



Sobre as causas da baixa resistência ao cisalhamento exibida por uma areia

Marcelo Heidemann

Professor Associado, Universidade Federal de Santa Catarina, Joinville, Brasil; Construct, Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, Porto, Portugal, marcelo.heidemann@ufsc.br

Caetano Matheus Rech Teodoro

Estudante de Graduação, Universidade Federal de Santa Catarina, Joinville, Brasil.

Samuel Furtado de Gasperin

Estudante de Graduação, Universidade Federal de Santa Catarina, Joinville, Brasil.

Eduardo Guerreiro Kuzer

Estudante de Graduação, Universidade Federal de Santa Catarina, Joinville, Brasil.

Helena Paula Nierwinski

Universidade Federal de Santa Catarina, Joinville, Brasil;

Professora Adjunta, Universidade Federal de Santa Catarina, Joinville, Brasil.

RESUMO: Este trabalho analisa as causas da baixa resistência ao cisalhamento observada em uma areia natural inicialmente selecionada para uso em estruturas de solo reforçado. Foram conduzidos ensaios de caracterização física, incluindo granulometria, densidade real dos sólidos e imagens microscópicas, além de ensaios de densificação e compactação e cisalhamento direto. A areia é predominantemente média a fina, com baixa presença de finos, classificada como SP-SM e A-3. Os resultados indicam que, mesmo em elevadas densidades relativas, a resistência ao cisalhamento permaneceu inferior ao esperado, com ângulo de atrito de estado crítico de apenas 24° , valor abaixo de 99% dos dados comparativos da literatura. Ensaios adicionais mostraram que a quebra de grãos durante o cisalhamento não foi significativa, descartando essa hipótese como causa da baixa resistência. As evidências apontam para a distribuição granulométrica pouco uniforme (C_u elevado e C_c abaixo de 1) e possível influência da morfologia dos grãos como os principais fatores associados ao comportamento observado.

PALAVRAS-CHAVE: areia, morfologia de partículas, resistência ao cisalhamento, quebra de partículas.

ABSTRACT: This study investigates the causes of the low shear strength observed in a natural sand initially selected for use in reinforced soil structures. Physical characterization tests were conducted, including grain size distribution, specific gravity of solids, and microscopic imaging, along with compaction, densification, and direct shear tests. The sand is predominantly medium to fine, with a low fines content, and is classified as SP-SM and A-3. The results indicate that, even at high relative densities, the shear strength remained below expectations, with a critical state friction angle of only 24° , a value lower than 99% of the comparative data reported in the literature. Additional tests showed that particle breakage during shearing was not significant, ruling out this hypothesis as a cause for the low strength. Evidence points to the poorly graded grain size distribution (high C_u and C_c below 1) and the possible influence of particle morphology as the main factors associated with the behavior observed.

KEYWORDS: sand, particle morphology, shear strength, particle breakage

1 INTRODUÇÃO

Solos granulares são normalmente preferidos em detrimento a materiais finos na seleção de materiais a serem empregados em estruturas de solo reforçado. Isto porque tendem a apresentar melhores características



mecânicas, bem como menor sensibilidade ao teor de umidade durante a compactação. Nesse sentido, as areias tendem a ser consideradas materiais geotécnicos de melhor desempenho mecânico se comparado às argilas e os siltos.

Por exemplo, segundo recomendações estabelecidas para estruturas de terra armada (*Direction Des Routes Et De La Circulation Routiers, 1979*), o material de aterro deve apresentar ângulo de atrito interno (ϕ') de no mínimo 36° , de forma que o ângulo de atrito de interface atinja ao menos 22° . Além disso, do ponto de vista granulométrico, há restrições a solos que apresentam teor de finos superior a 15%. Caso este critério não seja satisfeito, devem ser empregados apenas solos cujo percentual de partículas menores que 15 μm seja inferior a 10%.

Desta forma, a utilização de solos arenosos é quase imperativa, uma vez que, em geral, areias são capazes de satisfazer os critérios granulométricos e atingir os níveis de resistência ao cisalhamento mencionados. Cho et al. (2006) apresentam dezenas de observações de ângulos de atrito de estado crítico para areias que atingem 30° ou mais. Assim, somando-se o efeito da dilatância obtido com a densificação destes materiais, em geral é possível atingir $\phi'_p=36^\circ$.

