indicam uma influência do estado de tensão no valor do módulo de rigidez máximo do solo ( $G_{máx}$ ). Porém, os limites de deformação elástico linear, aparentemente, não depende destas variáveis.

A superfície de estado proposta ( $G_{máx}$ ;  $u_a - u_w$ ;  $\sigma_3$ ) representou satisfatoriamente os resultados experimentais, com o aumento da sucção com o estado de tensão do solo. Vale ressaltar que sua aplicabilidade está restrita a valores de tensões maiores que 100 kPa.

#### REFERÊNCIAS

- Atkinson, J.M e Salfords, G. (1991). Experimental determination of stress-strain-time characteristics in laboratory and situ tests. *Proceedings X ECSMFE*, Vol. 3, Florencia, 915-956.
- Clayton, C. R. I. e Heymann, G. (2001). Stiffness of geomaterials at very small strains. *Géotechnique* 51 (3), 245-255.
- Das, B. M. (1983) Fundamentals of soil dynamics. *Elsevier*.
- Jardine, R.J., Potts, D. M., Fourie A. B. e Burland, J.B. (1986). Studies of the influence of non-linear stress-strain characteristics in soil-structure interaction, *Geotechnique* 36, 3,377-396.
- Mancuso, C., Vassalo, R. e d'Onofrio, A. (2002). Small strain behavior of a silty sand in controlled-suction resonant column – torsional shear tests. *Canadian Geotechnical Journal*. 39, 22-31.
- Mendonza Serrano, C.E (2004). *Influencia de la succión en el módulo de corte a muy pequeñas deformaciones de suelos compactados*. Dissertação de mestrado Departamento de Engenharia Civil e Agrícola, Universidade Nacional de Colômbia, Bogotá.
- Pintado, X. L. (2002). *Caracterización del comportamiento termo-hidro-mecánico de arcillas expansivas*. Tese de Doutorado. Departamento de Engenharia de Terreno e Cartografia, Universidade Politécnica da Catalunia, Barcelona.
- Puzrin, A.M. & Burland, J.B. (1998). Non-linear model of small strain behaviour of soils. *Geotechnique* 48, 2,217-233.
- Qian, X, Gray, D & Woods, R. (1993) Modulus of Unsaturated Sands. *Journal of Geotechnical Engineering*, 19(2), 295 -314.
- Romero, E. & Vaunat, J. (2000). Retention curves of deformable clays. Experimental evidence and theoretical approaches in unsaturated soils, Tarantino & Mancuso (eds.). Balkema, Rotterdam, 91-106.
- Shirley, D.J. e Hampton, L.D. (1977). Shear wave measurement in laboratory sediments. *Int. Acous. Soc. of America*, 63, 2, 6076-6613.
- Suriol, J.C (1993). *Revistas de Obras Públicas*, Barcelona,Espanha, 3319, 340, 57-66.
- Viggiani, G. & Atkinson, J.H. (1995). Stiffness of fine-grained soil at very small strains. *Geotechnique* 45 (2), 249-265.
- Wu, S., Gray, D.H. e Richart, F.E. (1984). Capillary effects on dynamic modulus of sands and silts, *Journal of Geotechnical Engineering*, 110, 9, 1188-1203.