



UNIVERSIDADE FEDERAL DE CAMPINA GRANDE
CENTRO DE TECNOLOGIA E RECURSOS NATURAIS
UNIDADE ACADÊMICA DE ENGENHARIA CIVIL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

JOSÉ DANIEL JALES SILVA

**SUSCETIBILIDADE À LIQUEFAÇÃO DINÂMICA DE UMA AREIA EÓLICA PURA
E ESTABILIZADA COM RESÍDUO DE POLIMENTO DE PORCELANATO E CAL**

Campina Grande - PB

2023

JOSÉ DANIEL JALES SILVA

**SUSCETIBILIDADE À LIQUEFAÇÃO DINÂMICA DE UMA AREIA EÓLICA PURA
E ESTABILIZADA COM RESÍDUO DE POLIMENTO DE PORCELANATO E CAL**

Tese apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental da Universidade Federal de Campina Grande - UFCG, como requisito para obtenção do título de Doutor em Engenharia Civil e Ambiental.

Área de concentração: Geotecnia

Orientador: Olavo Francisco dos Santos Júnior

Campina Grande - PB

2023

S586s

Silva, José Daniel Jales.

Suscetibilidade à liquefação dinâmica de uma areia eólica pura e estabilizada com resíduo de polimento de porcelanato e cal / José Daniel Jales Silva. – Campina Grande, 2023.

276 f. : il. color.

Tese (Doutorado em Engenharia Civil e Ambiental) – Universidade Federal de Campina Grande, Centro de Tecnologia e Recursos Naturais, 2023.

"Orientação: Prof. Dr. Olavo Francisco dos Santos Júnior".

Referências.

1. Geotecnia. 2. Ensaio Triaxial Cíclico. 3. Resistência não Drenada. 4. Resíduo Industrial. 5. Solo Cimentado. I. Santos Júnior, Olavo Francisco dos. II. Título.

CDU 624.13(043)


JOSÉ DANIEL JALES SILVA

**SUSCETIBILIDADE À LIQUEFAÇÃO DINÂMICA DE UMA AREIA EÓLICA PURA
E ESTABILIZADA COM RESÍDUO DE POLIMENTO DE PORCELANATO E CAL**

Tese apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental da Universidade Federal de Campina Grande - UFCG, como requisito para obtenção do título de Doutor em Engenharia Civil e Ambiental.

Tese aprovada em: 03/02/2023

BANCA EXAMINADORA



Prof. Dr. Olavo Francisco dos Santos Júnior – Orientador (UFCG)



Profª. Dra. Lêda Christiane de Figueiredo Lopes Lucena – Membro Interno (UFCG)



Prof. Dr. Adriano Elísio de Figueiredo Lopes Lucena – Membro Interno (UFCG)



Prof. Dr. Raimundo Leidimar Bezerra – Membro Externo (UEPB)



Prof. Dr. Ricardo Nascimento Flores Severo – Membro Externo (IFRN)

DEDICATÓRIA

À Deus, fonte de toda vida e sabedoria,
que me deu forças para chegar até aqui e
à minha família, pais e irmãos, cujo meu
amor é incondicional.

AGRADECIMENTOS

À Deus, fonte de toda santidade e sabedoria, pelo dom da vida e por me dar forças e inteligência suficientes para desenvolver esse trabalho. Sem Ti senhor, nada poderia ter feito.

Aos meus pais, Francisco José da Silva e Dalvair Almeida Jales Silva, e aos meus irmãos, Arthur Jales Silva e Jéssica Luara Daluz Jales Silva, que sempre me incentivaram ao longo dessa jornada, por todo o apoio, amor e orações. Vocês são o meu bem maior nesta terra.

Ao meu orientador, Olavo Francisco dos Santos Júnior, por todos os ensinamentos repassados e orientações que me permitiram avançar passo a passo para cumprir com os objetivos do estudo, além da confiança e amizade em mim depositadas. Por cada experiência, conversa e sabedoria compartilhada nesses quatro anos, que me incentivaram a persistir, bem como, me inspiram na profissão de docente. Seu trabalho, caráter e dedicação pela profissão são um grande exemplo para mim!

Aos docentes do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental da UFCG (PPGECA) que ajudaram na minha formação com seus ensinamentos, em especial ao Prof. William de Paiva, Prof. Adriano Elísio, Prof.a Lêda Lucena e Profa. Carina Silvani e Prof. John Kennedy.

Ao técnico do Laboratório de Mecânica dos Solos da UFRN, Valteson Santos, por todo o apoio técnico e científico durante a realização dos ensaios neste laboratório, bem como pela amizade cultivada. À Sandro Andrade, técnico do laboratório de Materiais de Construção da UFRN, pela ajuda nos ensaios iniciais da pesquisa. Aos técnicos e servidores do Laboratório de Engenharia de Pavimentos da UFCG, Jadilson, Joseildo, Arthur e Ladjane, por todo o suporte técnico e ajuda na realização dos ensaios da pesquisa e ainda pela boa convivência no dia a dia de trabalho.

À minha namorada, Lauany Maria, por todo amor, paciência e companheirismo ao longo desse caminho. Sua presença, apoio e conforto me ajudaram a seguir em frente. Obrigado por tudo!

Ao meu grande amigo e colega de doutorado, Manoel Leandro, por toda a amizade e irmandade desenvolvidas ao longo desses anos. As conversas, convivência fraterna e ajuda nos ensaios

foram fundamentais para a minha perseverança e realização desta pesquisa. E aos seus familiares, irmã Fernanda Araújo, e seus pais Maria e Inácio (*in memoriam*) por toda boa amizade, convivência e acolhimento na cidade de Campina Grande.

Aos amigos que fiz ao longo dessa jornada, em especial aos colegas da UFRN, Romário Stéfano, Allan Benício, Sara Dantas e Thalita Costa, sempre prontos a ajudar, obrigado pela boa convivência. E aos companheiros do dia a dia no LEP da UFCG, Henrique Araújo, Jucimara Cardoso, Paulo Marinho, Jonny Dantas, Thamires Guerra e tantos outros agradeço pelas conversas, confraternizações, ajudas nos ensaios e convivência marcada por consideração, bom humor, engenhosidade e ensinamentos de vida. Também aos colegas de doutorado em cada disciplina cursada no programa, por todo conhecimento compartilhado e trabalhos realizados.

À empresa Elizabeth Revestimentos por ceder o resíduo de polimento de porcelanato utilizado nesta pesquisa.

Por fim, a todos que estiveram presentes na minha vida ao longo desse tempo e que contribuíram, ajudaram de alguma forma para a realização desse trabalho. A todos vocês, meu muito obrigado. Deus os recompense grandemente!

“Todo aquele, pois, que ouve estas minhas palavras e as observa, será comparado a um homem prudente, que edificou a sua casa sobre a rocha.” (Mt, 7, 24)

RESUMO

No Brasil, a existência de um risco sísmico considerável na região Nordeste, juntamente com a presença de depósitos de solo com características de maior suscetibilidade à liquefação, como é o caso dos depósitos de solos eólicos, acarretam na necessidade de uma ampliação na abordagem dessa temática no país. Por outro lado, ainda há poucas pesquisas com o uso de estabilizantes desenvolvidos a partir de resíduos industriais em processos de melhoria de solos para a mitigação da liquefação. Nesse contexto, esta pesquisa tem por objetivo avaliar o potencial de liquefação dinâmica de uma areia eólica da cidade de Natal no Rio Grande do Norte, solo típico da região e usado como camada de fundação para edificações e infraestrutura local. Ademais, visa avaliar sua estabilização pela incorporação de resíduo de polimento de porcelanato (RPP) e cal hidratada. Para isso, ensaios triaxiais cíclicos sob condição não drenada foram realizados em amostras de areia pura compactadas em diferentes densidades relativas (25%, 50% e 75%) e submetidas a distintas tensões de confinamento (50 kPa, 100 kPa e 200 kPa) e intensidade de carregamento cíclico. A influência da estabilização foi avaliada por meio de ensaios de resistência à compressão não confinada e tração na compressão diametral, bem como ensaios monotônicos de compressão triaxial na condição não drenada. O potencial de liquefação da areia fofa estabilizada foi avaliado em ensaios triaxiais cíclicos, em misturas com 3% de cal e diferentes teores de RPP (5%, 7,5% e 10%). A areia pura apresentou elevado potencial de liquefação por fluxo com degradação dos seus parâmetros dinâmicos a cada ciclo. A resistência ao fenômeno diminuiu com o aumento da intensidade do carregamento cíclico e tensão de confinamento bem como redução da densidade relativa. Quanto à estabilização, o teor de RPP e de cal hidratada, assim como a densidade relativa, possuem uma influência positiva na resistência à compressão e tração das amostras. O desempenho das amostras em ensaios triaxiais monotônicos também foi otimizado com aumento na resistência de pico, redução da tendência contrativa, bem como do potencial de liquefação estático da areia. A estabilização aumentou a resistência cíclica da areia fofa e reduziu a taxa de degradação dos parâmetros dinâmicos. O desempenho aumentou com o incremento no teor de RPP, a maior resistência foi obtida para as amostras com 10% de resíduo. Assim, foi confirmado o elevado potencial de liquefação da areia pura, assim como a possibilidade de mitigação desse potencial com o uso de um estabilizante com resíduo de polimento de porcelanato e cal hidratada.