Sowers e Sowers (1951) apontam que o ângulo de atrito de pico em areias fofas varia de 30° (areias uniformes de grãos arredondados) até 39° (areias bem graduadas de grãos angulosos). Schmertmann (1978) e NAVFAC (1982) demonstram a relação entre a densidade relativa ou densidade seca de areias com distintas características granulométricas e o ângulo de atrito.

Entretanto, são reconhecidos diversos fatores que podem levar as areias a apresentarem baixa resistência ao cisalhamento (reduzido ângulo de atrito). Santamarina e Cho (2004) e Cho et al. (2006) discutem como a forma das partículas influencia o ângulo de atrito, e demonstram que grãos mais arredondados ou esféricos tendem a ter menor resistência ao cisalhamento. Em estado solto algumas areias podem ter ângulos de atrito de estado crítico baixos, entre 25° ou 30° (Miura et al. 1997; Been e Jefferies, 1985; Lade e Yamamuro, 1996).

O ângulo de atrito de pico é afetado pela dilatância, dependendo, portanto, do índice de vazios inicial e fábrica. Já o ângulo de atrito de estado crítico, segundo Mitchell e Soga (2005), depende da uniformidade das partículas, seu tamanho, forma e mineralogia, sendo uma propriedade intrínseca ao material. Assim, sofre variações em função de fenômenos relacionados à degradação das partículas, apenas. Casos de areias, em geral de origem carbonática ou glacial, que sofrem degradação mecânica durante o cisalhamento, são discutidos por Coop et al. (2004), Shahnazari e Rezvani (2013) e Altuhafi et al. (2010), entre outros.

Outra causa associada a areias com baixo ângulo de atrito é a presença de finos em sua composição. Salgado et al. (2000), Thevanayagam et al. (2002), Murthy et al. (2007) e Yang e Wei (2012) demonstram a influência de finos na redução do ângulo de atrito de areias.

Ao se buscar materiais para a construção de um sistema em solo reforçado no estado do Paraná, uma jazida de areias foi selecionada tendo em conta as características normalmente favoráveis destes materiais. Entretanto, durante a campanha experimental de laboratório, executada para validação dos parâmetros de comportamento geotécnico, valores significativamente baixos de resistência ao cisalhamento foram observados neste material.

Não se trata, ao que se sabe, de material sujeito à baixa resistência, como areias com feições diatomáceas. Ensaios adicionais foram executados de forma que a hipótese de erro experimental pudesse ser refutada. A partir destes resultados que confirmaram a baixa resistência medida, são levantadas e discutidas outras hipóteses para os achados. Assim, este trabalho tem por objetivo descrever os resultados obtidos em ensaios de caracterização e resistência da areia em questão, que apresentou níveis expressivamente baixos de resistência ao cisalhamento, bem como apresentar as hipóteses que deverão ser confirmadas/refutadas em estudos futuros.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

A areia ensaiada tem coloração bege a marrom claro e finos presentes em baixa quantidade. A Figura 1 mostra o aspecto do material estudado, o qual foi submetido a ensaios de caracterização física básica (granulometria, densidade real dos sólidos - G) complementada por imagens em microscópio ótico, as quais são mostradas na Figura 2. Foram também executados ensaios de compactação Proctor sob energia normal, índice de vazios máximo e mínimo, e ensaios de cisalhamento direto.



A amostra ensaiada foi previamente seca ao ar e a porção utilizada nos ensaios de determinação da densidade real dos sólidos foi tomada da fração passante na peneira 2,0 mm já que o ensaio foi executado conforme norma DNER ME093-94. A mesma peneira foi usada para segregar a fração usada nos ensaios de granulometria por sedimentação. Nos demais ensaios empregou-se a amostra sem segregação de partículas.



Figura 1. Aspecto da amostra ensaiada.

