

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/529

Determinação de Resistência Não Drenada a Partir de Ensaios de Campo e de Laboratório

Felipe Ruben Vieira Araújo
Engenheiro Geotécnico, Pimenta de Ávila Consultoria, Belo Horizonte, Brasil,
felipe.araujo@pimentadeavila.com.br

Guilherme de Mattos Galhardo
Engenheiro Geotécnico, Pimenta de Ávila Consultoria, Belo Horizonte, Brasil,
guilherme.galhardo@pimentadeavila.com.br

Ariane Braga Fachinetti Lopes
Graduanda em Engenharia Civil, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, Brasil,
ariane.lopes@pimentadeavila.com.br

Guilherme Henrique da Silva Pinto
Engenheiro Geotécnico, Pimenta de Ávila Consultoria, Belo Horizonte, Brasil,
guilherme.henrique@pimentadeavila.com.br

RESUMO: Este artigo aborda a determinação da resistência não drenada de um solo aluvionar, a partir de ensaios de campo (piezocone) e de laboratório (triaxial e DSS). A definição de parâmetros de resistência adequados é de extrema importância nos projetos de engenharia geotécnica, uma vez que tais parâmetros governam a estabilidade de estruturas. Destaca-se a importância de escolher metodologias adequadas para garantir resultados precisos e confiáveis, considerando as características específicas do solo em questão. A análise comparativa foi realizada entre resultados de ensaios de campo e de laboratório, visando obter conclusões assertivas sobre a determinação de parâmetros. Dentre os principais resultados obtidos destaca-se: (i) foi observada a influência do modo de cisalhamento no parâmetro de resistência obtido; e (ii) a envoltória obtida pelo ensaio DSS foi a mais representativa se comparada ao ensaio de campo.

PALAVRAS-CHAVE: Resistência ao cisalhamento não drenada, Ensaio de campo, Ensaio de laboratório

ABSTRACT: This paper evaluates the determination of the undrained shear strength of an alluvial soil, based on field (piezocone) and laboratory (triaxial and DSS) assessment. The definition of adequate shear strength parameters is extremely important in geotechnical engineering projects, since such parameters govern the stability of structures. The importance of choosing appropriate methodologies to ensure accurate and reliable results is highlighted, considering the specific characteristics of the soil in question. The comparative analysis was carried out between the results of field and laboratory tests, aiming to obtain assertive conclusions about the determination of parameters. Among the main results obtained, the following stand out: (i) the influence of the shear mode on the shear strength parameter obtained was observed; and (ii) the envelope obtained by the DSS test was the most representative compared to the field test.

KEYWORDS: Undrained shear strength, Field tests, Laboratory tests

1 INTRODUÇÃO

A determinação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento é essencial em projetos de engenharia geotécnica, uma vez que eles influenciam diretamente na estabilidade das estruturas. Eventos recentes de ruptura, como o incidente em Mount Polley em 2014, evidenciam a importância da avaliação precisa da resistência e do comportamento dos materiais, já que falhas podem resultar em danos irreparáveis.

Conforme descrito por Souza Pinto (2016), a resistência ao cisalhamento não drenada é a resistência que um material coesivo, como argilas ou solos argilosos, mobiliza sem que haja drenagem do excesso de poropressão gerado durante o processo. Tal condição ocorre num carregamento rápido em que o material se encontra saturado ou com elevado grau de saturação. Em materiais com resposta contrátil ao cisalhamento, como argilas normalmente adensadas, o excesso de poropressão gerado durante o cisalhamento é positivo, levando a uma redução da tensão vertical efetiva durante o cisalhamento. Por conseguinte, a condição não drenada torna-se crítica para avaliação, pois a tensão efetiva controla a resistência ao cisalhamento do material em avaliação. Cabe destacar que para materiais pré-adensados (dilatantes ao cisalhamento) o excesso de poropressão gerado durante o cisalhamento é negativo, aumentando a tensão efetiva durante o cisalhamento.