Palavras-chave: Ensaio triaxial cíclico. Resistência não drenada. Resíduo industrial. Solo cimentado.

ABSTRACT

In Brazil, the existence of a considerable seismic risk in the Northeast region, combined with the presence of soil deposits with characteristics of greater susceptibility to the phenomenon, as is the case of aeolian soil deposits, leads to the need for an expansion in the approach of this topic in the country. On the other hand, there is still little research with the use of stabilizers developed from industrial waste in soil improvement processes for liquefaction mitigation. In this context, this research aims to evaluate the dynamic liquefaction potential of an aeolian sand from the city of Natal in Rio Grande do Norte, a typical soil of the region and used as foundation layer for buildings and local infrastructure. Furthermore, it aims to evaluate its stabilization by incorporating porcelain polishing waste (PPW) and hydrated lime. For this purpose, cyclic triaxial tests under undrained condition were performed on pure sand samples compacted at different relative densities (25%, 50%, and 75%) and subjected to different confining stresses (50 kPa, 100 kPa, and 200 kPa) and cyclic loading intensity. The influence of stabilization was evaluated by means of unconfined compressive strength and split tensile strength tests, as well as monotonic triaxial tests in the undrained condition. The liquefaction potential of the stabilized loose sand was evaluated in cyclic triaxial tests on mixtures with 3% lime and different PPW contents (5%, 7.5% and 10%). The pure sand showed high potential for flow liquefaction with degradation of its dynamic parameters in each cycle. The resistance to the phenomenon decreased with increasing cyclic loading intensity and confining stress as well as reduction in relative density. As for stabilization, the PPW and lime content, as well as the relative density, have a positive influence on the compressive and tensile strength of the samples. The performance of the specimens in monotonic triaxial tests was also optimized with increased peak strength and reduced contractive tendency and static liquefaction potential of the sand. Stabilization increased the strength of the loose sand and reduced the rate of degradation of dynamic parameters. The performance increased with the increase in the PPW content, the highest resistance was obtained for the mixtures with 10% of residue. Thus, the high liquefaction potential of pure sand was confirmed, as well as the possibility of mitigating this potential by using a stabilizer with porcelain polishing waste and hydrated lime.

Keywords: Cyclic triaxial test. Undrained strength. Industrial waste. Cemented soil.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Tombamento de blocos de apartamentos em Kawagishi-Cho, Niigata.....	34
Figura 2 - Representação da Linha de Estados Críticos/Permanentes (LEC/LEP).....	36
Figura 3 - Mecanismos de ruptura associados à liquefação.....	38
Figura 4 - Mecanismo de liquefação por fluxo.....	39
Figura 5 - Mecanismo de liquefação por mobilidade cíclica.....	39
Figura 6 - Comportamento de uma areia fofa em carregamento monotônico.....	40
Figura 7 - Fronteira para gatilho do fenômeno de liquefação no plano $p':q$	41
Figura 8 - Relação entre resposta cíclica e monotônica de uma areia fofa.....	42
Figura 9 - Características de alguns carregamentos típicos de origem cíclica.....	44
Figura 10 - Comportamento cíclico de areia do Rio Sacramento.....	46
Figura 11 - Resposta cíclica de areia fofa (UL1), medianamente compacta (UM2) e compacta (UD3).....	47
Figura 12 - a) Evolução das poropressões e deformações e b) trajetória de tensões de uma areia de Toyoura medianamente compacta submetida a carregamento cíclico.....	49
Figura 13 - a) Evolução das poropressões e deformações e b) trajetória de tensões de uma areia de Toyoura compacta submetida a carregamento cíclico.....	49
Figura 14 - Componentes da deformação do solo com a ação cíclica.....	50
Figura 15 - Variação da deformação axial com o número de ciclos em areia pura.....	51
Figura 16 - Curvas de resistência à liquefação para diferentes materiais.....	53
Figura 17 - Ciclo simétrico de histerese.....	54
Figura 18 - Razão de tensão cíclica versus número de ciclos para liquefação.....	56
Figura 19 - Influência da densidade relativa e tensão de confinamento na resistência cíclica.....	57
Figura 20 - Influência dos finos na matriz de areia.....	59
Figura 21 - Gráfico de granulometria com regiões de suscetibilidade à liquefação.....	60
Figura 22 - Estocagem do RPP na indústria geradora.....	72
Figura 23 - a) Comportamento tensão-deformação, b) geração de poropressões e c) trajetória de tensões de areia pura e cimentada em ensaio de compressão triaxial monotônico.....	80
Figura 24 - Resposta cíclica de uma areia pura e fracamente cimentada.....	84
Figura 25 - Comportamento tensão-deformação da areia pura a) fofa b) medianamente compacta e c) compacta em ensaios monotônicos.....	91
Figura 26 - Variação da poropressão na areia pura a) fofa b) medianamente compacta e c) compacta em ensaios monotônicos.....	92

Figura 27 - Trajetórias de tensões efetivas da areia pura fofa em ensaios monotônicos.....	93
Figura 28 - Trajetórias de tensões efetivas da areia pura medianamente compacta em ensaios monotônicos.	94
Figura 29 - Trajetórias de tensões efetivas da areia pura compacta em ensaios monotônicos.	94
Figura 30 - Esquema do programa experimental da pesquisa.	97
Figura 31 - Localização do ponto de coleta das amostras de areia eólica.	98
Figura 32 - Processo de coleta da areia eólica.	99
Figura 33 - Pilhas de armazenamento onde foram coletadas amostras de RPP.	100
Figura 34 - Morfologia dos materiais utilizados nesta pesquisa. a) Fotografia b) Micrografia da areia (58x), c) Micrografia da cal hidratada (500x) e d) Micrografia do RPP (1000x).....	102
Figura 35 - Curvas granulométricas dos materiais utilizados na pesquisa.	103
Figura 36 - Posição da curva granulométrica da areia eólica de Natal em relação aos limites de solos suscetíveis à liquefação.	104
Figura 37 - Mineralogia dos materiais utilizados na pesquisa.	106
Figura 38 - Equipamento triaxial para realização dos testes cíclicos.	108
Figura 39 - Variação típica dos excessos de poropressão e deformações em ensaios cíclicos não drenados para a areia pura.	113
Figura 40 - Trajetória de tensões típica em ensaios cíclicos não drenados para a areia pura.	113
Figura 41 - Comportamento tensão-deformação da areia pura para CSR de a) 0,122 b) 0,144 c) 0,157 e d) 0,169.	116
Figura 42 - Variação do módulo de elasticidade secante com o número de ciclos para diferentes intensidades de carregamento cíclico.	117
Figura 43 - Variação do índice de degradação com a deformação cisalhante para diferentes intensidades de carregamento cíclico.	118
Figura 44 - Variação da taxa de amortecimento com a deformação cisalhante para diferentes intensidades de carregamento cíclico.	119
Figura 45 - Variação da poropressão com o número de ciclos para diferentes intensidades de carregamento cíclico.	120
Figura 46 - Variação da razão de poropressão com o número de ciclos para diferentes intensidades de carregamento cíclico.	121
Figura 47 - Variação da razão de poropressão com o número de ciclos normalizado para diferentes intensidades de carregamento cíclico.	122
Figura 48 - Variação da deformação axial com o excesso de poropressão para CSR de a) 0,122 b) 0,144 c) 0,157 e d) 0,169.	124

