

INTERPRETAÇÃO DO COMPORTAMENTO A COMPRESSÃO DO SOLO RESIDUAL DO GNAISSE PORTO ALEGRE PELA TEORIA DO ESTADO CRÍTICO

Felipe Gobbi, D.Sc.

Professor da UNISINOS e Diretor Técnico FGS Geotecnia e Geobrugg AG.
E-mail: <felipe.gobbi@gmail.com>.

Adriano V.D.Bica, Phd

Professor Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil – UFRGS.
E-mail: <advbica@gmail.com>.

Luiz A. Bressani, Phd

Professor Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil – UFRGS.
E-mail: <bressani@ufrgs.br>.

RESUMO

Este trabalho apresenta o estudo de um solo residual de gnaiss da cidade de Porto Alegre, no que tange a compressão. Este solo residual apresenta marcado bandamento gnáissico herdado da rocha mãe, que lhe confere uma forte anisotropia textural. Foram executados ensaios de compressão isotrópica e confinada em amostras reconstituídas e ensaios de compressão confinada com amostras indeformadas com diferentes ângulos entre o bandamento gnáissico e a direção de aplicação da tensão principal maior (ângulo δ). A interpretação dos resultados foi realizada a luz da Teoria do Estado Crítico. Verificou-se a determinação de uma linha de compressão normal (NCL) para as amostras reconstituídas, tanto em compressão isotrópica como em compressão confinada, entretanto as amostras indeformadas apresentaram retas paralelas no plano $v:\log\sigma'_v$ dependentes do valor de δ (para os níveis de tensão estudados).

Palavras-chave: solo residual de gnaiss, teoria do estado crítico, comportamento de solos.

1. INTRODUÇÃO

Embora obras de terra sejam tão antigas quanto a própria existência humana, a Mecânica dos Solos é uma ciência jovem, do início do século XX, tendo Karl Terzaghi como seu principal precursor. A teoria do adensamento, proposta por Terzaghi, juntamente com os conceitos de tensão efetiva [Terzaghi (1923) e Terzaghi (1936) apud Terzaghi (1943)] e de tensão de pré-adensa-

mento segundo Casagrande, o entendimento das parcelas de resistência ao cisalhamento dos solos [Hvorslev (1937) apud Lambe e Whitmann (1979)], a descrição da compactação e consistência dos solos, segundo Proctor e Atterberg, e a compreensão do comportamento drenado versus comportamento não drenado dos solos (Bishop; Skempton) formam a Mecânica dos Solos clássica, que possibilitou caracterizar os comportamentos de argilas normalmente e pré-adensadas e de areias fofas e compactas. (Leroueil e Hight, 2003).

Unindo tensão cisalhante, tensão média efetiva, índice de vazios e deformações cisalhantes em um mesmo contexto, Roscoe, Schofield, Wroth e outros autores definiram a Teoria do Estado Crítico (TEC), que marca o início da Mecânica dos Solos moderna (Leroueil e Hight, 2003).

Embora se trate de uma abordagem bastante elegante quanto ao comportamento dos solos, sabe-se que a TEC não considera uma série de aspectos importantes do comportamento de solos reais, dentre os quais podemos citar: a anisotropia e a sua influência na curva de estado limite de solos naturais, a ocorrência de deformações plásticas dentro da curva de estado limite, a localização das deformações, o efeito da quebra de grãos de solos granulares, os efeitos da velocidade de deformação e de temperatura, o efeito da estrutura, o efeito de descontinuidades e os efeitos da sucção em solos não saturados (Leroueil, 1997).

O presente trabalho visa apresentar uma breve discussão sobre ensaios de compressão isotrópica ($\sigma'_1 = \sigma'_2 = \sigma'_3$) e confinada (trajetória K_0) executados em um solo residual de Gnaisse. Para isso são apresentados a seguir: (i) uma breve revisão sobre a Teoria do Estado Crítico (TEC), apenas no que tange a compressão, (ii) uma descrição do solo e dos ensaios realizados, (iii) a apresentação dos resultados e (iv) as conclusões sobre o trabalho.