Brown e Guiliani (2016) ressaltam a necessidade de determinar parâmetros geotécnicos como resistência ou rigidez dos materiais por meio de diferentes métodos, visando comparar os resultados obtidos, especialmente no que se refere à resistência não drenada. Vários autores, incluindo Lunne *et al.* (1997), Mayne (2016) e Mayne e Peuchen (2018), demonstraram que a resistência não drenada não é uniforme e depende do modo de cisalhamento aplicado ao material. A Figura 1 apresenta os principais resultados obtidos por esses autores, ilustrando diferentes envoltórias de resistência conforme o modo de cisalhamento aplicado.

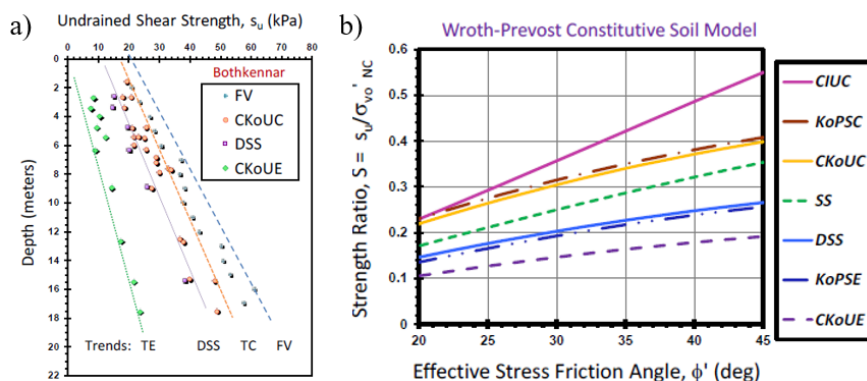


Figura 1. Envoltórias de resistência não drenada de pico: a) Adaptado de Mayne, 2016; e b) Mayne e Peuchen, 2018).

Dessa forma, o presente artigo tem por objetivo comparar a resistência não drenada de um aluvião argiloso de consistência mole que encontra-se como parte de fundação de uma barragem de contenção de rejeitos. Para realizar tal comparação, têm-se como banco de dados um ensaio de piezocone com dissipação de poropressão (CPTu), um ensaio de cisalhamento simples direto (*Direct Simple Shear* - DSS) e um ensaio triaxial de compressão saturado com cisalhamento não drenado e adensamento isotrópico (CIUC).

2 MATERIAL ANALISADO E METODOLOGIA ADOTADA

O material aluvionar em estudo apresenta granulometria majoritária argilosa, sendo 60% da sua composição, seguidos por 26% de silte e 14% de areia, classificado segundo a NBR 7181 (ABNT, 2018). Esse solo argiloso aluvionar contém em alguns trechos presença de material orgânico e possui LP (NBR 7180, ABNT 2016) médio de 25% e LL (NBR 6459, ABNT 2016) em torno de 55%.

O material foi identificado por meio de investigações de campo como parte da fundação de uma estrutura de contenção de rejeitos. Tendo em vista a extensão de ocorrência deste aluvião, a remoção do material em sua completude para a construção do barramento não foi possível. Dessa forma, fez-se necessária a avaliação detalhada do comportamento ao cisalhamento e dos parâmetros de resistência do litotipo. Neste sentido, foram realizadas campanhas de ensaios de campo e laboratório, as quais serviram como base de dados para a

elaboração deste trabalho. Foram selecionados resultados representativos de cada tipo de ensaio realizado, no presente artigo, conforme indicado no item 1 e detalhado nos itens a seguir.

2.1 Ensaio Triaxial (CIUC)

O ensaio triaxial foi realizado conforme as diretrizes da norma americana D4767-11 (ASTM, 2011). Este ensaio pode ser descrito em cinco etapas: i) moldagem dos corpos de prova a partir da amostra coletada em campo; ii) percolação da amostra com água deareada para elevar o grau de saturação de cada corpo de prova; iii) aplicação de contrapressão para garantir a saturação de cada corpo de prova; iv) aplicação do confinamento isotrópico de forma a simular o estado de tensões de campo, sendo que nesta etapa o corpo de prova varia de volume ao longo da aplicação do confinamento (adensamento); e v) ruptura de cada um dos corpos de prova por acréscimo de carga axial, sendo que nesta etapa os corpos de prova não variam de volume (ruptura não drenada).