Figura 49 - Variação da razão de poropressão com a dupla amplitude de deformação para diferentes intensidades de carregamento cíclico.	125
Figura 50 - Variação da deformação axial com o número de ciclos para diferentes intensidades de carregamento cíclico.	125
Figura 51 - Variação da dupla amplitude de deformação axial com o número de ciclos para diferentes intensidades de carregamento cíclico.	126
Figura 52 - Variação da deformação normalizada com o número de ciclos normalizado para diferentes intensidades de carregamento cíclico.	127
Figura 53 - Variação da deformação axial com a tensão média efetiva para <i>CSR</i> de a) 0,122 b) 0,144 c) 0,157 e d) 0,169.	127
Figura 54 - Trajetória de tensões efetivas para <i>CSR</i> de 0,122.	128
Figura 55 - Trajetória de tensões efetivas para <i>CSR</i> de 0,144.	128
Figura 56 - Trajetória de tensões efetivas para <i>CSR</i> de 0,157.	129
Figura 57 - Trajetória de tensões efetiva para <i>CSR</i> de 0,169.	129
Figura 58 - Razão de tensão cíclica versus número de ciclos para liquefação.	130
Figura 59 - Comparação da curva de resistência da areia de Natal com as de outras areias. .	131
Figura 60 - Comportamento tensão-deformação da areia pura para as tensões de confinamento de a) 50 kPa b) 100 kPa e c) 200 kPa.	132
Figura 61 - Variação do módulo de elasticidade secante com o número de ciclos para diferentes tensões de confinamento.	133
Figura 62 - Variação do índice de degradação com a deformação cisalhante para diferentes tensões de confinamento.	134
Figura 63 - Variação da taxa de amortecimento com a deformação cisalhante para diferentes tensões de confinamento.	135
Figura 64 - Variação da poropressão com o número de ciclos para diferentes tensões de confinamento.	135
Figura 65 - Variação da razão de poropressão com o número de ciclos para diferentes tensões de confinamento.	136
Figura 66 - Variação da razão de poropressão com o número de ciclos normalizado para diferentes tensões de confinamento.	137
Figura 67 - Variação da deformação axial com o excesso de poropressão para as tensões de confinamento de a) 50 kPa b) 100 kPa e c) 200 kPa.	137
Figura 68 - Variação da razão de poropressão com a dupla amplitude de deformação axial para diferentes tensões de confinamento.	138

Figura 69 - Variação da deformação axial com o número de ciclos para diferentes tensões de confinamento.....	139
Figura 70 - Variação da dupla amplitude de deformação com o número de ciclos para diferentes tensões de confinamento.....	139
Figura 71 - Variação da deformação normalizada com o número de ciclos normalizado para diferentes tensões de confinamento.....	140
Figura 72 - Variação da deformação axial com a tensão média efetiva para as tensões de confinamento de a) 50 kPa b) 100 kPa e c) 200 kPa.....	140
Figura 73 - Trajetória de tensões efetivas para a tensão de confinamento de 50 kPa.....	141
Figura 74 - Trajetória de tensões efetivas para a tensão de confinamento de 100 kPa.....	141
Figura 75 - Trajetória de tensões efetivas para a tensão de confinamento de 200 kPa.....	141
Figura 76 - Curvas de resistência cíclica para cada tensão de confinamento.....	142
Figura 77 - Variação do CRR_{15} com a tensão de confinamento.....	143
Figura 78 - Comportamento tensão-deformação da areia pura no estado a) fofo b) medianamente compacto e c) compacto.....	145
Figura 79 - Variação do módulo de elasticidade secante com o número de ciclos para diferentes densidades relativas.....	146
Figura 80 - Variação do índice de degradação com a deformação cisalhante para diferentes densidades relativas.....	146
Figura 81 - Variação da taxa de amortecimento com a deformação cisalhante para diferentes densidades relativas.....	147
Figura 82 - Variação da poropressão com o número de ciclos para diferentes densidades relativas.....	148
Figura 83 - Variação da razão de poropressão com o número de ciclos para diferentes densidades relativas.....	149
Figura 84 - Variação da razão de poropressão com o número de ciclos normalizado para diferentes densidades relativas.....	149
Figura 85 - Variação da deformação axial com o excesso de poropressão para a areia pura no estado a) fofo b) medianamente compacto e c) compacto.....	150
Figura 86 - Variação da razão de poropressão com a dupla amplitude de deformação para diferentes densidades relativas.....	151
Figura 87 - Variação da deformação axial com o número de ciclos para diferentes densidades relativas.....	151

Figura 88 - Variação da dupla amplitude de deformação com o número de ciclos para diferentes densidades relativas.	152
Figura 89 - Variação da deformação normalizada com o número de ciclos normalizado para diferentes densidades relativas.	152
Figura 90 - Variação da deformação axial com o número de ciclos para a areia pura no estado a) fofo b) medianamente compacto e c) compacto.	153
Figura 91 - Trajetória de tensões efetivas para a areia fofo.	154
Figura 92 - Trajetória de tensões efetivas para a areia medianamente compacta.	154
Figura 93 - Trajetória de tensões efetivas para a areia compacta.	155
Figura 94 - Curvas de resistência para cada densidade relativa.	155
Figura 95 - Variação do CRR_{15} com a densidade relativa.	157
Figura 96 - Relação entre o CRR_{15} e o parâmetro de estado (Ψ).	157
Figura 97 - Relação entre o CSR normalizado e o número de ciclos para todos os ensaios em areia pura da pesquisa.	158
Figura 98 - Comportamento tensão-deformação da areia pura no estado a) fofo b) medianamente compacto e c) compacto em ensaios de deformação controlada.	160
Figura 99 - Variação do módulo de elasticidade secante com o número de ciclos em ensaios de deformação controlada.	160
Figura 100 - Variação do índice de degradação com o número de ciclos em ensaios de deformação controlada.	161
Figura 101 - Variação da taxa de amortecimento com o número de ciclos em ensaios sob deformação controlada.	162
Figura 102 - Variação do excesso de poropressão com o número de ciclos em ensaios sob deformação controlada.	163
Figura 103 - Variação da razão de poropressão com o número de ciclos em ensaios sob deformação controlada.	164
Figura 104 - Variação da poropressão com a deformação axial da areia pura no estado a) fofo b) medianamente compacto e c) compacto em ensaios de deformação controlada.	164
Figura 105 - Variação da tensão desviadora com o número de ciclos da areia pura no estado a) fofo b) medianamente compacto e c) compacto em ensaios de deformação controlada.	165
Figura 106 - Variação do CSR com o número de ciclos para diferentes densidades relativas.	166
Figura 107 - Variação do índice de degradação do CSR com o número de ciclos para diferentes densidades relativas.	166