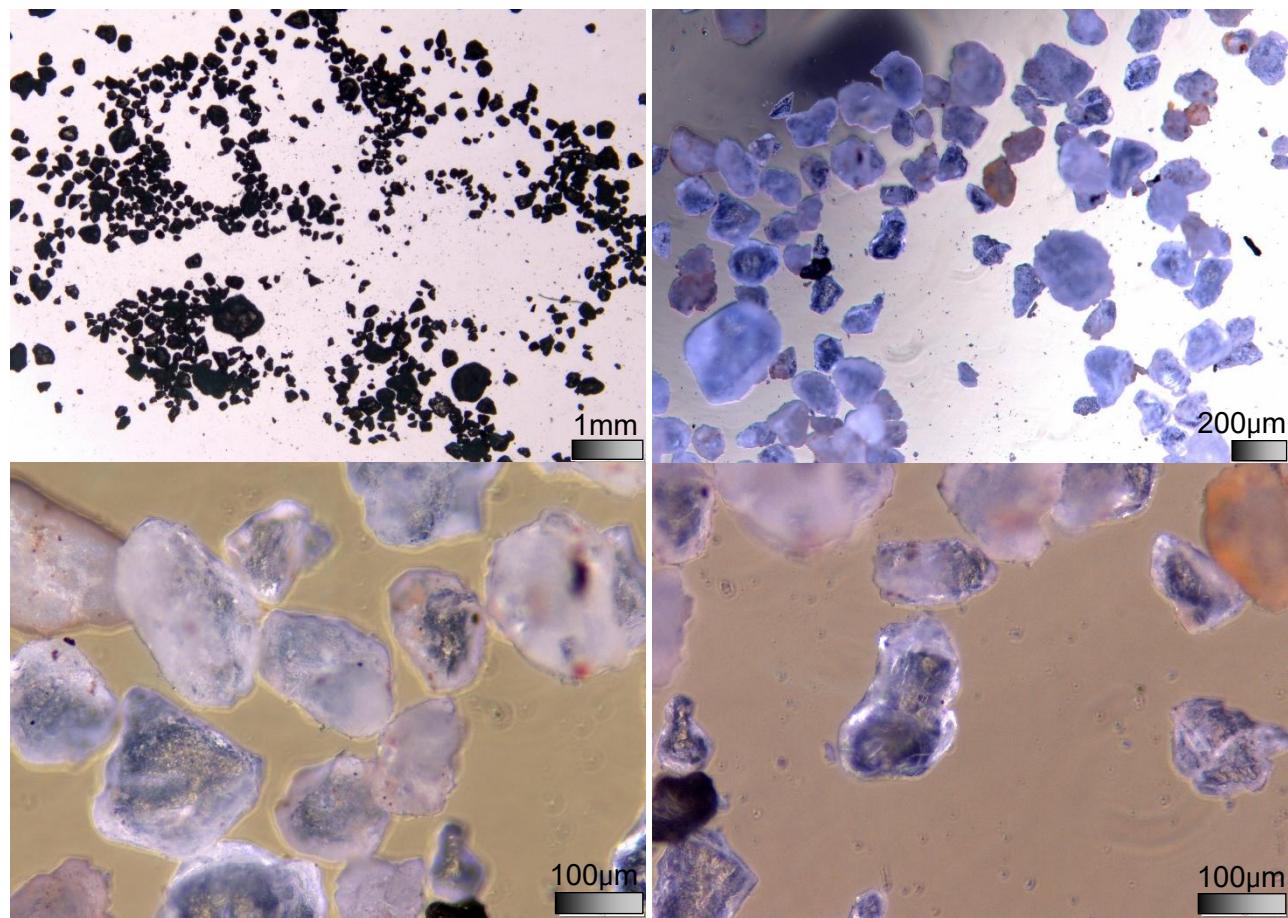


Figura 2. Amostra em imagens de microscopia: a) variação no tamanho e forma de grãos; b) coloração dos grãos; c) forma de grãos em detalhe; d) grãos angulosos presentes na amostra.

Os ensaios de granulometria foram executados conforme recomendações da norma ABNT NBR 7181 (2025), com uso de solução defloculante. A classificação das frações constituintes das amostras foi feita de



acordo com a ABNT NBR 6502 (2022) e a classificação do material segundo métodos SUCS e AASHTO foi feita a partir das normas ASTM D2487 (2025) e ASTM D3282 (2025).

