

Resistência e Dilatância de uma Areia de Duna de Natal/RN

Tahyara Barbalho Fontoura
UFPE, Recife, Brasil, tahyara_barbalho@hotmail.com

Olavo Francisco dos Santos Junior
UFRN, Natal, Brasil, olavo@ct.ufrn.br

Ricardo Nascimento Flores Severo
IFRN, Natal, Brasil, ricardo.severo@ifrn.edu.br

Roberto Quental Coutinho
UFPE, Recife, Brasil, rqc@ufpe.br

Antonio Joaquim Pereira Viana da Fonseca
CONSTRUCT-GEO / FEUP, Porto, Portugal, viana@fe.up.pt

RESUMO: Parte da cidade do Natal, capital do Estado do Rio Grande do Norte, está assentada sobre dunas. Na cidade, há dois importantes campos de dunas que são áreas de preservação permanente: o Parque das Dunas e o Parque da Cidade. Entretanto, sabendo que a cidade foi construída sobre dunas e que ainda há locais onde a permissão para construir é liberada, são necessários estudos que esclareçam o comportamento mecânico desses sedimentos arenosos. Este trabalho apresenta os resultados parciais de uma pesquisa a respeito da Areia de Dunas de Natal/RN e tem como objetivo estudar o seu comportamento resistente, nas vertentes friccional (ou de atrito) e dilatante. Para tal, foi analisado o efeito do índice de vazios e da tensão confinante. As amostras foram caracterizadas fisicamente e realizados ensaios triaxiais adensados isotropicamente e drenados. Os corpos de prova (100 x 50 mm) foram moldados com teor de umidade de 6% para 3 valores de índice de vazios entre os índices de vazios máximo (0,80) e mínimo (0,59): 0,60; 0,70; 0,80. Foram adotadas tensões de confinamento de 50, 100, 200 e 300 kPa. A velocidade de deslocamento axial utilizada nos ensaios triaxiais foi de 0,1 mm/min, suficientemente baixa para evitar a geração de incrementos de poro-pressão. Corroborando estudos anteriores, observou-se que a resistência da areia pode ser caracterizada pelo ângulo de atrito de pico, $\phi_{\text{máx}}$, e o ângulo de atrito do estado crítico, ϕ_{crit} , ou seja a volume constante. Como esperado, constatou-se que o ângulo de atrito de pico ($\phi_{\text{máx}}$) depende do índice de vazios da areia, diferentemente do ângulo de atrito crítico (ϕ_{crit}) que se mantém constante com a variação do índice de vazios. Os resultados mostram que o ângulo de atrito de pico ($\phi_{\text{máx}}$) variou entre 31,1° e 34,1°, aumentando com a redução do índice de vazios. Já o ângulo de atrito no estado crítico (ϕ_{crit}) manteve-se praticamente constante, da ordem de 31,5° (entre 31,1° e 31,9°), sendo a diferenciação para o valor mínimo antes apontado para o $\phi_{\text{máx}}$, meramente operacional. Quanto a dilatância, foi constatado que, à medida que o índice de vazios diminui (tornando o corpo de prova mais compacto), a dilatância aumenta. Estimando-se uma tendência friccional considerando todas as amostras ensaiadas, nota-se que a reta corta o eixo das ordenadas (q/p') num valor de M igual a 1,26. Esse valor de M corresponde a um ângulo de atrito no estado crítico (ϕ_{crit}) igual a 31,37°, compatível com os resultados dos ensaios realizados.

PALAVRAS-CHAVE: Areia de Natal, Ensaio Triaxial, Resistência ao Cisalhamento, Dilatância.

1 INTRODUÇÃO

A resistência das areias é geralmente caracterizada pelo ângulo de atrito de pico, ϕ_p , e pelo ângulo de atrito no estado crítico, ϕ_{cv} . É geralmente reconhecido que o ângulo de atrito de pico depende não só da densidade como também da trajetória de tensão, incluindo as diferenças entre o plano de deformação e as condições do ensaio triaxial. (Schanz, 1996).

Na sequência do trabalho inicial de D. W. Taylor, a resistência e a dilatância dos solos receberam uma grande atenção na década de 1960.

Bolton (1986) clareou os conceitos de atrito e dilatância em relação a escolha de parâmetros de resistência para projeto. Introduziu também um novo índice de dilatância relativa e, para demonstrá-lo, o testou na previsão do comportamento de areias na ruptura. Além disso, considerou as implicações das novas correlações para os procedimentos dos ensaios de laboratório e campo.