Figura 108 - Variação da tensão desviadora com a razão de poropressão da areia pura no estado a) fofo b) medianamento compacto e c) compacto em ensaios de deformação controlada. .	167
Figura 109 - Trajetória de tensões efetivas para a areia fofoa.	168
Figura 110 - Trajetória de tensões efetivas para a areia medianamente compacta.	168
Figura 111 - Trajetória de tensões efetivas para a areia compacta.	168
Figura 112 - Variação da tensão média efetiva com o número de ciclos para diferentes densidades relativas.	169
Figura 113 - Variação do pH da solução com o teor de cal.	174
Figura 114 - Ensaio de compressão axial não confinada.	176
Figura 115 - a) Ensaio de tração na compressão diametral e b) ruptura diametral.	177
Figura 116 - Modos de ruptura da areia estabilizada em ensaios de compressão não confinada. a) cisalhamento b) colunar.	180
Figura 117 - Comparação do p-valor encontrado para cada fator e o nível de significância.	182
Figura 118 - Comparação entre valores medidos e previstos da a) resistência à compressão e b) resistência à tração.	184
Figura 119 - Superfícies de resposta e gráficos de contorno do DCCR para influência da a) b) densidade relativa e teor de RPP c) d) densidade relativa e teor de cal e e) f) teor de cal e teor de RPP na resistência à compressão.	185
Figura 120 - Superfícies de resposta e gráficos de contorno do DCCR para influência da a) b) densidade relativa e teor de RPP c) d) densidade relativa e teor de cal e e) f) teor de cal e teor de RPP na resistência à tração.	186
Figura 121 - Resistências à compressão e tração versus conteúdo volumétrico de aglomerante.	189
Figura 122 - Resistências à a) compressão b) e tração versus relação porosidade conteúdo volumétrico de aglomerante.	190
Figura 123 - Variação das resistências à compressão e tração com o tempo de cura.	191
Figura 124 - Morfologia macro e microestrutural das amostras de areia estabilizada com 10% de RPP aos 28 dias (a, b) e 30% de RPP aos 28 dias (c, d) e 91 dias (e, f).	193
Figura 125 - DRX das misturas de areia estabilizada em vários tempos de cura.	195
Figura 126 - TG e DTG a) da mistura PF-7 aos 28 dias de cura e da mistura PF-8 aos b) 7 dias, c) 28 dias e d) 91 dias de cura.	197
Figura 127 - Diferentes modos de ruptura apresentados pelas amostras de areia estabilizada em ensaios triaxiais monotônicos. a) embarrigamento b) cisalhamento	202

Figura 128 - Comportamento tensão-deformação das misturas a) 10R3C, b) 30R3C, c) 10R7C e d) 30R7C.....	203
Figura 129 - Variação da tensão desvio máxima com a tensão de confinamento.	205
Figura 130 - Variação da tensão desvio máxima normalizada com a tensão de confinamento.	205
Figura 131 - Variação do índice de fragilidade com a tensão de confinamento.	206
Figura 132 - Variação do módulo de elasticidade secante com a tensão de confinamento....	207
Figura 133 - Variação do excesso de poropressão das misturas a) 10R3C, b) 30R3C, c) 10R7C e d) 30R7C.....	208
Figura 134 - Variação da razão de tensões para as misturas a) 10R3C, b) 30R3C, c) 10R7C e d) 30R7C.....	210
Figura 135 - Variação da razão $q/p'_{máx}$ com a tensão de confinamento.	210
Figura 136 - Envoltórias de resistência de pico da areia pura e estabilizada.	211
Figura 137 - Variação do ângulo de atrito efetivo e intercepto coesivo da areia pura e estabilizada.	212
Figura 138 - Variação do ângulo de atrito e intercepto coesivo com o conteúdo volumétrico de aglomerante.	212
Figura 139 - Influência da estabilização no comportamento tensão-deformação da areia para as tensões de confinamento de a) 50 kPa, b) 100 kPa, c) 200 kPa e d) 400 kPa.	214
Figura 140 - Variação de $q_{máx}$ com o a) teor de cal e b) teor de RPP.....	215
Figura 141 - Incrementos de $q_{máx}$ com a variação do teor de cal e de RPP para $p'_o = 200$ kPa.	216
Figura 142 - Variação de $q_{máx}$ com o conteúdo volumétrico de aglomerante.	217
Figura 143 - Variação de $q_{residual}$ com o conteúdo volumétrico de aglomerante.	218
Figura 144 - Variação do módulo de elasticidade secante com o conteúdo volumétrico de aglomerante.	218
Figura 145 - Influência da estabilização na geração de poropressões para as tensões de confinamento de a) 50 kPa, b) 100 kPa, c) 200 kPa e d) 400 kPa.	219
Figura 146 - Influência da estabilização na razão de tensões para as tensões de confinamento de a) 50 kPa, b) 100 kPa, c) 200 kPa e d) 400 kPa.	220
Figura 147 - Variação da razão $q/p'_{máx}$ com o conteúdo volumétrico de aglomerante.	221
Figura 148 - Linha de estados críticos da areia pura e estabilizada no plano $p':q$	222
Figura 149 - Linha de estados críticos da areia pura e estabilizada no plano $p':e$	223
Figura 150 - Trajetórias de tensões efetivas no plano $p':q$ para a amostra 10R3C.....	225

Figura 151 - Trajetórias de tensões efetivas no plano $p':q$ para a amostra 30R3C.....	225
Figura 152 - Trajetórias de tensões efetivas no plano $p':q$ para a amostra 10R7C.....	226
Figura 153 - Trajetórias de tensões efetivas no plano $p':q$ para a amostra 30R7C.....	226
Figura 154 - Comparação das trajetórias de tensão efetiva no plano $p':q$ para a areia pura e estabilizada.....	227
Figura 155 - Trajetórias de tensão efetiva no plano $p':e$ para as misturas a) 10R3C b) 30R3C c) 10R7C e d) 30R7C.....	227
Figura 156 - Variação típica dos excessos de poropressão e deformações em ensaios cíclicos não drenados para a areia estabilizada.....	231
Figura 157 - Trajetória de tensões efetivas típica em ensaios cíclicos não drenados para a areia estabilizada.....	232
Figura 158 - Comportamento tensão-deformação da areia estabilizada com a) 5%, b) 7,5% e c) 10% de RPP.....	234
Figura 159 - Variação do módulo de elasticidade secante com o número de ciclos normalizado para a areia estabilizada com diferentes teores de RPP.....	235
Figura 160 - Variação do índice de degradação com a deformação cisalhante para a areia estabilizada com diferentes teores de RPP.....	236
Figura 161 - Variação da taxa de amortecimento com a deformação cisalhante para a areia estabilizada com diferentes teores de RPP.....	236
Figura 162 - Variação da poropressão com o número de ciclos para a areia estabilizada com diferentes teores de RPP.....	238
Figura 163 - Variação da razão de poropressão com o número de ciclos para a areia estabilizada com diferentes teores de RPP.....	239
Figura 164 - Variação da razão de poropressão com o número de ciclos normalizado para a areia estabilizada com diferentes teores de RPP.....	240
Figura 165 - Variação da deformação axial com os excessos de poropressão para a areia estabilizada com a) 5%, b) 7,5% e c) 10% de RPP.....	241
Figura 166 - Variação da razão de poropressão com a dupla amplitude de deformação para a areia estabilizada com diferentes teores de RPP.....	241
Figura 167 - Variação da deformação axial com o número de ciclos para a areia estabilizada com diferentes teores de RPP.....	242
Figura 168 - Variação da dupla amplitude de deformação axial com o número de ciclos para a areia estabilizada com diferentes teores de RPP.....	243

Figura 169 - Variação da deformação normalizada com o número de ciclos normalizado para a areia estabilizada com diferentes teores de RPP.	244
Figura 170 - Variação da deformação axial com a tensão média efetiva para a areia estabilizada com a) 5%, b) 7,5% e c) 10% de RPP.	245
Figura 171 - Trajetória de tensões efetivas para a areia estabilizada com 5% de RPP.	246
Figura 172 - Trajetória de tensões efetivas para a areia estabilizada com 7,5% de RPP.	246
Figura 173 - Trajetória de tensões efetivas para a areia estabilizada com 10% de RPP.	246
Figura 174 - Curvas de resistência à liquefação para a areia pura e estabilizada.	247
Figura 175 - Curvas de resistência para a areia de Natal estabilizada com RPP e cal e areia M31 estabilizada com cimento ou sílica coloidal.	248
Figura 176 - Variação do CRR_{15} com o teor de RPP.	249
Figura 177 - Relação entre a resistência à compressão não confinada e o CRR_{15}	250