Os ensaios para definição dos índices de vazios máximo e mínimo foram executados conforme método A da ASTM D4254 (2016) e método 1A da ASTM D4253 (2016). Os ensaios de compactação Proctor foram executados conforme recomendações da norma ABNT NBR 7182 (2016), em amostras não trabalhadas. Empregou-se energia normal de compactação, utilizando-se cilindro pequeno e soquete pequeno.

Os ensaios de cisalhamento direto foram executados conforme recomendações da norma técnica ASTM D3080 (2023). Os corpos de prova foram moldados diretamente na célula de cisalhamento, que tem dimensões B=60 mm, L=60 mm e H=20 mm, de forma a atingir densidade igual à máxima obtida no ensaio de compactação Proctor e o que equivale a uma densidade relativa (DR) da ordem de 75%. Foram executados ensaios sob tensões normais efetivas de 50, 100, 200 e 400 kPa, utilizando-se um corpo de prova para cada tensão normal efetiva. Os ensaios foram executados em corpos de prova submersos.

A fase de consolidação teve duração de 60 minutos, embora muito antes as deformações cessem. A partir do comportamento exibido na fase de consolidação estipulou-se a velocidade de cisalhamento necessária para permitir que a ruptura se desse de forma drenada. Gibson e Henkel (1954) propuseram uma equação empírica para cálculo do tempo requerido para o cisalhamento, em função o tempo para que ocorra 100% do adensamento (t_{100}) em um carregamento oedométrico:

$$t_f = 12,7 \cdot t_{100} \text{ (min)} \quad (1)$$

Com este procedimento definiu-se a taxa de cisalhamento como sendo da ordem de 0,1 mm/min. Cada corpo de prova foi cisalhado até que se atingisse um deslocamento de 6 mm, requerendo cerca de 60 minutos para conclusão da fase de cisalhamento.

Para investigar o efeito da densidade dos corpos de prova sobre a resistência ao cisalhamento do material, ensaios de cisalhamento adicionais foram conduzidos em corpos de prova densificados de forma a atingir DR=100%. Estes foram ensaiados em cisalhamento direto sob tensões normais efetivas da ordem de 100 e 200 kPa aos moldes dos ensaios previamente descritos.

Considerando a possibilidade de a quebra de grãos ser a causa da baixa resistência, ensaios de granulometria foram conduzidos em amostras produzidas a partir do material presente na porção central de corpos de prova submetidos a ensaios de cisalhamento direto do tipo múltipla reversão. Para tal, foram conduzidos três ensaios de cisalhamento direto com 3 reversões (4 ciclos de cisalhamento) sob $\sigma'=400$ kPa com taxa de cisalhamento da ordem de 0,1 mm/min, até que se atingisse um deslocamento de 10mm em cada ciclo.

Cessados os ensaios, os corpos de prova foram cuidadosamente removidos da célula e separados, para coleta do material presente na faixa central (cerca de 5 mm de espessura) do corpo de prova. Os ensaios de granulometria foram executados apenas por peneiramento, mas conforme recomendações da norma ABNT NBR 7181 (2025).

3 RESULTADOS

O material ensaiado é não plástico e corresponde a uma areia média a fina (83%) com presença de cerca de 6% de finos. O restante corresponde a areias grossas e pedregulhos. A curva granulométrica do material é mostrada na Figura 3.

A partir da curva granulométrica e dos ensaios de índice de vazios máximo e mínimo foram definidas as seguintes características físicas, as quais apontam para um material de granulometria pouco uniforme (tem $C_U > 3$) e ligeiramente fora do intervalo que o define como bem graduado (tem $C_C < 1$), o que é pouco usual em areias. Do ponto de vista de classificação, tem-se um material definido como SP-SM (SUCS) e A-3 (AASHTO).

Os resultados obtidos são comparados com os publicados e referenciados por Cho et al. (2006) para 84 areias, naturais e artificialmente processadas. Observa-se que a relação entre d_{50} e C_U se encontra no contexto daqueles de referência, não parecendo advir daí as especificidades desta areia. Os índices de vazios máximo e mínimo são próximos aos mais baixos comparativamente aos de Cho et al. (2006).