Foi demonstrado em seus estudos que os ângulos de cisalhamento são necessários em uma abordagem racional para a resistência e a dilatância de areias. Evidenciou que $\phi'_{m\acute{a}x} - \phi'_{cr\acute{i}t}$ é uma medida útil do componente adicional de resistência devido a dilatância em solos densos, e uma expressão (1) foi derivada, sendo esta operacionalmente equivalente a teoria bem estabelecida de Rowe.

$$\phi' = \phi'_{cr\acute{i}t} + \psi \quad (1)$$

Diante dessa abordagem, este trabalho tem como objetivo estudar o comportamento resistente, nas vertentes friccional (de atrito) e dilatante de uma Areia de Dunas de Natal/RN.

Parte da cidade do Natal, capital do Estado do Rio Grande do Norte, está assentada sobre dunas. Na cidade, há dois importantes campos de dunas que são áreas de preservação permanente: o Parque das Dunas e o Parque da Cidade. Entretanto, sabendo que a cidade foi construída sobre dunas e que ainda há locais onde a permissão para construir é liberada, são necessários estudos que esclareçam o comportamento mecânico desses sedimentos arenosos.

A respeito do Parque das Dunas, já existem alguns trabalhos relacionados a sua biodiversidade (fauna e flora) e sobre a legislação existente, entre eles estão Carvalho (1998), Oliveira (1999) e Carvalho (2001). Porém, não é comum a ocorrência de trabalhos sobre estabilidade das encostas, exceto alguns poucos realizados nas encostas já ocupadas, como por exemplo, Santos et al. (1998). Alguns trabalhos foram desenvolvidos sobre as propriedades geotécnicas das areias de dunas, abordando suas características geológicas e morfológicas (Jesus, 2002).

O trabalho apresenta resultados parciais de uma pesquisa que visou analisar o efeito da cimentação no comportamento do solo arenoso (Fontoura, 2015). O estudo do solo sem cimentação serviu como uma referência inicial para a análise do comportamento dos solos cimentados. Na pesquisa foram utilizados sedimentos arenosos situados no Campus da UFRN, no entorno do Parque das Dunas.

2 PROGRAMA EXPERIMENTAL

O programa experimental foi realizado em duas partes. Em primeiro lugar, as propriedades geotécnicas do solo foram obtidas. Em seguida, uma série de ensaios triaxiais foram realizados tal como discutido abaixo.

2.1 Material

O solo utilizado para essa pesquisa é uma areia originária de sedimentos de dunas do Parque das Dunas de Natal/RN estudada por Fontoura et al (2014). O Parque Estadual das Dunas está localizado paralelo à orla marítima de Natal, apresentando a largura média de 1,5 km e comprimento de 9 km como é possível ver na Figura 1. Em suas imediações está localizada a Universidade Federal do Rio Grande do Norte com 123 hectares de área, de onde foram coletadas as amostras.

Ao obter os resultados da análise granulométrica percebe-se que, de acordo com o Sistema Unificado de Classificação dos Solos, o solo classifica-se como uma areia mal graduada (SP) sendo bastante uniforme tendo aproximadamente 72% de areia média em sua

composição e 4,2% de finos (Tabela 1). Este material teve sua curva granulométrica (Figura 2) e índices físicos (Tabela 2) determinados no Laboratório de Mecânica dos Solos/UFRN. A curva granulométrica está representada na Figura 2.

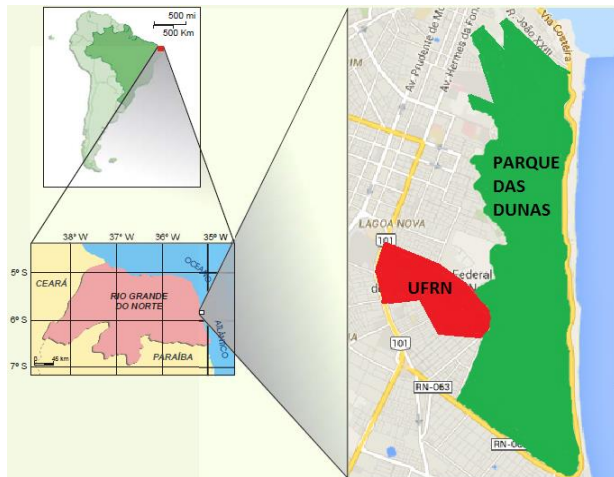


Figura 1. Localização do Parque das Dunas e da UFRN.