2. TEORIA DO ESTADO CRÍTICO (TEC)

A TEC abrange o comportamento dos solos quando solicitados a carregamentos externos, definindo zonas de comportamento elástico, plastificação e estado limite. Como este artigo apresenta uma discussão sobre a determinação do comportamento do solo residual de gnaisse no que tange a compressão, esta pequena revisão da TEC abrange apenas a determinação da Normal Compression Line (NCL).

Quando uma amostra de argila normalmente adensada é submetida a um ensaio de compressão isotrópica, a variação do seu volume específico v ($v=1+e$, onde e é o índice de vazios) com a tensão efetiva média p' [$p'=(\sigma'_1+\sigma'_2+\sigma'_3)/3$ - em compressão isotrópica $\sigma'_1=\sigma'_2=\sigma'_3$] é representada por uma linha reta no diagrama $v:ln p'$, trecho A-C da Figura 1. Esta linha é denominada linha

de compressão normal (*normal compression line - NCL*). Matematicamente, a NCL pode ser expressa pela Eq. 1

$$v = N - \lambda \ln p' \quad (1)$$

onde: N é o volume específico do solo normalmente adensado a $p'=1$; λ é a declividade da NCL, definida por dv/dp' .

Ao ser descarregada de um ponto qualquer ao longo da NCL (por exemplo, ponto B da Figura 1), a amostra aumenta de volume (expande). Entretanto a condição inicial (ponto A) não é restabelecida uma vez que, para um mesmo intervalo de p' , a variação de volume no descarregamento é muito inferior à variação de volume ao longo da NCL. A amostra recarregada a partir do ponto D, seguirá a mesma linha do descarregamento (D-B) no sentido oposto (recarregamento), até alcançar a tensão p' referente ao início da descarga na NCL (ponto B), quando então a relação entre o acréscimo de p' e o volume específico volta a ser definida pela NCL. A linha de descarga-recarga é denominada linha de expansão (*swelling line*) e pode ser expressa matematicamente pela Eq 2.

$$v = v_k - \kappa \ln p' \quad (2)$$

onde: v_k é o volume específico, na linha de expansão, quando $p'=1$ ($\ln p'=0$); κ é a declividade da linha de expansão, definida por dv/dp' . Os parâmetros λ , N e κ são definidos como constantes do solo.

Se, ao ser recarregada, a amostra de solo segue a mesma linha do descarregamento, pode-se dizer que neste trecho da curva $v:ln p'$ o comportamento do solo é elástico. Então, se amostra foi descarregada até o ponto D e for novamente carregada até B, e então carregada até C e posteriormente descarregada até E, pode-se dizer que, ao longo das retas D-B e C-E, o solo sofreu apenas deformações elásticas. Entretanto, entre os pontos D e E ocorreram deformações volumétricas plásticas, que podem ser obtidas comparando os valores de volume específico nos pontos D e E (no mesmo valor de p'), logo:

$$\delta_v^p = \frac{v_D - v_E}{v_D} \quad (3)$$

No ensaio de compressão confinada, se for conhecido o valor da tensão horizontal efetiva,

o valor da tensão efetiva média p' pode ser calculada, e o ensaio ser plotado no plano v versus $\ln p'$. Segundo Atkinson e Bransby (1978), pode-se considerar que tanto a NCL como a linha de expansão, obtidas com ensaios de compressão isotrópica e de compressão confinada, são paralelas entre si no plano $v:\ln p'$. Sendo assim, a equação da NCL para ensaios de compressão confinada é dada pela Eq. 4.

$$v = N_0 - \lambda h p' \quad (4)$$

onde: N_0 é o volume específico de uma amostra normalmente consolidada em compressão confinada quando $p'=1$.