Durante o ensaio triaxial, são registrados os valores de tensão axial, poropressões e deformações, permitindo a determinação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento. Foram realizados ensaios para 4 corpos de prova, a diferentes tensões confinantes (50, 100, 150 e 300 kPa). Como critério para a determinação dos parâmetros de resistência foi utilizada a máxima tensão desviadora (de Souza Pinto, 2016).

2.2 Ensaio de Cisalhamento Simples Direto (DSS)

O ensaio de Cisalhamento Simples Direto (*Direct Simple Shear* - DSS) foi realizado seguindo as diretrizes da norma americana D6528-17 (ASTM, 2017). Este ensaio pode ser descrito em quatro etapas, sendo i) moldagem dos corpos de prova a partir da amostra coletada em campo; ii) percolação da amostra com água deareada para elevar o grau de saturação de cada corpo de prova; iii) aplicação da tensão vertical de forma a adensar a amostra nas tensões confinantes de ensaio, sendo que nesta etapa o corpo de prova varia de volume ao longo da aplicação do carregamento; e iv) ruptura dos corpos de prova por meio da aplicação de força horizontal, a qual dividida pela área do corpo de prova resulta numa tensão cisalhante horizontal aplicada. Cabe destacar que no ensaio DSS a tensão vertical aplicada é corrigida ao longo do ensaio de forma a manter o corpo de prova a volume constante, simulando uma condição não drenada (sem variação de volume). A variação da força aplicada então é convertida numa poropressão equivalente.

Assim como no ensaio triaxial, são registrados os valores de tensão cisalhante horizontal, poropressões e deformação ao longo do ensaio para a determinação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento. Foram realizados ensaios para 4 corpos de prova, a diferentes tensões confinantes (25, 50, 100 e 200 kPa). Como critério para a estimativa dos parâmetros de resistência, foi adotada a máxima tensão cisalhante de cada corpo de prova.

2.3 Ensaio de Piezocone (CPTu)

2.3.1 Avaliação Comportamental

Conforme descrito pela norma internacional 22476-1 (ISO, 2022) a realização do ensaio CPTu consiste na cravação de uma ponteira cônica (com 60° no ápice) de seção transversal média de 10 cm² com velocidade padronizada de 2,0 ± 0,5 cm/s, sendo registradas leituras a cada 2 a 5 cm, em média. Atrás do cone existe uma célula de medição do atrito lateral do solo com área transversal de 150 cm² aproximadamente e um sensor de pressão para a medida da poropressão gerada durante a cravação do cone. No ensaio de piezocone três grandezas são obtidas: (i) resistência de ponta (q_c), que consiste na resistência do solo à cravação do cone; (ii) atrito lateral (f_s), que mede a aderência do solo à luva de atrito; e (iii) poropressão (u_2), que é a medida a poropressão gerada durante a cravação do piezocone, usualmente medida na base do cone (u_2). Além disso, é comum a realização de ensaios de dissipação de poropressão para determinar a poropressão de equilíbrio do meio (u_0). Tal ensaio consiste na parada temporária da cravação do cone e medição da dissipação da poropressão no tempo.

Destaca-se que a resistência de ponta (q_c) é corrigida para a resistência de ponta total (q_t) por meio da equação $q_t = q_c \cdot (1-a) \cdot u_2$ de forma a contemplar a geração das poropressões em áreas desiguais do cone. O valor do parâmetro “a” foi obtido conforme o certificado de calibração do cone, sendo este da ordem de 0,80.

Para a avaliação comportamental do aluvião, foram considerados os parâmetros base medidos pelo ensaio de CPTu (q_t , f_s e u_2), bem como a razão de atrito normalizada (F_R) e o parâmetro normalizado de poropressão (B_q), propostos por Robertson (2016). Tais parâmetros, calculados segundo as Equações 1 e 2, são recomendados pelo autor para avaliação comportamental, considerando à influência do confinamento nos parâmetros base medidos pelo cone.