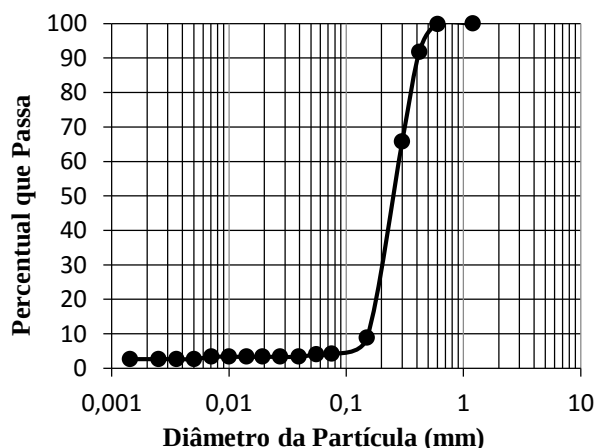


Figura 2. Curva Granulométrica

Tabela 1. Distribuição Granulométrica

Diâmetro (mm)	% Passante
4,80	100,0
2,00	100,0
1,20	100,0
0,60	99,8
0,425	91,8
0,30	65,7
0,15	8,8
0,075	4,2
0,056	4,1
0,039	3,4
0,005	2,7

Tabela 2. Índices Físicos

Índices Físicos	
Massa específica dos sólidos	2,650 g/cm ³
Coefficiente de uniformidade, C_u	1,861
Coefficiente de Curvatura, C_c	0,971
Diâmetro efetivo, D_{10}	0,153
Diâmetro médio, D_{50}	0,250
Índice de vazios mínimo, $e_{\min}$	0,590
Índice de vazios máximo, $e_{\max}$	0,800

2.2 Métodos

Inicialmente foram coletadas amostras deformadas para ensaios de laboratório com vistas à caracterização dos sedimentos e à obtenção das suas propriedades de resistência. As amostras foram submetidas a ensaios de granulometria por peneiramento (NBR 7181:1984), determinação do peso específico dos sólidos (NBR 6508:1984) e dos índices de vazios máximo (NBR 12004:1990) e mínimo (NBR 12051:1991), de acordo com as respectivas normas da ABNT.

Os resultados dos índices de vazios máximo e mínimo foram tomados como referência para a moldagem dos corpos de prova utilizados nos ensaios de compressão triaxial isotropicamente adensados e drenados - CID-C (ASTM WK 3821). Para tal, foi utilizado um intervalo de valores entre $e_{\max}$ (0,80) e $e_{\min}$ (0,59). Os índices de vazios usados foram de 0,6; 0,7 e 0,8 ($D_r = 95\%$, 48% e 0% respectivamente). Um resumo dos ensaios triaxiais está apresentado na Tabela 3.

Tabela 3. Programa de ensaios triaxiais do tipo CID

Tensão Confinante	Índice de Vazios	Nº Ensaios
50 kPa	0,6 ($D_r = 95\%$)	12
100 kPa	0,7 ($D_r = 48\%$)	
200 kPa	0,8 ($D_r = 0\%$)	
300 kPa	-	

Os ensaios de compressão triaxial foram realizados para observar o comportamento resistente da areia. Os corpos de prova foram moldados com molde cilíndrico tripartido como mostra a Figura 3. A massa de solo para a moldagem foi previamente calculada de acordo com o índice de vazios e com o teor de umidade desejados. O solo foi compactado em 4 camadas,

de iguais alturas, no interior do molde, com teor de umidade de 6%. As dimensões dos corpos de prova eram de 50 mm de diâmetro e altura de 100 mm.



Figura 3. Molde tripartido

Após a montagem e enchimento da célula triaxial com água, iniciava-se a circulação de água pela amostra. A percolação de água era feita da base para o topo. Esta fase teve o objetivo de retirar o ar e preencher os vazios do corpo de prova com água. Ocorria a percolação, durante 24 h. Depois de percolada a água através do corpo de prova, foram saturados por contra-pressão, aplicando-se incrementos de 50 kPa de tensão total e de contra-pressão, em intervalos de 1,5 horas. Durante todo o processo de saturação foi mantida uma diferença 10 kPa entre a pressão externa e a interna do corpo de prova.

Os ensaios foram conduzidos com tensões confinantes de 50, 100, 200 e 300 kPa e velocidade de carregamento de 1 mm/min, até a deformação axial de 20%.

3 RESULTADOS E ANÁLISES

3.1 Ângulo de atrito

Nas Figuras 4 a 6 estão apresentados os gráficos de tensão-deformação, variação volumétrica e as envoltórias de pico e de grandes deformações no espaço q' x p' dos ensaios ordenados pelo índice de vazios.