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Composição química do RPP de várias localidades.....	73
Tabela 2 - Propriedades físicas e geotécnicas do RPP.	75
Tabela 3 - Análise do extrato lixiviado do RPP.	76
Tabela 4 - Propriedades físicas da areia eólica de Natal.	103
Tabela 5 - Comparação das características físicas da areia eólica de Natal.	104
Tabela 6 - Composição química dos materiais utilizados na pesquisa.....	105
Tabela 7 - Programa de ensaios cíclicos em areia pura.....	111
Tabela 8 - Resultados obtidos para todos os ensaios cíclicos em areia pura.....	112
Tabela 9 - Coeficientes de ajuste para as curvas de resistência cíclica dos solos.	131
Tabela 10 - Matriz de planejamento para o DCCR.	174
Tabela 11 - DCCR para ensaios de resistência à compressão e tração.....	175
Tabela 12 - Parâmetros físicos de cada composição.	175
Tabela 13 - Resultados dos ensaios de resistência à compressão e tração.	179
Tabela 14 - Efeitos e coeficientes para os fatores da regressão do modelo estatístico.....	181
Tabela 15 - ANOVA do modelo de regressão para os dados de resistência à compressão....	183
Tabela 16 - ANOVA do modelo de regressão para os dados de resistência à tração.....	183
Tabela 17 - Perda de massa no ensaio de termogravimetria das misturas.....	197
Tabela 18 - Programa de ensaios triaxiais monotônicos em areia estabilizada.....	200
Tabela 19 - Resultados dos ensaios triaxiais monotônicos em areia estabilizada.	202
Tabela 20 - Parâmetros de resistência de pico para a areia pura e estabilizada.	212
Tabela 21 - Variação de $q_{máx}$ com o conteúdo volumétrico de aglomerante.....	217
Tabela 22 - Parâmetros de estado crítico para a areia pura e estabilizada.....	224
Tabela 23 - Parâmetros de estado para todos os ensaios triaxiais monotônicos.....	228
Tabela 24 - Programa de ensaios triaxiais cíclicos na areia estabilizada.	230
Tabela 25 - Resultados dos ensaios triaxiais cíclicos em areia estabilizada.	231

LISTA DE ABREVIATURAS

ANOVA - Análise de Variância
CAH - Aluminato de cálcio hidratado
CIU - Consolidação isotrópica e cisalhamento não drenado
CPT - *Cone penetration test*
CRR - Razão de resistência cíclica
CSH - Silicato de cálcio hidratado
CSL - *Critical state line*
CSR - Razão de tensão cíclica
DRX - Difratomia de Raios-X
FLS - *Flow liquefaction surface*
FRX - Fluorescência de Raios-X
ICL - *Initial Consumption of Lime*
IP - Índice de plasticidade
ISC - Índice de suporte Califórnia
LEC - Linha de estados críticos
LEP - Linha de estados permanentes
LI - Linha de instabilidade
LL - Limite de liquidez
LP - Limite de plasticidade
LTF - Linha de transformação de fase
MEV - Microscopia eletrônica de varredura
PA - Ponto axial
PC - Ponto central
PF - Ponto fatorial
PTL - *Phase transformation line*
RPP - Resíduo de polimento de porcelanato
SiC - Carbetto de silício
SLF - Superfície de liquefação por fluxo
SPT - *Standard Penetration Test*
SSL - *Steady state line*
SUCS - Sistema Unificado de Classificação dos Solos
TG - Termogravimetria

LISTA DE SIGLAS

a	Escalar de ajuste da curva de resistência cíclica do solo
A	Escalar na relação entre q_u ou q_t e η/B_{iv}
b	Expoente de ajuste da curva de resistência cíclica do solo
B	Parâmetro de Skempton
C	Teor de cal
C_{iv}	Conteúdo volumétrico de cimento
CSR	Razão de tensão cíclica
CSR_0	CSR obtido para o primeiro ciclo
D	Taxa de amortecimento
DR	Densidade relativa
e	Índice de vazios
e_c	Índice de vazios após a consolidação
e_i	Índice de vazios calculado
$e_{máx}$	Índice de vazios máximo
$e_{mín}$	Índice de vazios mínimo
E_{sec}	Módulo de elasticidade secante
F	Força diametral máxima
G	Módulo de cisalhamento secante
H	Altura da amostra
I_b	Índice de fragilidade
I_f	Fator de melhoramento
M	Inclinação da LEC no plano $p': q$
M_A	Massa de areia
M_C	Massa de cal
M_R	Massa de RPP
M_S	Massa total seca da mistura
M_w	Massa de água
N	Número de ciclos
N_L	Número de ciclos para condição de início de liquefação
$N_{\varepsilon_{DA} \geq 5\%}$	Número de ciclos para $\varepsilon_{DA} \geq 5\%$
p'	Tensão média efetiva

p'_0	Tensão média efetiva inicial
q	Tensão desviadora ou de cisalhamento
$q_{m\acute{a}x}$	Tensão desviadora no estado de resist\ecencia de pico
q_{res}	Tensão desviadora no estado final ou residual
q_t	Resist\ecencia \`a tra\c7\~ao
q_u	Resist\ecencia \`a compress\~ao axial n\~ao confinada
r_u	Raz\~ao de excesso de poropress\~ao
R	Teor de RPP
V_o	Volume inicial da amostra
V_{perc}	Volume de percola\c7\~ao
V_t	Volume total da amostra
α	Expoente de ajuste
β	Expoente de ajuste
β_{iv}	Conte\~udo volum\etrico de aglomerante
γ	Deforma\c7\~ao cisalhante
Γ	Interse\c7\~ao da LEC com o eixo das ordenadas no plano $p': e$
Δu	Excesso de poropress\~ao
ΔV	Varia\c7\~ao volum\etrica
δ	\`Indice de degrada\c7\~ao
ε_a	Deforma\c7\~ao axial
ε_{DA}	Dupla amplitude de deforma\c7\~ao axial
η	Porosidade
λ	Inclina\c7\~ao da LEC no plano $p': e$
ν	Coefficiente de Poisson
ρ_A	Massa espec\efica das part\efulas de areia
ρ_C	Massa espec\efica das part\efulas de cal
ρ_R	Massa espec\efica das part\efulas de RPP
σ'_{3c}	Tens\~ao de confinamento efetiva
$\tau_{c\acute{i}clica}$	Tens\~ao de cisalhamento c\efica
ϕ_{cs}	\`Angulo de estado cr\efico
ψ	Par\~ametro de ajuste no modelo emp\efico de Seed, Martin e Lysmer (1975)
Ψ	Par\~ametro de estado

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	27
1.1 JUSTIFICATIVA	29
1.2 OBJETIVOS.....	31
1.2.1 Objetivo geral.....	31
1.2.2 Objetivos específicos.....	31
2 REVISÃO DA LITERATURA	32
2.1 ASPECTOS GERAIS DA LIQUEFAÇÃO	32
2.1.1 Casos históricos.....	33
2.2 ESTADO CRÍTICO E ESTADO PERMANENTE	35
2.2.1 Mecanismos de ruptura do solo.....	37
2.3 MECANISMOS DE INICIAÇÃO DA LIQUEFAÇÃO	40
2.4 CARGAS CÍCLICAS.....	43
2.5 CARREGAMENTOS CÍCLICOS EM AREIAS SATURADAS	45
2.5.1 Comportamento tensão-deformação	47
2.5.2 Geração das poropressões.....	48
2.5.3 Evolução das deformações	50
2.5.4 Resistência à liquefação	51
2.5.5 Propriedades dinâmicas do solo	53
2.5.6 Fatores que influenciam a resistência sob carregamentos cíclicos	55
2.5.6.1 Intensidade do carregamento cíclico	55
2.5.6.2 Tensão de confinamento	56
2.5.6.3 Densidade relativa	57
2.5.6.4 Composição do solo	58
2.5.7 Avaliação dos solos em ensaio triaxial cíclico	60
2.6 MITIGAÇÃO DA LIQUEFAÇÃO	62
2.6.1 Métodos mais recentes de mitigação da liquefação	63