$$F_R = \frac{f_s}{q_t - \sigma_{v0}} \times 100\% \quad (1)$$

$$B_q = \frac{u_2 - u_0}{q_t - \sigma_{v0}} \quad (2)$$

Além dos parâmetros base do cone, foi aplicada a metodologia proposta por Robertson (2016) para a avaliação comportamental do material. O autor propõe a utilização da resistência de ponta normalizada (Q_t), a resistência de ponta normalizada pela pressão atmosférica (Q_{tn}), o índice de comportamento (IB) e do parâmetro contrátil dilatante (CD) para classificação de geomateriais quanto ao comportamento e resposta ao cisalhamento. Dessa forma, é sugerido pelo autor que solos com comportamento arenoso (*sand-like*) apresentem parâmetro IB maior que 32, solos de comportamento siltoso (*transitional*) apresentem valores de IB entre 22 e 32, e solos de comportamento argiloso (*clay-like*) apresentem valores de IB menor que 22.

A resposta ao cisalhamento do material pode ser avaliada a partir do parâmetro CD (Robertson, 2016), sendo valores menores que 70 um indicativo de comportamento contrátil e valores superiores a 70 um comportamento dilatante. Este critério foi determinado a partir do parâmetro de estado igual a -0,05 ($\psi = -0,05$) para materiais de comportamento arenoso e OCR igual a 4 para materiais de comportamento argiloso. Os parâmetros supracitados são definidos pelas Equações 3 a 5, indicadas abaixo. Destaca-se que o expoente “n” apresentado na Equação 3 é geralmente igual a 1 para solos argilosos, como o aluvião aqui avaliado.

$$Q_{tn} = \left(\frac{q_t - \sigma_{v0}}{p_a} \right) \left(\frac{p_a}{\sigma'_{v0}} \right)^n \quad (3)$$

$$IB = 100 \frac{Q_{tn} + 10}{Q_{tn} \cdot F_R + 70} \quad (4)$$

$$CD = 70 = (Q_{tn} - 11)(1 + 0,06F_R)^{17} \quad (5)$$

2.3.2 Condições de Drenagem e Determinação da Resistência não Drenada de Pico

Conforme descrito por Schnaid (2009), considera-se como mobilização não drenada a partir do ensaio de piezocone trechos ensaiados que apresentem valores de B_q maiores que 0,30 ($B_q > 0,30$), sendo tal critério adotado neste artigo. Dessa forma, apenas para tal intervalo foram calculadas as resistências não drenadas.

Para a estimativa da resistência não drenada de pico, Lunne *et al.* (1997) apresenta as Equações 6 e 7 que permitem a estimativa da resistência não drenada de pico a partir da resistência de ponta total (q_t), a tensão vertical total (σ_{v0}) e o fator N_{kt} , assim utilizando o excesso de poropressão ($u_2 - u_0$) e o fator $N_{\Delta u}$.

$$S_u = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{N_{kt}} \quad (6)$$

$$S_u = \frac{u_2 - u_0}{N_{\Delta u}} \quad (7)$$

Diversas metodologias estão disponíveis na literatura para a estimativa do fator N_{kt} a partir de diferentes premissas, sejam elas empíricas, semiempíricas ou analíticas. A metodologia proposta por Mayne e Peuchen (2018), considera um banco de dados robusto de ensaios de piezocone e ensaios triaxiais não drenados de adensamento anisotrópico (CAUC) para propor uma correlação entre o fator N_{kt} e o parâmetro B_q . A Equação 8 apresenta a proposta dos autores.

$$N_{kt} = 10,5 - 4,6 \cdot (B_q + 0,1) \quad (8)$$

Já para a estimativa do fator $N_{\Delta u}$ uma proposta é a utilização da metodologia de Battaglio *et al.* (1981) a qual correlaciona o excesso de poropressão com o fator do cone, conforme descrito na Equação 9.

$$N_{\Delta u} = 4 + 6 B_q \quad (9)$$

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

3.1 Ensaio Triaxial (CIUC)

A Figura 2 apresenta a interpretação do ensaio triaxial, sendo apresentados os gráficos de tensão desviadora, excesso de poropressão gerado e razão de resistência de pico obtida. Como critério para a determinação da resistência não drenada, foi utilizado a máxima tensão desviadora, a qual ocorre a aproximadamente 5% de deformação axial.