Se o valor de $K_0 = \sigma'_h / \sigma'_v$ for constante durante o ensaio de compressão unidimensional, o que é uma consideração razoável para solos não estruturados normalmente adensados (Nadarajah, 1973 *apud* Atkinson e Bransby, 1978), então a relação entre o índice de compressão (C_c) e a declividade da NCL (λ) é dada pela Eq. 5:

$$C_c = 2,303\lambda \quad (5)$$

Durante o descarregamento em compressão unidimensional o valor de K_0 não é constante, entretanto a mesma correlação dada pela Eq. 5 é utilizada para correlacionar os coeficientes de expansão C_s (no lugar de C_c) e κ (no lugar de λ).

Em areias, a NCL normalmente não é encontrada para os níveis de tensões efetivas correntes de engenharia, sendo que ensaios com elevadas pressões devem ser executados para a sua obtenção.

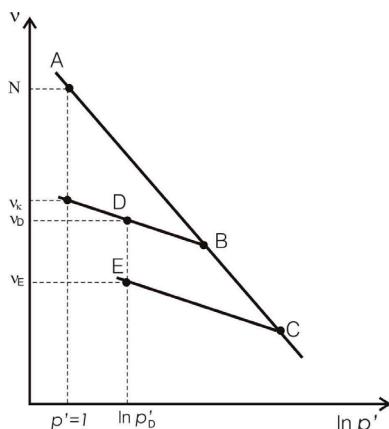


Figura 1: Comportamento idealizado para a compressão isotrópica de argila. (modificado de Atkinson e Bransby, 1978).

3. MATERIAIS E MÉTODOS

Durante as escavações para execução do cruzamento entre as avenidas Protásio Alves e Carlos Gomes, no escopo das obras da III Perimetral na cidade de Porto Alegre, foram amostrados blocos indeformados de solo residual. O solo residual amostrado foi formado pelo intemperismo da rocha denominada Gnaisse Porto Alegre, denominação da rocha segundo Phillip *et al.* (1994). Este solo era o material predominante neste sítio de escavação e sua denominação foi adotada como Solo Residual do Gnaisse Porto Alegre (SRGPA).

O SRGPA apresenta como característica marcante o bandamento gnáissico herdado da rocha mãe, que altera bandas (inferiores a 20mm) de bitotita e quartzo+feldspato. A Figura 2 apresenta uma fotografia do bloco do solo residual do gnaisse Porto Alegre. Segundo apresentado por Bernardes (2003), Gobbi (2005), Gobbi *et al.* (2005) o bandamento apresentado pelo SRGPA influencia na resistência ao cisalhamento deste solo, caracterizando um comportamento anisotrópico.



Figura 2: Fotografia do SRGPA durante talhagem de corpos de prova.

Granulometricamente o solo residual é classificado como areia siltosa. A densidade real dos grãos (G) é igual a 2,625, os limites de liquidez (LL) e plasticidade (LP) são, respectivamente, 47% e 32%. Através de análises de difratogrametria de raios-x Bernardes (2003) identificou como minerais presentes na fração $<2\mu m$ montmorilonita, illita e caulinita. Entretanto, cabe ressaltar, que a fração destes materiais é muito pequena (fração argila $< 5\%$).

Serão apresentados neste trabalho os seguintes ensaios: (i) ensaio de compressão isotrópica e (ii) ensaios de compressão confinada.

3.1 ENSAIO DE COMPRESSÃO ISOTRÓPICA.

Foram realizados três ensaios de compressão isotrópica ($\sigma'_1 = \sigma'_2 = \sigma'_3$) denominados ISO-01, ISO-02 e ISO-03 em corpos de prova reconstituídos do solo residual de gnaiss, os quais foram moldados com o máximo volume específico inicial possível. O corpo de prova do ensaio ISO-01 foi moldado com elevado teor de umidade ($w=32\%$), enquanto os outros dois corpos de prova foram moldados no teor de umidade de 12%.

A Tabela 1 apresenta a nomenclatura dos ensaios realizados e algumas características iniciais dos corpos de prova. Os resultados dos ensaios de compressão isotrópica são apresentados segundo a convenção de Cambridge, onde: $p' = (\sigma'_1 + 2\sigma'_3)/3$.