As amostras com maiores índices de vazios ($e_2 = 0,7$ e $e_3 = 0,8$) não apresentaram pico nem plano de ruptura bem definidos. A tensão desvio máxima para essas amostras só acontece com grandes deformações axiais (em torno de 20%). Entretanto, as amostras mais compactas ($e_1 = 0,6$), apresentaram leve pico, seguido de diminuição da resistência até estabilizar-se. Observou-se também que para todas as amostras, quanto maior a tensão efetiva confinante maior a

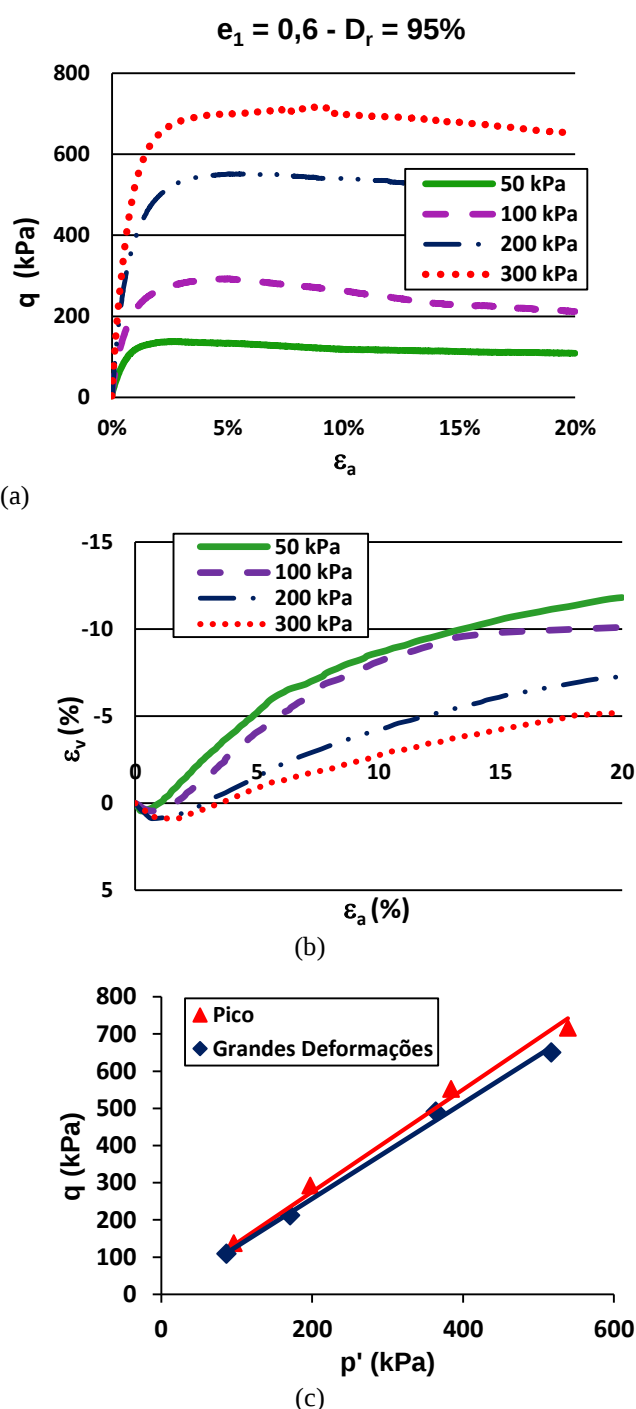


Figura 4. $e_1 = 0,6$. (a) Gráfico tensão x deformação (b) Gráfico deformação volumétrica x deformação axial (c) Envoltória q x p' .

tensão desvio.

Quanto ao comportamento volumétrico, observa-se que as amostras com índice de vazios de 0,6 apresentaram comportamento compressivo inicial até próximo da ruptura e a seguir um comportamento dilatante. Já as amostras com índices de vazios de 0,7 e 0,8 apresentaram apenas comportamento compressivo.