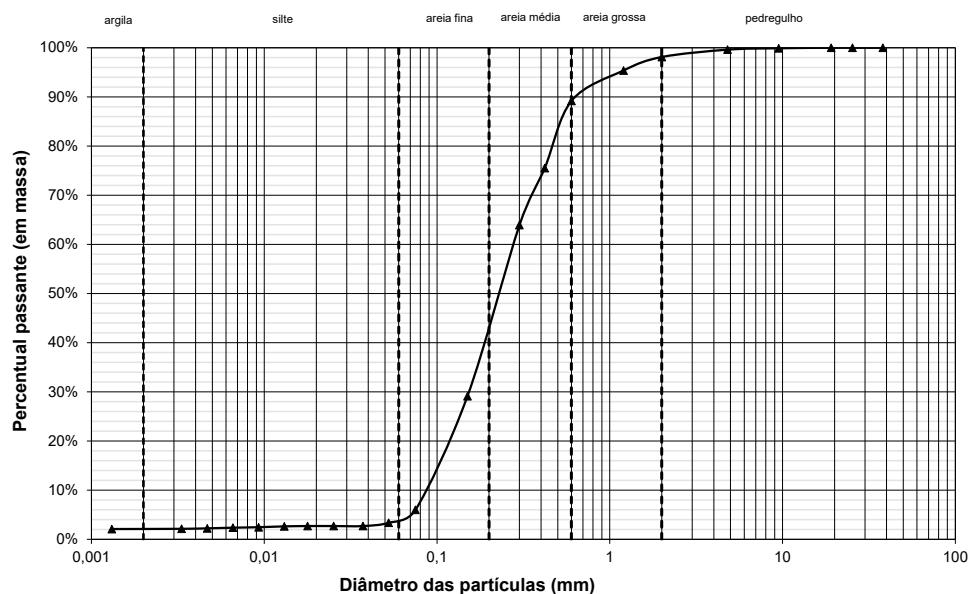


Figura 3. Curva granulométrica do material ensaiado.

Tabela 1. Propriedades físicas da areia estudada

e_{\max}	0,806
e_{\min}	0,429
γ_d, \max (proctor normal)	1,714
e (proctor normal)	0,522
Umidade ótima	10,8%
D_{60}	0,28 mm
D_{50}	0,21 mm
D_{30}	0,15 mm
D_{10}	0,085 mm
C_u	3,29
C_c	0,95

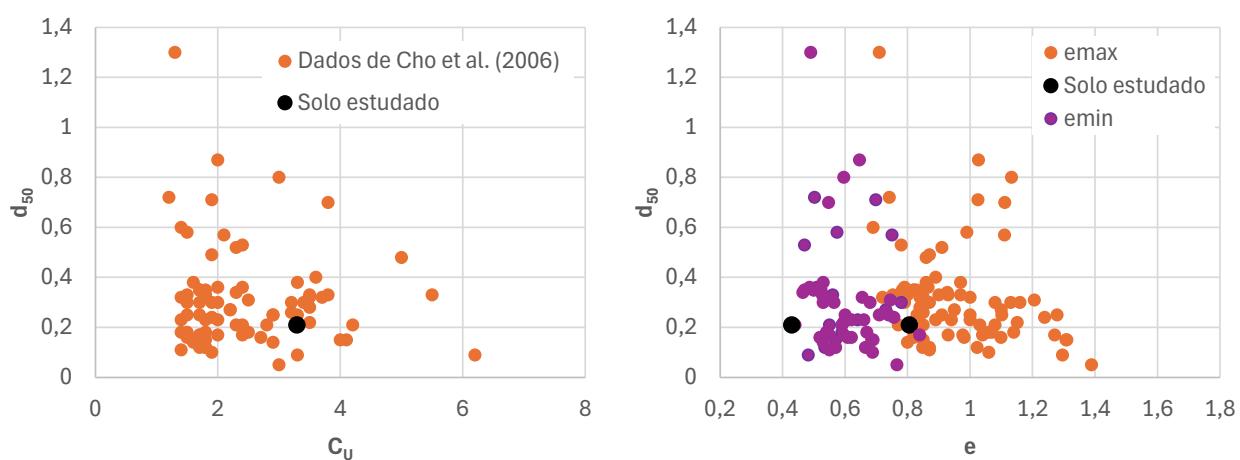


Figura 4. Comparação das propriedades físicas do solo estudado com os dados publicados por Cho et al. (2006).