Tabela 1. corpos de prova dos ensaios de compressão isotrópica

Nomenclatura	v_0	γ_t (kN/m^3)	γ_d (kN/m^3)
ISO-01	2,022	17,06	12,98
ISO-02	2,109	13,94	12,45
ISO-03	2,111	13,96	12,43

Para execução dos ensaios foi utilizado um equipamento triaxial da marca Wille Geotechnique do Laboratório de Mecânica dos Solos da UFRGS. A tensão máxima atingida nos ensaios de compressão isotrópica foi de 1.000 kPa.

No ensaio ISO-03 foi realizado um ciclo de descarga e recarga. Ao atingir $p'=400\text{kPa}$ o corpo de prova foi descarregado em estágios até $p'=50\text{kPa}$ e então recarregado até $p'=400\text{kPa}$, prosseguindo o ensaio até $p'=1000\text{kPa}$. No ensaio ISO-02 foi realizado o descarregamento em estágios ao final do ensaio.

3.2 ENSAIO DE COMPRESSÃO CONFINADA.

Utilizando prensas de compressão confinada do Laboratório de Mecânica dos Solos da UFRGS (Wikeham Farrance Int, modelo 24000), foram realizadas 3 séries de ensaios de compressão confinada: (i) uma série com amostras reconstituídas a diferentes volumes específicos iniciais e (ii) duas séries compostas de amostras indeformadas, com diferentes ângulos entre a tensão vertical e o bandamento gnáissico (δ), e uma amostra reconstituída com mesmo volume específico inicial das amostras indeformadas. As diferentes orientações das amostras indeformadas são apresentadas na Figura 3.

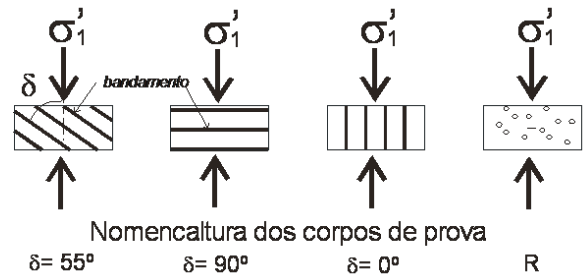


Figura 3: orientações entre o bandamento micáceo e a tensão vertical aplicada no ensaio (no caso σ'_1).

A tensão vertical máxima atingida nos ensaios de compressão confinada foi de 1.920 kPa.

Os dois conjuntos que continham amostras indeformadas foram ensaiados com tempo de carregamento diferentes (24h e 1h). Toda a compressão primária (adensamento) ocorria em tempo muito inferior a 1h, e não serão discutidos aqui os fenômenos de deformações secundárias observadas.

A Tabela 2 apresenta as características dos corpos de prova submetidos aos ensaios de compressão confinada.

Tabela 2: corpos de prova dos ensaios de compressão confinada (trajetória k_0)

Nomenclatura	δ	v_0	γ_t (kN/m^3)	γ_d (kN/m^3)
55-24h	55	1,928	16,06	13,62
90-24h	90	2,116	14,71	12,40
0-24h	0	2,011	15,81	13,05
R-24h	-	1,984	15,03	13,23
55-1h	55	1,971	16,28	13,32
90-1h	90	2,024	15,90	12,97
0-1h	0	2,100	15,67	12,50
R-1h	-	1,996	14,95	13,15
R-1,756	-	1,756	17,00	14,95
R-1,797	-	1,797	16,61	14,61
R-2,201	-	2,201	14,82	13,04
R-2,107	-	2,107	14,16	12,46
R-LL2	-	2,347	17,05	11,19

4. APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS

4.1 COMPRESSÃO ISOTRÓPICA.

A Figura 4 apresenta os resultados dos ensaios de compressão isotrópica realizados com o SRGPA.

A Tabela 3 apresenta os parâmetros λ , N e κ calculados para o SRGPA segundo a TEC.