2.7 ESTABILIZAÇÃO DOS SOLOS	65
2.7.1 Estabilização química.....	65
2.7.2 Utilização da cal na estabilização dos solos	66
2.7.3 Reações pozolânicas.....	67
2.7.4 Utilização de resíduos industriais e cal na estabilização de solos.....	69
2.7.4.1 Resíduo do polimento de porcelanato	72
2.8 COMPORTAMENTO MECÂNICO DOS SOLOS CIMENTADOS	76
2.8.1 Resistência à compressão e tração	77
2.8.2 Resposta em testes de compressão triaxial monotônico	80
2.9 MITIGAÇÃO DA LIQUEFAÇÃO DINÂMICA EM SOLOS CIMENTADOS.....	83
2.9.1 Influência da intensidade do carregamento	88
2.9.2 Influência do teor de estabilizante	89
2.10 COMPORTAMENTO DA AREIA EÓLICA DE NATAL EM ENSAIOS TRIAXIAIS MONOTÔNICOS.....	90
2.11 CONSIDERAÇÕES FINAIS	94
3 PLANEJAMENTO EXPERIMENTAL	96
4 MATERIAIS	98
4.1 COLETA E CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS.....	98
4.2 PROPRIEDADES DOS MATERIAIS.....	102
5 SUSCETIBILIDADE À LIQUEFAÇÃO DINÂMICA DA AREIA PURA	108
5.1 MÉTODOS.....	108
5.1.1 Preparação e montagem das amostras	109
5.1.2 Programa de ensaios e procedimentos de teste	110
5.2 RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	112
5.2.1 Resposta em ensaios triaxiais cíclicos sob tensão controlada	112
5.2.1.1 Comportamento típico	113
5.2.1.2 Influência da intensidade do carregamento	115

5.2.1.2.1	Comportamento tensão-deformação	115
5.2.1.2.2	Variação da poropressão	120
5.2.1.2.3	Evolução das deformações.....	125
5.2.1.2.4	Trajetórias de tensões.....	128
5.2.1.2.5	Resistência à liquefação	130
5.2.1.3	Influência da tensão de confinamento	132
5.2.1.3.1	Comportamento tensão-deformação	132
5.2.1.3.2	Variação da poropressão	135
5.2.1.3.3	Evolução das deformações.....	138
5.2.1.3.4	Trajetórias de tensões.....	140
5.2.1.3.5	Resistência à liquefação	142
5.2.1.4	Influência da densidade relativa	144
5.2.1.4.1	Comportamento tensão-deformação	144
5.2.1.4.2	Variação da poropressão	147
5.2.1.4.3	Evolução das deformações.....	151
5.2.1.4.4	Trajetórias de tensões.....	153
5.2.1.4.5	Resistência à liquefação	155
5.2.2	Resposta em ensaios triaxiais cíclicos sob deformação controlada.....	159
5.2.2.1	Comportamento tensão-deformação.....	159
5.2.2.2	Variação da poropressão.....	162
5.2.2.3	Evolução dos carregamentos	165
5.2.2.4	Trajetórias de tensões	167
6	CARACTERIZAÇÃO INICIAL DAS MISTURAS	170
6.1	MÉTODOS.....	170
6.1.1	Moldagem e cura das amostras	170
6.1.2	Programa de ensaios.....	172
6.1.3	Ensaio de compressão axial não confinada.....	176
6.1.4	Ensaio de compressão diametral	177
6.1.5	Ensaio de caracterização microestrutural	178
6.2	RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	179

6.2.1 Resistência à compressão e tração da areia estabilizada	179
6.2.1.1 Análise estatística	181
6.2.1.2 Influência dos fatores na resistência da areia estabilizada	184
6.2.2 Morfologia, mineralogia e comportamento térmico das misturas	193
7 COMPORTAMENTO DA AREIA ESTABILIZADA EM ENSAIOS TRIAXIAIS MONOTÔNICOS.....	199
7.1 MÉTODOS.....	199
7.1.1 Preparação e montagem das amostras	199
7.1.2 Programa de ensaios e procedimentos de teste	200
7.2 RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	201
7.2.1 Efeito da tensão de confinamento no comportamento tensão-deformação....	203
7.2.2 Parâmetros de resistência de pico	211
7.2.3 Efeito da estabilização no comportamento tensão-deformação	213
7.2.4 Linha de estados críticos	221
7.2.5 Trajetórias de tensões.....	224
8 SUSCETIBILIDADE À LIQUEFAÇÃO DA AREIA ESTABILIZADA	229
8.1 MÉTODOS.....	229
8.2 RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	230
8.2.1 Comportamento típico	231
8.2.2 Comportamento tensão-deformação	233
8.2.3 Variação da poropressão.....	237
8.2.4 Evolução das deformações	242
8.2.5 Trajetórias de tensões.....	245
8.2.6 Resistência à liquefação	247
9 CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	251
10 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	253
REFERÊNCIAS	255

1 INTRODUÇÃO

O estudo da liquefação dos solos recebeu maior ênfase nas últimas décadas em razão de sua ocorrência em eventos dinâmicos e estáticos ao redor do mundo que causaram consideráveis prejuízos materiais e de vidas humanas. Seu desencadeamento se dá com a aplicação de esforços cisalhantes na massa de solo que, em razão de uma tendência contrativa do material, causa o surgimento de poropressões que reduzem as tensões efetivas e provocam uma perda repentina de resistência e capacidade de carga, afetando assim toda a infraestrutura local.

Em razão da importância do tema, pesquisas foram desenvolvidas com o intuito de compreender os mecanismos e fatores associados ao desencadeamento desse fenômeno (GHADR; ASSADI-LANGROUDI, 2019; MAHMOUDI *et al.*, 2020; NI *et al.*, 2022; TRIANTAFYLLOS *et al.*, 2020; YANG; LIANG; CHEN, 2022; ZHU *et al.*, 2021), avaliar a suscetibilidade de depósitos naturais ou artificiais e mapear o risco em áreas de grande interesse social (FERGANY; OMAR, 2017; GAUTAM; MAGISTRIS; FABBROCINO, 2017; SANA; NATH, 2016), além de desenvolver técnicas que possam reduzir sua probabilidade de ocorrência ou mitigar seus efeitos nas estruturas (MINYONG *et al.*, 2022; RIVEROS; SADREKARIMI, 2020; XIAO *et al.*, 2019).

No Brasil, pesquisas nessa temática já foram desenvolvidas em solos naturais (ESPINOZA, 2010; GÁLVEZ, 2018) nas regiões Sul e Sudeste, porém a maior parte dos trabalhos avaliou a potencialidade de liquefação em rejeitos produzidos em atividades de mineração (OLIVEIRA, 2014; RAFAEL, 2012). Devido à baixa atividade sísmica na maior parte do território, os estudos são impulsionados por processos de liquefação em condições de carregamento estático ou dinâmico induzido, como no caso de pequenos sismos causados por explosões de mineração.

No município de Natal, no Rio Grande do Norte, os depósitos de solos eólicos estão presentes na maior parte do seu território (FONSECA *et al.*, 2012) e, por esse motivo, são utilizados como suporte para fundações de edificações e infraestrutura local ou camadas de aterro em obras geotécnicas. Com um potencial de liquefação estático já comprovado (SOUZA JÚNIOR; SANTOS JÚNIOR; FONTOURA, 2020) e acrescentado à possibilidade de ocorrência de sismos na região torna-se necessário investigar a resistência desse solo frente às solicitações dinâmicas que possam levar ao desencadeamento do fenômeno de liquefação. Além disso, o comportamento de solos eólicos é considerado único (LI *et al.*, 2022) e os trabalhos encontrados que avaliaram a influência de fatores como tensão de confinamento e densidade relativa na resistência à liquefação utilizaram solos de outras origens, como solos

aluviais, sedimentos marítimos ou solos artificiais (ASADI *et al.*, 2018; BOUTARAA *et al.*, 2020; ESELLER-BAYAT *et al.*, 2019).

Segundo Kumar, Krishna e Dey (2018) as análises de resposta dinâmica devem ser baseadas nas propriedades obtidas especificamente para um solo, pois a adoção de dados padronizados pode levar a resultados impróprios. Nesse quesito, torna-se importante o estudo da areia de Natal uma vez que não foram encontrados trabalhos que avaliassem o potencial de liquefação desse solo em carregamentos dinâmicos.

Por outro lado, o melhoramento do solo local é uma das técnicas mais utilizadas com o intuito de mitigar a liquefação. Em razão dos altos custos envolvidos, possibilidade de danos em construções vizinhas e efeitos ambientais negativos de soluções tradicionais, novas técnicas como remediação passiva, geotecnologias microbianas e estabilização química com materiais alternativos recebem cada vez mais atenção da engenharia geotécnica (BAO *et al.*, 2019).