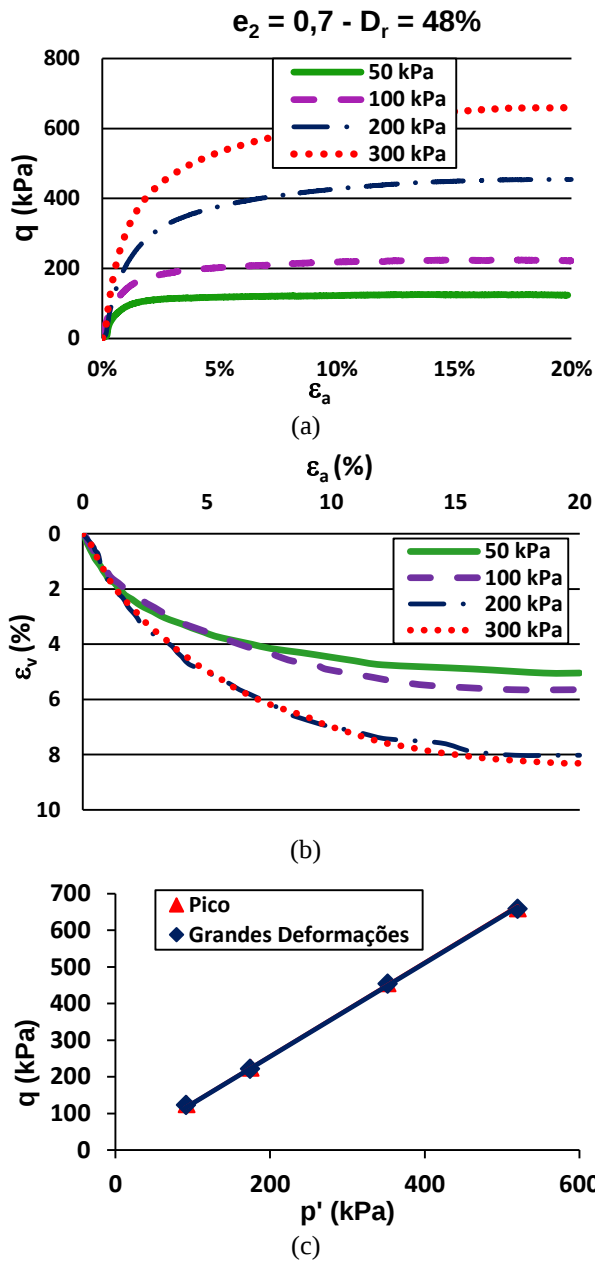


Figura 5. $e_2 = 0,7$. (a) Gráfico tensão x deformação (b) Gráfico deformação volumétrica x deformação axial (c) Envoltória q x p' .

As envoltórias de pico apresentaram-se muito semelhantes às envoltórias de grandes deformações para as amostras mais fofas ($e_2 = 0,7$ e $e_3 = 0,8$), já que só foi alcançada a resistência máxima a grandes deformações. Para as amostras mais compactas ($e_1 = 0,6$), a envoltória de pico apresenta inclinação maior que a envoltória para grandes deformações.

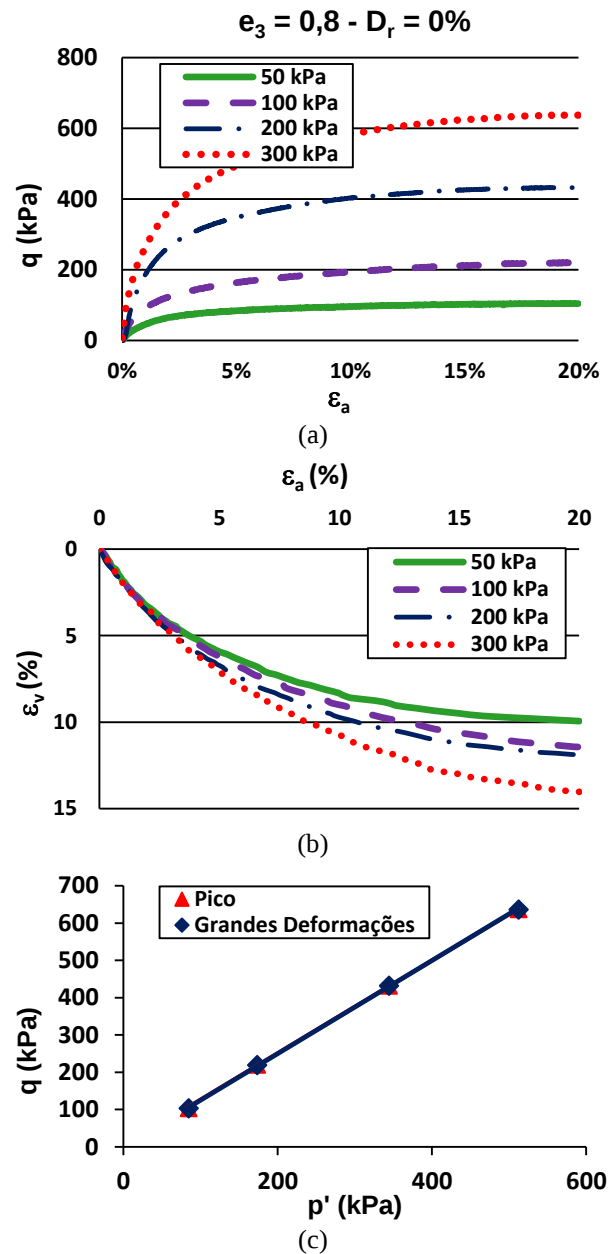


Figura 6. $e_3 = 0,8$. (a) Gráfico tensão x deformação (b) Gráfico deformação volumétrica x deformação axial (c) Envoltória q x p' .