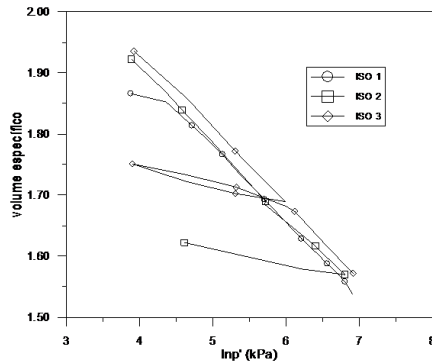


Figura 4: Curvas de volume específico v ($v=1+e$) versus logaritmo natural de p' ($p'=(\sigma'_1+2\sigma'_2)/3$) para os ensaios de compressão isotrópica realizados com SRGPA.

Tabela 4: Parâmetros calculados segundo a TEC para o SRGPA.

Ensaio	λ	N	κ
ISO-01	0,1233	2,3952	-
ISO-02	0,1227	2,3982	0,0245
ISO-03	0,1229	2,3783	0,0296

Nota-se que, com base nos resultados dos três ensaios de compressão isotrópica realizados, pode-se determinar claramente a NCL para o SRGPA com amostras reconstituídas. A equação da NCL para o SRGPA é apresentada na Eq. 6.

$$v = 2,391 - 0,123 \cdot \ln p' \quad (6)$$

4.2 COMPRESSÃO CONFINADA.

Conforme apresentado anteriormente foi definida uma NCL para o SRGPA através dos ensaios de compressão isotrópica. A determinação de uma NCL foi corroborada pelo conjunto de ensaios de compressão confinada com diferentes volumes específicos iniciais, como apresentado na Figura 5.

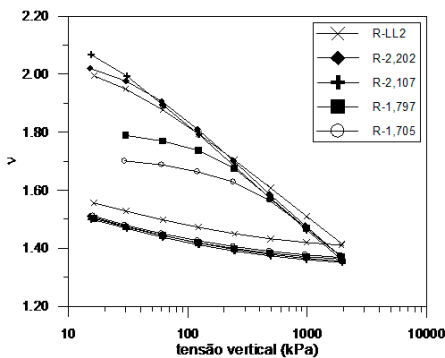


Figura 5: Curvas de volume específico v ($v=1+e$) versus logaritmo da tensão vertical efetiva para os ensaios de compressão confinada com amostras reconstituídas do SRGPA.

Determinando-se o índice de compressão (Eq. 7) para as curvas de compressão apresentadas na Figura 5 verifica-se que o mesmo varia de 0,3199 até 0,3668.

$$C_c = \frac{\Delta v}{\Delta \log \sigma'_v} \quad (7)$$

Para verificação da influência da anisotropia textural do SRGPA (dada pelo seu bandamento) no comportamento do solo à compressão foram realizadas séries de ensaios variando o ângulo δ , conforme apresentado no item 3.4.

A Figura 6 apresenta as curvas de compressão dos ensaios de compressão confinada com as amostras indeformadas. São apresentadas as curvas para os ensaios com tempo de carregamento de 1h e as curvas correspondentes a leitura de 1h dos ensaios com tempo de carregamento de 24h.

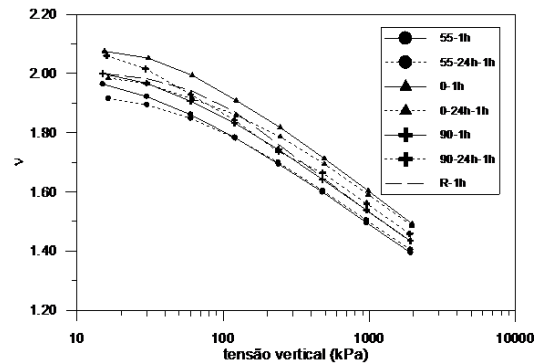


Figura 6: Curvas de volume específico v ($v=1+e$) versus logaritmo da tensão vertical efetiva para os ensaios de compressão confinada com amostras indeformadas do SRGPA.