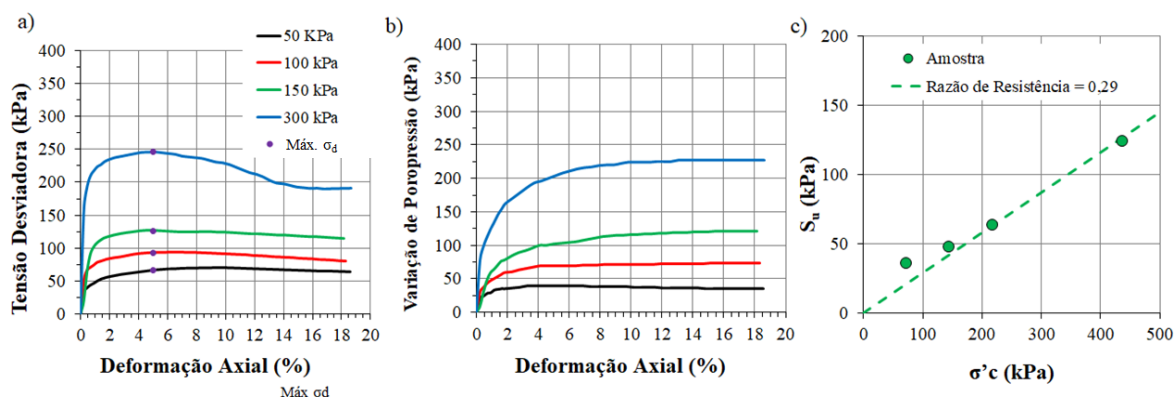


Figura 2. Interpretação do ensaio triaxial: a) Tensão desviadora; b) Excesso de poropressão; e c) Resistência não drenada de pico.

Os resultados dos ensaios triaxiais indicaram comportamento contrátil para o material, uma vez que todas as amostras ensaiadas apresentaram geração de excesso de poropressão positivo quando submetidas a esforços cisalhantes. No que tange a razão de resistência, foi obtido um valor da ordem de 0,29 ($S_u/\sigma'_c = 0,29$).

Pelo gráfico da razão de resistência nota-se que a envoltória obtida se ajusta a todos os pontos, a exceção da tensão confinante de 50 kPa, no qual o resultado obtido pelo ensaio fica acima da envoltória. Para as demais tensões confinantes de 100 kPa, 150 kPa e 300 kPa a envoltória se ajusta muito bem, indicando o ganho de resistência proporcional ao confinamento. Tendo em vista que a resistência do material é proporcional ao confinamento, induz-se que o material seria normalmente adensado (De Souza Pinto, 2016).

3.2 Ensaio de Cisalhamento Simples Direto (DSS)

A Figura 3 apresenta os resultados obtidos para o ensaio DSS. Como pode ser observado, de forma similar ao ensaio triaxial, o aluvião apresenta comportamento contrátil ao cisalhamento tendo em vista o excesso de poropressão positivo gerado durante o cisalhamento. Além disso, pode-se notar que o material não apresenta perda de resistência, sendo obtido o mesmo valor de tensão cisalhante a partir da deformação cisalhante de 5%.

A partir da máxima tensão cisalhante, foi obtida uma razão de resistência de pico da ordem de 0,22 ($S_u/\sigma'_{v0} = 0,22$), sendo esta inferior a obtida pelo ensaio triaxial. Tal resultado encontra-se dentro do esperado, visto que os valores de razão de resistência para o modo de cisalhamento do DSS são inferiores aos do ensaio triaxial (Figura 1).