A Figura 7 mostra as curvas tensão-deformação para uma mesma tensão confinante e os três índices de vazios. Os resultados sugerem a existência de um estado último que parece não ser afetado pelo índice de vazios, isto é, o estado crítico, onde a tensão desvio se aproxima de um valor constante com o aumento da deformação axial.

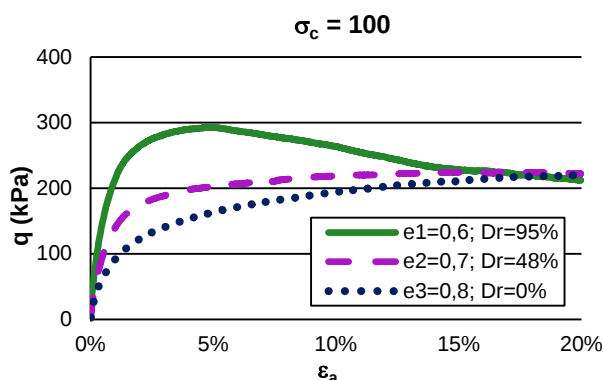


Figura 7. Gráfico Tensão-deformação para $\sigma_c = 100$ kPa.

A Figura 8 apresenta as envoltórias de pico para os três índices de vazios. Foram obtidas inclinações próximas para as amostras mais fofas ($e_2 - \phi = 31,8^\circ$ e $e_3 - \phi = 31,1^\circ$) e inclinação maior para a amostra mais compacta ($e_1 - \phi = 34,1^\circ$).

Na Tabela 4 estão apresentados os parâmetros de resistência ϕ' e c' de pico e para grandes deformações (estado crítico).

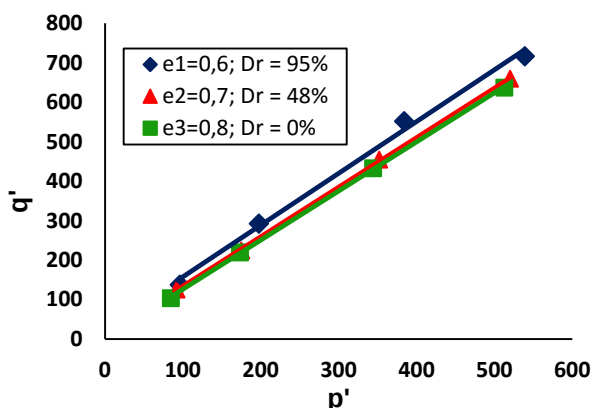


Figura 8. Envoltórias de Pico para os 3 índices de vazios.

Tabela 4. Ângulos de atrito de pico ($\phi'_{\text{máx}}$) e de grandes deformações ($\phi'_{\text{crít}}$)

Ensaio	Parâmetros de resistência			
	Pico		Grandes deformações	
	$\phi'_{\text{máx}} (^\circ)$	$c' \text{ (kPa)}$	$\phi'_{\text{crít}} (^\circ)$	$c' \text{ (kPa)}$
$e_1 = 0,6$	34,1	0,0	31,9	0,0
$e_2 = 0,7$	31,8	0,0	31,8	0,0
$e_3 = 0,8$	31,1	0,0	31,1	0,0

Como esperado, constatou-se que o ângulo de atrito de pico ($\phi'_{\text{máx}}$) depende do índice de vazios da areia, diferentemente do ângulo de atrito crítico ($\phi'_{\text{crít}}$) que se mantém praticamente constante com a variação do índice de vazios.

Os resultados mostram que o ângulo de atrito

de pico ($\phi'_{\text{máx}}$) variou entre $31,1^\circ$ e $34,1^\circ$, aumentando com a redução do índice de vazios. Já o ângulo de atrito no estado crítico ($\phi'_{\text{crít}}$), calculado para deformações em torno de 20%, manteve-se praticamente constante, da ordem de $31,5^\circ$ (entre $31,1^\circ$ e $31,9^\circ$), como se esperaria à luz dos princípios da mecânica de solos dos estados críticos (MSEC), sendo a diferenciação para o valor mínimo antes apontado para o $\phi'_{\text{máx}}$, meramente operacional.

3.1 Ângulo de dilatância

Nas Figuras 9 a 11 são apresentados os gráficos do comportamento tensão (q/p') versus dilatância ($\delta\varepsilon_v/\delta\varepsilon_s$) das amostras de solo natural. Sendo: $\varepsilon_v = \Delta V/V$ e $\varepsilon_s = \varepsilon_a - (\varepsilon_v/3)$.

Na Tabela 5 encontram-se os ângulos de dilatância calculados pela Expressão 1 apresentada anteriormente ($\phi' = \phi'_{\text{crít}} + \psi$).