As curvas tensão-deformação dos ensaios de cisalhamento direto executados em corpos de prova sob índice de vazios inicial (e_0) igual a 0,52 ($D_R=75\%$ e $\gamma_d=1,71 \text{ gf/cm}^3$) são mostradas na Figura 5 juntamente com os corpos de prova sob $e_0=0,43$ ($D_R\sim100\%$ e $\gamma_d=1,81 \text{ gf/cm}^3$).



Verifica-se que sob $e_0=0,43$ (linhas cheias) os picos de resistência são muito suaves, apesar do comportamento francamente dilatante sob tensões normais entre 50 e 200 kPa. A ausência de picos mais claros é um ponto de interesse nestes ensaios. Ao se elevar a densidade relativa até próximo de 100% percebe-se a elevação da resistência ao cisalhamento decorrente do fenômeno de dilatância, mas em pós-pico (possivelmente o estado crítico, e daqui em diante assumindo esta hipótese) percebem-se resultados similares apesar das diferentes densidades iniciais, conforme previsto.

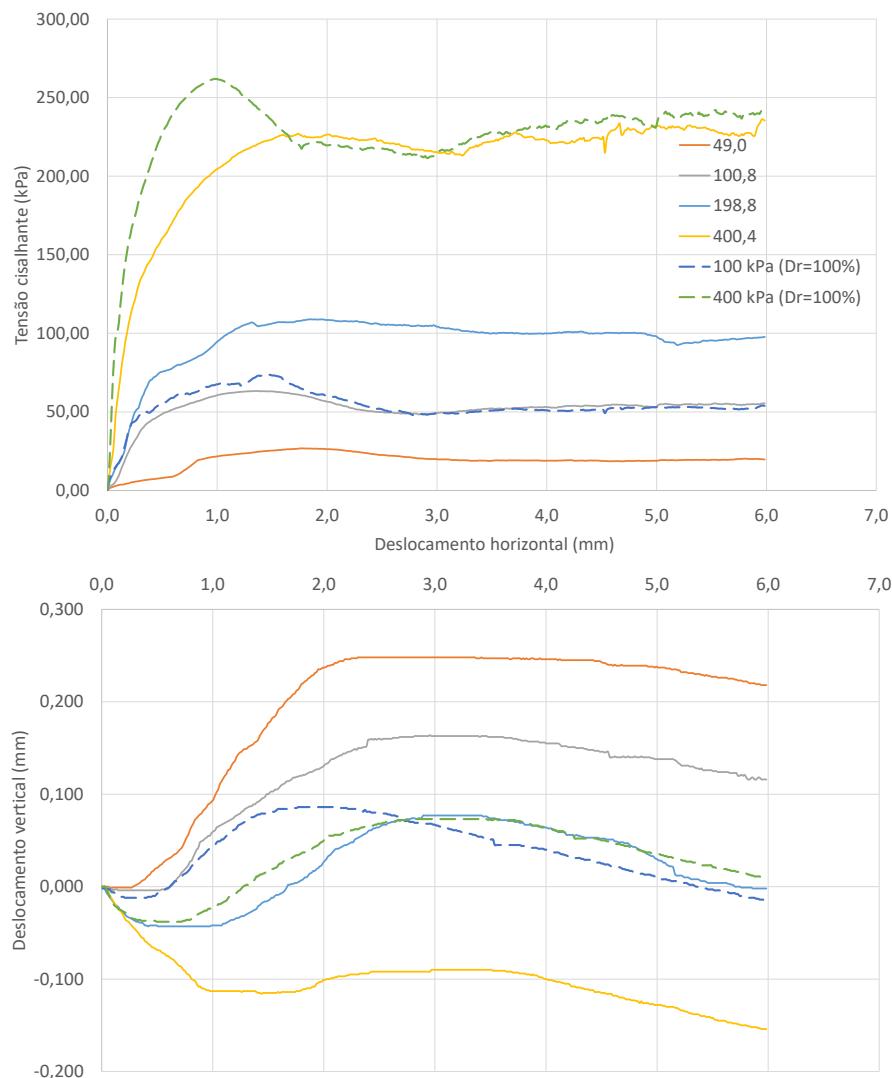


Figura 5. Curvas tensão-deformação oriundas dos ensaios de cisalhamento direto.