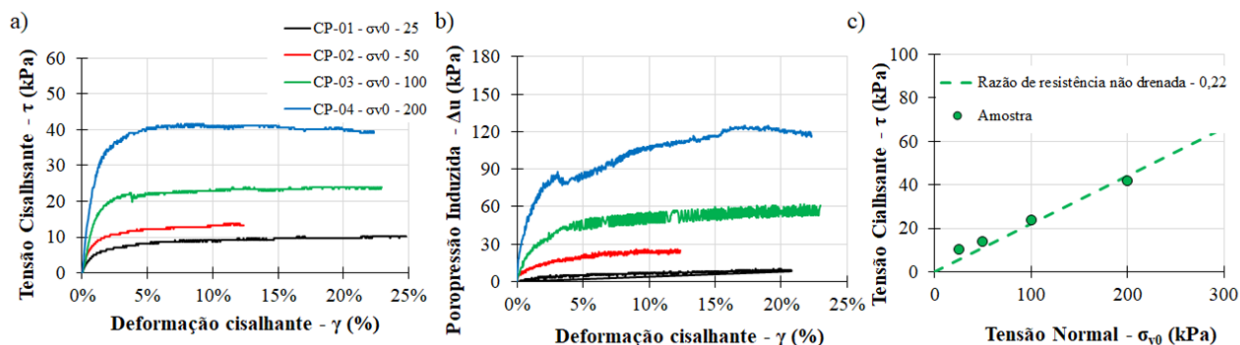


Figura 3. Interpretação do ensaio DSS: a) Tensão desviadora; b) Excesso de poropressão; e c) Resistência não drenada de pico.

A Tabela 1 apresenta a relação entre as razões de resistência obtidas por cada ensaio de laboratório, sendo a razão de resistência do DSS equivalente a 76% da obtida pelo ensaio triaxial. Tal relação encontra-se dentro do esperado conforme já reportado por Ladd e Foott (1974), sendo observado pelos autores valores próximos a 70%.

Tabela 1. Comparação das Razões de Resistência de Pico por Ensaio de Laboratório.

Ensaio	S_u/σ'_{v0}	Razão (DSS/TXC)
TXC	0,29	0,76
DSS	0,22	

Ainda analisando os dados do ensaio DSS, de forma similar ao ensaio triaxial, apenas o ponto de menor tensão confinante apresentou resultado acima da envoltória proposta. Além disso, observa-se que a resistência ao cisalhamento do aluvião é proporcional ao confinamento aplicado, sendo mais um indício do comportamento normalmente adensado do litotipo em avaliação.

3.3 Ensaio de Piezocone (CPTu)

3.3.1 Classificação Comportamental por Robertson (2016)

O resultado do ensaio CPTu permitiu a compreensão das características geotécnicas do solo em estudo bem como a identificação do aluvião em profundidade. Acima do aluvião, foi identificada uma porção de aterro lançado que apresenta resistências de ponta da ordem de 2.000 kPa e praticamente não gera excessos significativos de poropressão em profundidade ($B_q \approx 0$).

A Figura 4 apresenta o resultado da vertical analisada. Como pode ser observado, o aluvião se mostrou com baixa capacidade de carga atingindo valores de resistência de ponta na ordem de 1000 kPa, praticamente de forma uniforme. Foi observada também uma alta taxa de geração de poropressão no material com valores de (u_2) que chegam a 900 kPa. Considerando tais dados, o aluvião apresentou valores de $B_q > 0,40$ em toda a profundidade, revelando o seu comportamento não drenado para a cravação com velocidade padrão do cone, conforme critério sugerido por Schnaid (2009).

Os gráficos de IB e CD de Robertson (2016) permitiram identificar comportamento majoritariamente de solo argiloso e contrátil na camada aluvionar. Além disso, os dados de B_q observados pelo ensaio de CPTu corroboram com os resultados dos ensaios triaxial e DSS que mostraram geração de poropressão positiva para o material, denotando sua natureza contrátil.