Tabela 5. Ângulos de dilatância

Ensaio	Ângulo de dilatância ($^\circ$)
$e_1 = 0,6$	2,2
$e_2 = 0,7$	0,0
$e_3 = 0,8$	0,0

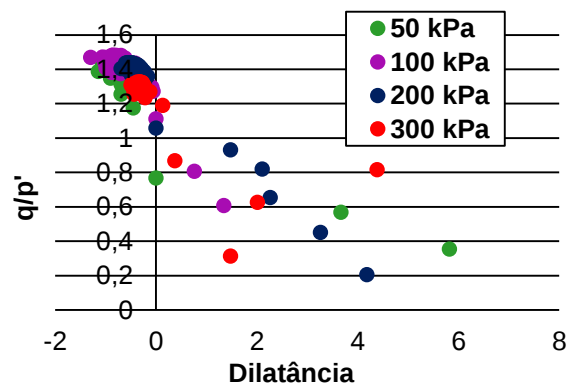


Figura 9. Gráfico Tensão x Dilatância das amostras com $e_1 = 0,6$

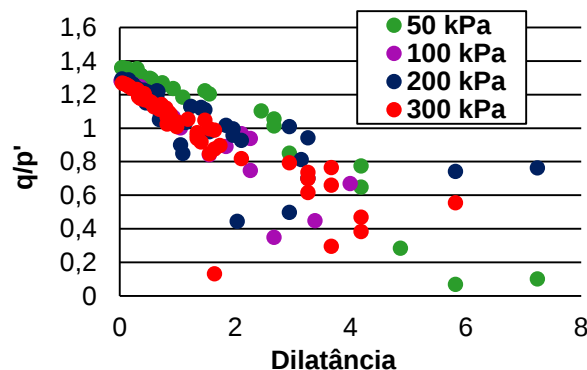


Figura 10. Gráfico Tensão x Dilatância das amostras com $e_2 = 0,7$.

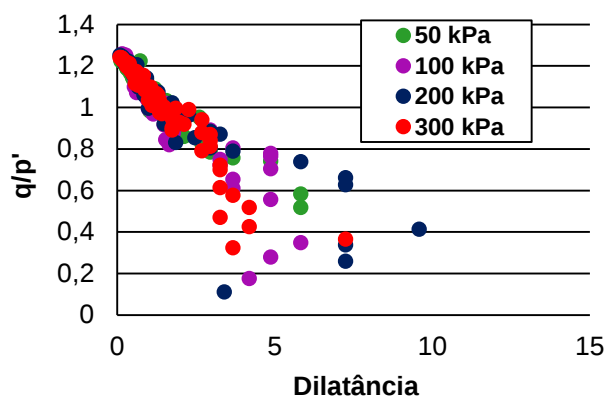


Figura 11. Gráfico Tensão x Dilatância das amostras com $e_3 = 0,8$

A partir dos gráficos Tensão x Dilatância das amostras com mesmo índice de vazios e diferentes tensões de confinamento verifica-se que a dilatação ao final dos ensaios tende para um mesmo valor. Foi constatado que, à medida que o índice de vazios diminui (tornando o corpo de prova mais compacto), a dilatação aumenta, também de acordo com a MSEC.

Nota-se que todas as amostras para o estado mais compacto apresentaram dilatação negativa, ou seja, apresentaram expansão volumétrica. Já as amostras mais fofas apresentaram apenas compressão. Foram obtidos valores de ângulos de dilatação de $2,2^\circ$ para a areia compacta e 0° para as areias fofas.

A partir dos gráficos apresentados, observa-se que quanto maior a tensão confinante menor a razão q/p' atingida pelas amostras. Observa-se também, que a dilatação máxima, é independente do índice de vazios.

Na Figura 12 são apresentados todos os gráficos de Tensão x Dilatância agrupados para os três índices de vazios.

Ao analisar todas as amostras, pode-se estimar uma tendência friccional (Figura 12), em que a reta que representa esta tendência corta o eixo das ordenadas (q/p') em um valor $M = 1,26$.

Esse valor de $M = 1,26$ corresponde a um ângulo de atrito no estado crítico (ϕ'_{crit}) da ordem de $31,37^\circ$, compatível com os resultados dos ensaios para o estado crítico, e obtido através da Expressão 2.