A estabilização química do solo é obtida pela inclusão de agentes cimentantes como cimento e cal, proporcionando assim uma união entre as partículas, preenchimento de vazios e conseqüentemente aumento da resistência dinâmica em solicitações não drenadas por redução da tendência contrativa da estrutura (FIROOZI *et al.*, 2017; NICHOLSON, 2014). A utilização da cal no melhoramento de solos finos é uma técnica muito antiga (DASH; HUSSAIN, 2012) e no caso de solos mais granulares só é possível pela adição de materiais pozolânicos, fontes de sílica e alumina, capazes de reagir para formar silicatos e aluminatos de cálcio hidratados (SILVANI; BENETTI; CONSOLI, 2019). Além disso, o uso de misturas de cal e pozolanas em substituição ao cimento Portland, cuja produção é responsável por 8% das emissões globais de CO₂ (ANDREW, 2018), pode trazer ganhos ambientais significativos.

A adoção de tecnologias mais sustentáveis tem levado à utilização de subprodutos industriais nessas operações como forma ainda de reduzir os problemas associados à sua destinação e os custos produtivos. Resíduos como a cinza volante (HORPIBULSUK; RACHAN; RAKSACHON, 2009; MAHVASH; LÓPEZ-QUEROL; BAHADORI-JAHROMI, 2018; SIMATUPANG *et al.*, 2020), pó de vidro (BALDOVINO *et al.*, 2020b; CONSOLI *et al.*, 2019a, 2021) e cinza da biomassa (CONSOLI *et al.*, 2019b; GHORBANI *et al.*, 2018) podem ser efetivamente incorporados nas misturas e já foram utilizados para melhorar o desempenho de obras geotécnicas.

Nesse contexto, o resíduo do polimento do porcelanato (RPP), com produção de 74 mil toneladas por ano no Brasil (MATOS *et al.*, 2018b), também pode ser incluso nessa categoria de materiais. Este é produto do desgaste de peças de porcelanato com materiais abrasivos, possui elevada atividade pozolânica (JACOBY; PELISSER, 2015; MATOS *et al.*, 2018a) e já

foi utilizado na produção de cimentos, concretos e argamassas (ANDREOLA *et al.*, 2010; LI *et al.*, 2021; MEDEIROS *et al.*, 2021), proporcionando ganhos nas propriedades mecânicas e de durabilidade desses compósitos. Entretanto, enquanto alguns estudos incorporaram esse material em solos apenas como um componente inerte (ARAÚJO, 2016; SILVA, 2016), não há pesquisas que se detiveram no uso para o melhoramento por métodos químicos de estabilização. Tal aplicação poderia ser realizada na execução de novos aterros por meio de uma mistura prévia do solo com o estabilizante, ou ainda na estabilização de depósitos de solo existentes com técnicas como o *deep mixing*.

Logo, este trabalho objetiva avaliar o potencial de liquefação dinâmica da areia eólica de Natal em seu estado puro, bem como as implicações do melhoramento desse solo pela incorporação do resíduo de polimento de porcelanato e cal hidratada, visando assim, a resolução de um problema de engenharia atrelado à utilização de um resíduo industrial.

1.1 JUSTIFICATIVA

A sismicidade do território brasileiro é considerada, em sua maioria, como pequena, porém regiões como a Nordeste podem apresentar eventos de magnitude consideráveis, acima dos 4.5 graus na escala Richter (SANTOS; LIMA; SILVA, 2010). A NBR 15421/2006 que trata do projeto de estruturas resistentes a sismos enquadra o estado do Rio Grande do Norte (RN), no zoneamento sísmico brasileiro, na Zona 1 com acelerações horizontais que podem chegar até 0,05 vezes a aceleração da gravidade. Esta norma ainda determina que as estruturas localizadas nesta zona devem apresentar sistemas estruturais resistentes a sismos, demonstrando a importância na consideração de seus efeitos. Apesar disso, o tema não parece ser abordado com frequência nos projetos de engenharia e carece de mais atenção por parte dos profissionais da área.

Uma análise no mapa de sismos do Brasil ocorridos até o ano de 2017, publicado pela Rede Sismográfica Brasileira, mostra que grande parte dos eventos ocorridos na Região Nordeste se concentram nos estados do Ceará e Rio Grande do Norte (SBGF, 2017). Magnitudes como as dos tremores mais intensos ocorridos no Brasil são capazes de gerar energia suficiente para causar a iniciação do processo de liquefação em solos já suscetíveis (GALLI, 2000; GREEN; BOMMER, 2019; PAPADOPOULOS; PLESSA, 2000; PAPATHANASSIOU *et al.*, 2005). Além disso, a presença de estruturas como aerogeradores ou outras fontes de ações dinâmicas também pode propiciar as condições necessárias ao desencadeamento da liquefação.

Os solos onde se desenvolve a liquefação são geralmente compostos por areias puras ou com poucos finos de baixa a média compactação em condições saturadas e sujeitas a estados de tensões específicos (SEED *et al.*, 2003). Processos geológicos que formam solos de granulometria uniforme e os depositam em um estado fofo dão origem a materiais de alta suscetibilidade, como é o caso de depósitos fluviais, coluviais e eólicos na condição saturada (IDRISS; BOULANGER, 2008). No caso dos solos eólicos, presentes em extensas áreas da costa da região Nordeste, a expansão urbana e a necessidade por matérias primas no setor da construção civil têm levado à utilização desses solos como camada de fundação para edificações e rodovias ou ainda como material de preenchimento em aterros e estruturas de contenção (ELIPE; LÓPEZ-QUEROL, 2014). Assim, a suscetibilidade à liquefação dos solos dessa região deve ser avaliada em conjunto com medidas de mitigação de sua ocorrência.

No contexto de melhoria dos solos, enquanto a suscetibilidade à liquefação e os parâmetros que influenciam nesse aspecto já foram amplamente estudados para o caso de solos não cimentados, há informações limitadas sobre a resposta de solos cimentados (CLOUGH *et al.*, 1989; PORCINO; MARCIANÒ, 2017; RASOULI; FATAHI; NIMBALKAR, 2020; VRANNA; TIKA, 2020).

Ademais, o resíduo de polimento do porcelanato, além de possuir características físico-químicas que viabilizam sua incorporação como material suplementar para estabilização dos solos em misturas pozolânicas, constitui um problema de destinação para as indústrias geradoras, que acabam enviando esse material para aterros sanitários, com elevados custos associados a essa operação. Assim, a proposta desta pesquisa pode demonstrar uma opção sustentável de destinação, evitando a disposição em aterros apenas para fins de confinamento, e agregando considerável valor ao material residual.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo geral

O presente trabalho tem por objetivo estudar a suscetibilidade à liquefação dinâmica de uma areia de origem eólica em seu estado puro e estabilizada pela incorporação de um material alternativo composto por cal hidratada e resíduo do polimento de porcelanato.

1.2.2 Objetivos específicos

- Identificar o potencial de liquefação dinâmica da areia pura por meio de ensaios triaxiais cíclicos em diferentes condições de densidade relativa, tensão de confinamento e intensidade de carregamento.
- Estudar o efeito da densidade relativa, tensão de confinamento e intensidade de carregamento nos parâmetros dinâmicos da areia pura.
- Verificar as implicações da incorporação do resíduo de polimento de porcelanato e da cal hidratada na resistência à compressão não confinada e resistência à tração da areia eólica.
- Avaliar a resposta da areia estabilizada em ensaios de compressão triaxial monotônicos.
- Analisar a mitigação do potencial de liquefação dinâmica da areia pela introdução do resíduo de polimento de porcelanato e cal hidratada em diferentes proporções.

2 REVISÃO DA LITERATURA

2.1 ASPECTOS GERAIS DA LIQUEFAÇÃO

A liquefação é um fenômeno que ocorre em razão de carregamentos monotônicos ou cíclicos e causa uma diminuição da resistência efetiva e rigidez dos solos. Sob esses tipos de carregamentos, os solos saturados com tendência contrativa apresentam incrementos de poropressão que reduzem as tensões de confinamento as quais estavam submetidos, dando origem a elevadas deformações e redução da resistência ao cisalhamento (IDRISS; BOULANGER, 2008).