Considerando os resultados sob $e_0=0,43$, a areia apresenta ângulo de atrito de pico (ϕ'_p) da ordem de 28° e de 24° em estado crítico (ϕ'_{cv}). O ângulo de dilatância (ψ) é da ordem de 4° . Com $e_0=0,43$ o valor de ϕ'_p atinge 32° , sendo $\psi=8^\circ$. Verifica-se, portanto, que ainda que densificado a uma densidade relativa muito elevada, a resistência em pico pouco se eleva para além do intervalor tipicamente encontrado para o estado crítico em areias. A Figura 6 mostra estes achados em comparação aos publicados por Cho et al. (2006).

Observa-se que os valores de ângulo de atrito são mais baixos que 99% da amostra usada para comparação, mas que o valor de d_{50} não se mostra discrepante dos tipicamente reportados na literatura. Por outro lado, tendo em conta C_u observa-se um descolamento maior dos dados experimentais em relação aos dados de referência. Isto permite conjecturar que parte das causas que originam o comportamento demonstrado reside na distribuição não uniforme deste solo.

Os ensaios de granulometria executados em material pós-cisalhamento geraram curvas muito similares, praticamente idênticas aos do material original (e por isso essas curvas são aqui suprimidas), de

forma que a quebra de grãos não se mostrou um fenômeno relevante para explicar o comportamento desta areia.

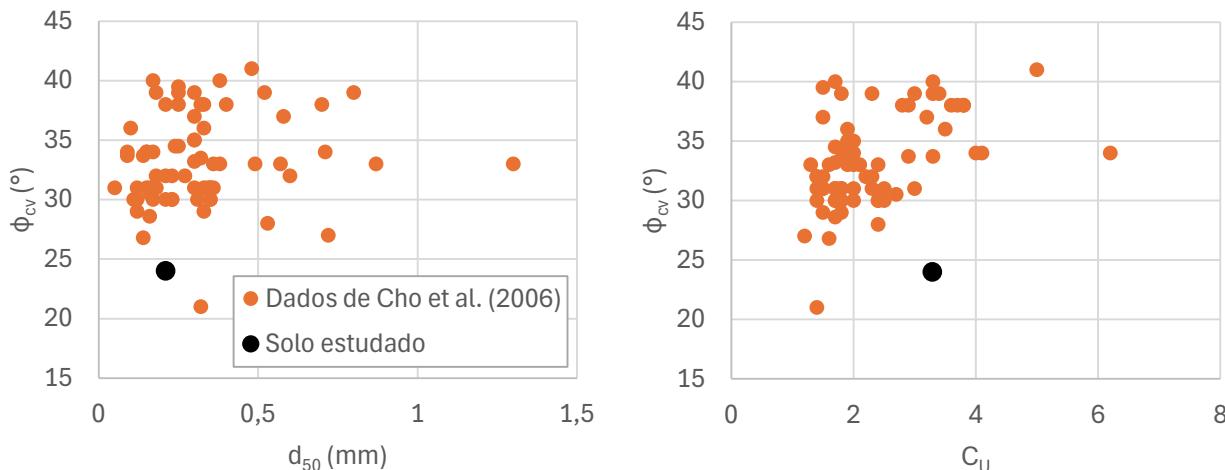


Figura 6. Comparação de ϕ'_{cv} com os dados publicados por Cho et al. (2006).

Assim, verificou-se que a explicação para a baixa resistência deste material deve residir em características relacionadas à distribuição granulométrica e formato de grãos. Desta forma, investigações relacionadas à morfologia das partículas são etapas futuras desta pesquisa. Abordagens diversas para tal, além das propostas por Miura et al. (1997), Cho et al. (2006) e Santamarina e Cho (2004), são sumarizadas em Anusree e Latha (2023).

4 CONCLUSÕES

O material estudado corresponde a uma areia média a fina, majoritariamente. A granulometria é pouco uniforme e está fora do intervalo que o define areias como bem graduadas. A conjunção destes fatores é pouco usual em depósitos arenosos naturais, sendo uma das possíveis causas para a baixa resistência ao cisalhamento desta areia.