Analisando-se as curvas da Figura 6 percebe-se que, para dois corpos de prova distintos com uma mesma orientação de talhagem (ângulo δ), ocorre uma convergência para uma única reta. As retas para cada orientação de talhagem são aproximadamente paralelas.

Cabe ressaltar que, para confirmação desta tendência de comportamento, devem ser realizados ensaios até maiores pressões. Entretanto os volumes específicos atingidos ao final dos ensaios, com as pressões adotadas nesta pesquisa, dão indício de que não ocorrerá convergência para uma única NCL.

5. CONCLUSÕES

Através dos ensaios de compressão isotrópica com amostras reconstituídas foi possível a determinação de uma NCL para o SRGPA. A expressão desta NCL é apresentada pela Eq. 6.

Com os ensaios de compressão confinada com amostras reconstituídas verificou-se a unicidade de uma NCL, pois amostras com volumes específicos iniciais diferentes convergem para uma única reta de compressão (NCL).

Entretanto ao se ensaiar amostras indeformadas com diferentes orientações entre o bandamento do SRGPA e a tensão vertical efetiva verificou-se que (para o nível de tensões estudados) a inclinação das curvas de compressão não dependem do ângulo δ , mas a sua posição no plano $v:\log\sigma'_v$ depende do valor de δ . Isto implica em dizer que, para o SRGPA, existe um único valor representativo de λ , mas o valor de N depende do valor de δ .

A aplicação da TEC para alguns solos residuais tem se mostrado deficiente, como é o caso do SRGPA e, por exemplo, do solo residual de arenito Botucatu apresentado por Martins *et al* (2001). Entretanto, embora não considere muitas características de comportamento dos solos naturais, os conceitos da Teoria do Estado Crítico são de grande valia para análise e compreensão do comportamento dos solos.

AGRADECIMENTOS.

Os autores são gratos à Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) e ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq) pelo financiamento das pesquisas realizadas.

REFERÊNCIAS

J. H. Atkinson, e P.L. Bransby. *The mechanics of soils – an introduction to critical state soil mechanics*, 1978. Ed. McGraw-Hill Book Company (UK), 375p.

J. A. Bernardes. *Investigação sobre a resistência ao cisalhamento de um solo residual de gnaiss*, 2003. Dissertação de mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 131p.

F. Gobbi. *Investigação do comportamento mecânico de um solo residual de gnaiss da cidade de Porto Alegre*, 2005. Dissertação de mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 159p.

F. Gobbi, J. Bernardes, A. V. D. Bica, L. A. Bressani. *Verificação de anisotropia de resistência ao cisalhamento de um solo residual de Gnaiss da cidade de Porto Alegre*, 2005. Geors 2005.

T. W. Lambe, R. V. Whitman. *Soil mechanics*, SI Version, John Wiley e Sons Inc., New York. 1979, 522p.

S. Leroueil, D. W. Hight, *Behaviour and properties of natural soils and soft rocks*, Characterization and engineering properties of natural soils, Tan et al (eds.) 2003 Swets e Zeitlinger, Lisse. p. 29-254.

S. Leroueil. Critical state soil mechanics and the behaviour of real soils. Almeida (ed.) *Recent Developments in Soil and Pavement Mechanics*, Rio de Janeiro, COPPE/UFRJ 1997. Balkema, Rotterdam, 1997, p. 41-80.

F. B. Martins, L. A. Bressani, M.R. Coop, A. V. D. Bica. Some aspects of the compressibility behaviour of clayey sand. *Canadian Geotechnical Journal*, 2001, nº 38. p. 1177-1186.

R.P. Philipp, I.T.S.F. Rego, R. Siviero. *Geologia das rochas granitóides da região de Porto Alegre*, RS, 1994. XXXVIII CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA, Camboriú, SC. Anais 1. p. 98-99.

K. Terzaghi, *Theoretical soil mechanics*. John Wiley e Sons Inc., 1943, New York. 510p.