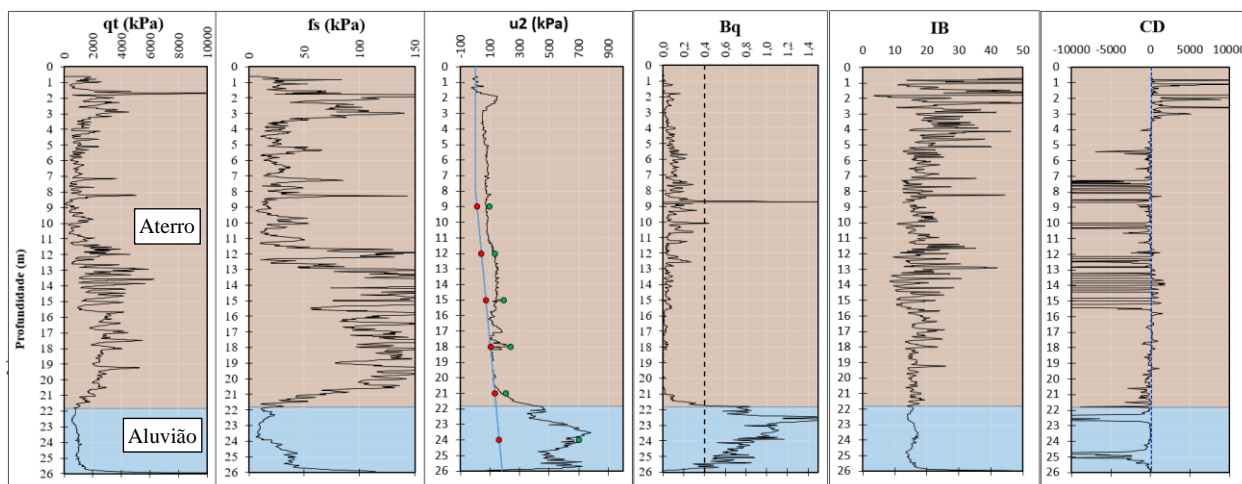


Figura 4. Gráficos Comportamentais CPTu com destaque para o aluvião em azul.

3.4 Comparação das Resistências Não Drenadas

Considerando apenas o trecho onde foi observado o aluvião (profundidade de 21,5m a 25,5 m) é apresentada na Figura 5 a comparação das resistências não drenadas de pico do material considerando as metodologias baseadas em ensaios de campo e laboratório. Conforme pode ser observado, os valores de resistência não drenada calculados via $N_{\Delta u}$ e N_{kt} encontram-se praticamente sobrepostos em profundidade, indicando que a utilização das poropressões ou da resistência de ponta indicariam a mesma conclusão sobre o parâmetro do material. Comparando-se o modo de cisalhamento do ensaio DSS, Triaxial e os resultados do ensaio de piezocone, denota-se que ambos resultados do CPTu se encontram mais próximos do modo de cisalhamento do DSS do que em relação ao obtido pelo ensaio triaxial. Ainda observam-se trechos (acima de 23,0m, majoritariamente) em que os dados do CPTu encontram-se abaixo da envoltória do DSS. Possivelmente, tal fato ocorre devido a variabilidade natural do parâmetro conforme descrito por Assis (2020).

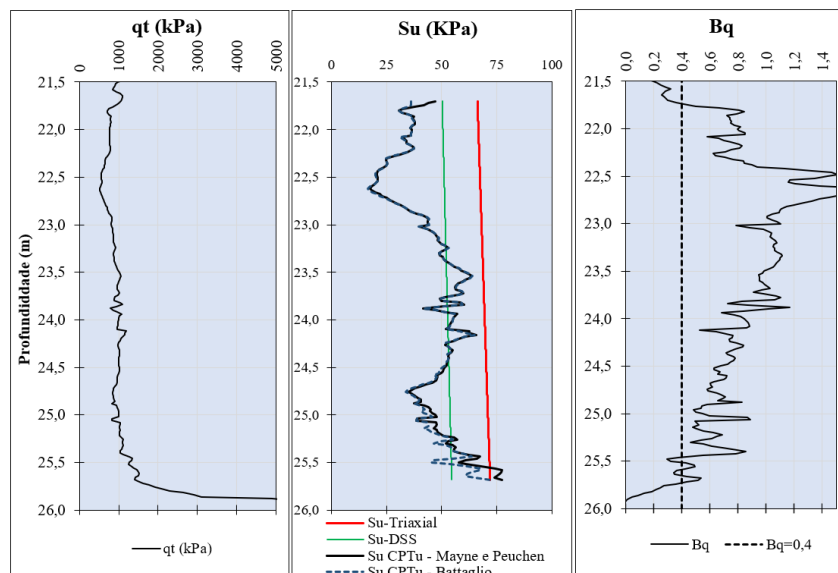


Figura 5. Comparação das Envoltórias de Resistência Não Drenada em Função da Profundidade

4 CONCLUSÕES

O presente artigo apresentou o comparativo da resistência não drenada de pico de um aluvião presente na fundação de uma barragem de contenção de rejeitos, a partir da interpretação de ensaios de campo e de laboratório. Conforme pode ser observado, o modo de cisalhamento mostrou influência na razão de resistência

não drenada obtida para o material em laboratório, sendo o valor de 0,22 ajustado para o ensaio DSS e 0,29 para o ensaio triaxial. A diferença entre os resultados de cada ensaio se mostrou dentro do esperado conforme já apresentado por Ladd e Foott (1974) para outros materiais.