Ensaios de resistência ao cisalhamento apontaram para um ângulo de atrito de estado crítico de 24°, apenas, sendo mais baixo que 99% da amostra usada para comparação (publicadas por Cho et al. 2006). Este baixo ângulo de atrito correlaciona-se a valores de C_U comparativamente elevados, e bastante fora do contexto C_U - ϕ'_{cv} exposto por Cho et (2006). Em cisalhamento a areia não sofre quebra de grãos, de forma que não se mostrou ser este um fenômeno relevante para explicar a baixa resistência observada.

Assim, verificou-se que a explicação para a baixa resistência deste material deve residir em características relacionadas à distribuição granulométrica e formato de grãos. Logo, investigações relacionadas à morfologia das partículas devem ser conduzidas e são etapas futuras desta pesquisa.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABNT (1995) *NBR 6502 - Rochas e Solos*. Rio de Janeiro: ABNT.
- ABNT (2016) *NBR 7182 - Solo — Ensaio de compactação*. Rio de Janeiro: ABNT.
- ABNT (2025) *NBR 7181 – Solo – Análise granulométrica*. Rio de Janeiro: ABNT.
- Altuhafi FN, Baudet BA, Sammonds P (2010) *The mechanics of subglacial sediments: Current understanding and future directions*. Geological Society, London, Special Publications, 344(1), 157-177.
- Anusree K, Latha GM (2023) *Characterization of sand particle morphology: state-of-the-art*. Bull Eng Geol Environ 82 (269).



ASTM (2016) *Standard Test Methods for Maximum Index Density and Unit Weight of Soils Using a Vibratory Table - D4253*. ASTM Int. West Conshohocken, PA.

ASTM (2016) *Standard Test Methods for Minimum Index Density and Unit Weight of Soils and Calculation of Relative Density - D4254*. ASTM Int. West Conshohocken, PA.

ASTM (2023) *Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions - D 3080*. ASTM International, West Conshohocken, PA, USA.

ASTM (2025) *Standard Practice for Classification of Soils and Soil-Aggregate Mixtures for Highway Construction Purposes - D3282*. ASTM Int. West Conshohocken, PA.

ASTM (2025) *Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System) - D2487*. ASTM Int. West Conshohocken, PA.

Been K, Jefferies MG (1985) *A state parameter for sands*. Géotechnique, 35(2), 99-112.

Cho GC, Dodds J, Santamarina JC (2006) *Particle shape effects on packing density, stiffness, and strength: Natural and crushed sands*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 132(5), 591-602.

Coop MR, Sorensen KK, Bodas Freitas T, Georgoutsos G (2004). *Particle breakage during shearing of a carbonate sand*. Géotechnique, 54(3), 157-163.

DNER (1994) *Solos: determinação da densidade real - ME 093*.

Gibson RE, Henkel DJ (1954) *Influence of duration of tests at constant rate of strain on measure drained strength*. Géotechnique, 4(1).

Lade PV, Yamamuro JA (1996) *Undrained behavior of very loose sands in triaxial compression*. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 122(8), 622-632.

Miura K, Maeda K, Furukawa M, Toki S (1997) *Physical characteristics of sands with different primary properties*. Soils and Foundations, 37(3), 53-64.

Murthy TG, Loukidis D, Carraro JAH, Prezzi M, Salgado R (2007) *Undrained monotonic response of clean and silty sands*. Géotechnique 57(3), 273-288

NAVFAC. 1982. *Soil Mechanics, DM 7.1*. Naval Facilities Engineering Command, Alexandria, VA.

Salgado R, Bandini P, Karim, A (2000) *Shear strength and stiffness of silty sand*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 126(5), 451-462.

Santamarina JC, Cho GC (2004) *Soil behaviour: The role of particle shape*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 130(6), 591-602.

Shahnazari H, Rezvani R. (2013). *Effective parameters for the particle breakage of calcareous sands: An experimental study*. Engineering Geology, 159, 83-92.

Sowers GB, Sowers BF (1951) *Introductory Soil Mechanics and Foundations*, Macmillian, New York.

Thevanayagam S, Shethan T, Mohan S, Liang J (2002) *Undrained Fragility of Clean Sands, Silty Sands, and Sandy Silts*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 128 (10).

Yang J, Wei LM (2012) *Collapse of loose sand with the addition of fines: The role of particle shape*. Géotechnique, 62(12), 1111-1125.