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

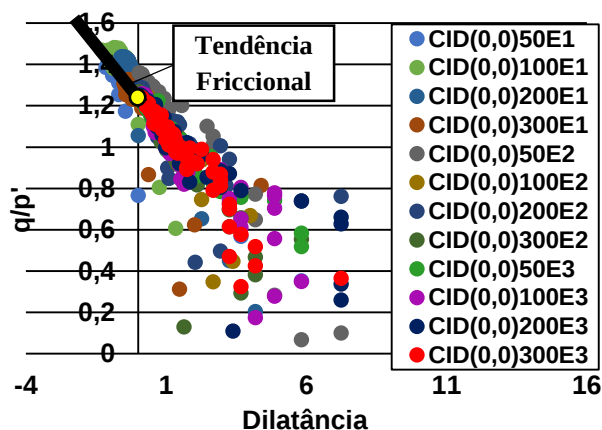


Figura 12. Gráfico Tensão x Dilatância para todas as amostras.

4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Ao se estudar a Areia de Dunas de Natal, observou-se que a resistência da areia pode ser caracterizada pelo ângulo de atrito de pico, $\phi_{m\acute{a}x}$, e pelo ângulo de atrito do estado crítico, ϕ_{crit} . Os resultados obtidos estão de acordo com os estudos de Bolton e Rowe.

Como esperado, constatou-se que o ângulo de atrito de pico ($\phi_{m\acute{a}x}$) depende do índice de vazios da areia, diferentemente do ângulo de atrito crítico (ϕ_{crit}) que se mantém constante com a variação do índice de vazios.

Os resultados mostraram que o ângulo de atrito de pico ($\phi_{m\acute{a}x}$) variou entre $31,1^\circ$ e $34,1^\circ$, aumentando com a redução do índice de vazios. Já o ângulo de atrito no estado crítico (ϕ_{crit}) manteve-se praticamente constante, da ordem de $31,5^\circ$ (entre $31,1^\circ$ e $31,9^\circ$).

Quanto a dilatação, foi constatado que, à medida que o índice de vazios diminui (tornando o corpo de prova mais compacto), a dilatação aumenta. A estimativa da tendência friccional para todas as amostras ensaiadas, mostrou que a reta corta o eixo das ordenadas (q/p') num valor de M igual a 1,26. Esse valor de M corresponde a um ângulo de atrito no estado crítico (ϕ_{crit}) igual a $31,37^\circ$, compatível com os resultados dos ensaios realizados.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à FAPERN – Fundação de Amparo a Pesquisa do Rio Grande do Norte –

pelo suporte financeiro para a realização da pesquisa.

REFERÊNCIAS

- ASTM WK 3821 (2011). *New Test Method for Consolidated Drained Triaxial Compression Test for Soils*.
- Bolton, M. O. (1986). The strength and dilatancy of sands. *Géotechnique*. Vol. 36, No. I, p. 65-78.
- Carvalho, M. M. (2001). *Clima Urbano e Vegetação: Estudo Analítico e Prospectivo do Parque das Dunas em Natal*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Arquitetura e Urbanismo, Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 278 p.
- Fontoura, T. B.; Santos Jr, O. F.; Souza Jr, P. L. (2014). Compressão Unidimensional e Resistência ao Cisalhamento de Areias de Dunas. *XVII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica*, Goiânia-GO, Vol. 1, p.
- Fontoura, T. B. (2015) *Comportamento Tensão-Deformação e Resistência ao Cisalhamento de uma Areia de Duna Cementada Artificialmente*, Dissertação de Mestrado, Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Norte, 168 p.
- Jesus, A. P. (2002) *Caracterização Geológica, Geomorfológica e Geotécnica de um Corpo de Dunas na Cidade de Natal-RN*, Dissertação de Mestrado, Programa de Pós Graduação em Geodinâmica e Geofísica, Centro de Ciências Exatas e da Terra, Universidade Federal do Rio Grande do Norte, 106 p.
- NBR 7181 (1984). *Solos – Análise Granulométrica*, 12 p.
- NBR 6508 (1984). *Grãos de solos que passam na peneira de 4,8 mm - Determinação da massa específica*, 8 p.
- NBR 12004 (1990). *Solo - Determinação do índice de vazios máximo de solos não coesivos - Método de ensaio*, 6 p.
- NBR 12051 (1991). *Solo - Determinação do índice de vazios mínimo de solos não coesivos - Método de ensaio*, 15 p.
- Oliveira F. F. G. 1999. *Utilização do Sistema de Posicionamento Global – GPS no Mapeamento e Georreferenciamento Ambiental das Zonas de Proteção Ambiental de Natal-RN*. Monografia, Departamento de Geografia, Universidade Federal do Rio Grande do Norte, 121p.
- Santos Jr, O. F. et al (1998). Mapeamento de Áreas de risco de movimentos de massas em encostas formadas por dunas na cidade de Natal-RN, *XI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica*, Brasília-DF, Vol. 1, p. 521-527.
- Schanz, T. e Vermeer, P. A. (1996). Angles of friction and dilatancy of sand. *Géotechnique*, Vol. 46, No. I, p. 145-151.