Os dados obtidos em laboratório foram comparados com as resistências obtidas pelo ensaio de piezocone a partir da metodologia de Mayne e Peuchen (2018) e Battaglio *et al.* (1981). Os resultados indicaram que os dados de CPTu, seja baseado na resistência de ponta ou poropressões, se mostram mais próximos do resultado do ensaio DSS do que o próprio triaxial. Tais dados reforçam a necessidade de se determinar diferentes envoltórias de resistência para o material estudado, com o objetivo de se obter a mais representativa para cada problema/cenário de análise a ser avaliado, a depender do modo de cisalhamento esperado em campo. Neste caso, dada a variabilidade do parâmetro obtida, a envoltória calculada pelo DSS e pelo CPTu, configuram-se como a envoltória mais conservadora, possivelmente a ser adotada como referência de projeto.

É importante ressaltar que os resultados e conclusões obtidas para o aluvião aqui estudado não devem ser replicados diretamente sem estudos aprofundados a materiais que apresentem características geotécnicas diferentes (materiais com comportamento diferente do apresentado). Sendo assim, é sugerido que, para outros materiais, sejam avaliados dados de campo e laboratório de forma similar ao apresentado para a estimativa das resistências não drenadas, bem como a determinação do valor de B_q , de forma a confirmar se o material apresenta comportamento não drenado que justifique a definição deste tipo de parâmetro de resistência.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem a Pimenta de Ávila pelo apoio e incentivo a publicação.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Assis, A. P. (2020). *Risk management for geotechnical structures: consolidating theory into practice*. Soils and Rocks, 43(3), 311-336.
- ASTM International (2011). ASTM D4767-11, *Standard Test Method for Consolidated Undrained Triaxial Compression Test for Cohesive Soils*, ASTM International.
- ASTM International (2017). ASTM D6528-17, *Standard Test Method for Consolidated Undrained Direct Simple Shear Testing of Fine Grain Soils*, ASTM International.
- Battaglio, M., Jamiolkowski, M., Lancellotta, R., & Maniscalco, R. (1981). *Piezometer probe test in cohesive deposits*. In *Cone penetration testing and experience* (pp. 264-302). ASCE.
- Mayne, P. W. (2016) *Evaluating effective stress parameters and undrained shear strengths of soft-firm clays from CPT and DMT*. Australian Geomechanics Journal, v. 51, n. 4, p. 27-55,.
- Brown, B.; Gillani, I. (2016) *Common errors in the slope stability analyses of tailings dams*. In: APSSIM: Proceedings of the First Asia Pacific Slope Stability in Mining Conference. Australian Centre for Geomechanics, 2016. p. 545-556.
- Lunne, Tom; Powell, John JM; Robertson, Peter K. (1997) *Cone penetration testing in geotechnical practice*.
- Mayne, P. W.; Peuchen, J. (2018) *Evaluation of CPTU N_{kt} cone factor for undrained strength of clays*. In: Cone Penetration Testing 2018. CRC Press, 2018. p. 423-429.
- Schnaid, F. (2008). *In situ testing in geomechanics: the main tests*. CRC Press.
- De Sousa Pinto, C. (2016). *Curso básico de Mecânica dos Solos*. Oficina de Textos.
- INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION - ISO 22476-1. (2022): *Geotechnical investigation and testing — Field testing — Part 1: Electrical cone and piezocone penetration test*.
- Robertson, P.K. (2016). *Cone penetration test (CPT)-based soil behaviour type (SBT) classification system — An update*. Canadian Geotechnical Journal, 53(12): 1910–1927. doi:10.1139/cgj-2016-0044
- Ladd, C. C., & Foott, R. (1974). New design procedure for stability of soft clays. Journal of the geotechnical engineering division, 100(7), 763-786.