Durante uma sollicitação dinâmica, como em um sismo, a ocorrência de repetidas ondas cisalhantes no solo, em conjunto com um pequeno tempo de aplicação, dificulta a drenagem dos excessos de poropressão gerados, até mesmo em solos de elevada permeabilidade, causando colapsos por cisalhamento de massas que podem se comportar como um fluido ou apresentar deformações progressivas até o fim das sollicitações (ISHIHARA, 1996). Segundo Du e Chian (2018), quando uma amostra de solo não coesivo, como solos arenosos, é submetida a repetidas cargas de cisalhamento, a tendência de reorganização das partículas em um estado mais denso, ou seja, com redução de volume, provoca a geração de poropressões positivas que podem reduzir as tensões efetivas de confinamento e causar perda de rigidez do solo.

O resultado é que o material granular passa de um estado sólido para um estado líquido, daí o nome liquefação, além disso, uma vez que a água possui densidade inferior, tende a ascender para a superfície através das fissuras, carregando consigo material fino e formando as chamadas erupções de areia ou “*sand boils*”. Outra justificativa é a de que uma vez que as tensões confinantes crescem com a profundidade, o excesso de poropressão gerado também tende a aumentar para camadas mais profundas, fazendo com que, na liquefação, a água se desloque de baixo para cima onde a pressão é inferior e dissipando assim o gradiente hidráulico formado (YOSHIDA, 1998).

Os danos causados pela ocorrência de liquefação são, principalmente, em função da perda de resistência e rigidez dos solos pois, com isso, ocorrem grandes deformações que podem gerar esforços substanciais nas estruturas das edificações causando rupturas de fundações, recalques diferenciais, fissuras e rachaduras na fachada e até perda de estabilidade global com colapso da estrutura. Tubulações de abastecimento de água e saneamento também sofrem com a ação de forças de empuxo que podem provocar o soerguimento e ruptura desses componentes.

O estudo da liquefação dos solos é de grande interesse para a comunidade geotécnica mundial uma vez que, acontecimentos históricos têm demonstrado o potencial de dano desse fenômeno às estruturas e seus ocupantes. São inúmeros os danos ocorridos em estruturas como barragens (ISHIHARA *et al.*, 2015), fundações, estruturas de contenção, pontes (BHATTACHARYA *et al.*, 2014) e edificações (GAUTAM; MAGISTRIS; FABBROCINO, 2017) decorrentes do processo de liquefação dinâmica dos solos. Os eventos em Niigata no Japão e no Alasca, ambos no ano de 1964, com diversos casos documentados de liquefação, foram de extrema importância para a intensificação dos estudos na área. Neste sentido, a adoção de ações que reduzam a probabilidade de sua ocorrência é essencial no planejamento e execução de novas construções.

As análises de suscetibilidade dos solos permitem identificar regiões com grande potencial de liquefação e assim dimensionar estruturas capazes de suportar maiores deformações e instabilidade dos terrenos nos quais estão assentes.

2.1.1 Casos históricos

Nas últimas décadas, diversos casos de liquefação em áreas rurais e urbanas de cidades ao redor do mundo já foram documentados. O estudo e retro análise das características dessas áreas permite uma melhor compreensão dos fatores que originaram o fenômeno e o desenvolvimento de técnicas de previsão. Alguns dos casos mais emblemáticos no estudo desse fenômeno foram os eventos sísmicos de Niigata no Japão e de Prince William Sound no Alasca. A ocorrência desses terremotos provocou extensas áreas de liquefação e danos trágicos à infraestrutura e população local (RAHMAN; SIDDIQUA; KAMAL, 2015).

Em Niigata, no ano de 1964, um sismo de magnitude 7.6 graus na escala Richter provocou a perda da capacidade de suporte em extensas áreas da zona urbana, com tombamentos de edifícios, soerguimentos de tanques enterrados e o colapso de pontes. Na Figura 1 está ilustrado o colapso de blocos residenciais causados pelo terremoto.

Nesse sismo, foram relatados o aparecimento de erupções de areia e argila pouco depois do fim do evento e foram reportados mesmo 20 minutos depois que as vibrações cessaram. Depósitos de areia com até 30 cm cobriram a maior parte da cidade e vigas de suporte da Showa Bridge caíram após as fundações do píer terem se movimentado em razão da perda de capacidade de suporte.

Figura 1 - Tombamento de blocos de apartamentos em Kawagishi-Cho, Niigata.



Fonte: National Information Service for Earthquake Engineering, EERC, University of California, Berkeley

O deslizamento ocorrido no talude de montante da barragem de Lower San Fernando, formado por camadas de areia siltosa e argila, durante o terremoto de San Fernando, em 1971, reduziu a borda livre a apenas 1 metro, provocando a evacuação de mais de 80 mil pessoas que residiam a jusante da barragem. Essa quase catástrofe marcou mudanças importantes na engenharia de barragens ao redor do mundo e foi objeto de numerosos estudos científicos (IDRISS; BOULANGER, 2008).

Na área da baía de São Francisco, na Califórnia, em 1989, um terremoto com magnitude de 7.1 graus causou deformações verticais e laterais no terreno por causa da liquefação, danificando residências, edifícios, pavimentos e provocando a ruptura de tubulações subterrâneas. Também foram reportados o aparecimento de massas de areia em diversas localidades que se acumularam dentro das residências, nas ruas da cidade e em terrenos (BARDET; KAPUSKAR, 1993). Em 2011, um terremoto de 6.2 graus de magnitude provocou prejuízos significativos na área urbana de Christchurch na Nova Zelândia, incluindo danos em edifícios e redes de infraestrutura (BEYZAEI *et al.*, 2018). Nesse caso, foram registrados diversos pontos de liquefação dos solos, com o aparecimento de toneladas de material siltoso na superfície do terreno.

No Brasil, dois recentes acidentes envolvendo barragens de rejeito levantaram a possibilidade de ocorrência de liquefação estática. Em 2015, aproximadamente 32 milhões de m³ de minério de ferro foram lançados no colapso da barragem de rejeito de Fundão em Minas Gerais que devastaram a cidade de Bento Rodrigues e causaram a morte de 19 pessoas além de um significativo impacto ambiental. Ao aplicar métodos analíticos de investigação e ensaios de

campo, Sadrekarimi e Riveros (2020) verificaram que a seção de falha da barragem apresentou um potencial de liquefação com um fator de segurança de 0,56, indicando a ocorrência de ruptura, que se deu em camadas de rejeitos mais granulares similares a areias. Uma série de erros envolvendo mudanças no projeto original, grandes inclinações e manutenção incorreta dos taludes da barragem causaram um aumento nos níveis de saturação e introduziram um potencial a ocorrência do fenômeno de liquefação. Pequenas atividades sísmicas de explosão nos arredores da barragem também podem ter contribuído para o gatilho do processo.

Em 2019, a barragem de Brumadinho, também construída para contenção de rejeitos oriundos de atividades de mineração, falhou catastróficamente matando 259 pessoas. Os taludes da barragem apresentaram uma súbita e significativa perda de resistência e rapidamente se tornaram uma lama fluida que escorreu sob elevada velocidade. Em menos de 5 minutos, 9,7 milhões de m³ de material fluido foram gerados pelo evento (KOPPE, 2021). Estudos conduzidos por Silva Rotta *et al.* (2020) por meio de imagens e análises de satélite sugerem uma infiltração gradual da água que pode ter causado uma elevação do grau de saturação dos taludes da barragem e erosões internas por percolação que desencadearam o fenômeno de liquefação em regiões internas evoluindo até o barramento principal. As medições mostram uma subsidência de até 30 cm da barragem nos últimos 12 meses antes da falha, indicando um processo gradativo de movimentação até o momento da ruptura.

Diante de tanto potencial destrutivo, há a necessidade de investigações contundentes sobre o tema. Atualmente, o surgimento de novas técnicas e equipamentos permitem não somente identificar as causas como também verificar métodos para mitigar seus efeitos ou até mesmo impedir sua ocorrência. Além disso, a avaliação do subsolo em ensaios dinâmicos contribui para explicar o porquê do comportamento indesejável dos solos e a ocorrência de recalques e patologias nas edificações.

2.2 ESTADO CRÍTICO E ESTADO PERMANENTE

O comportamento tensão-deformação das areias em carregamentos monotônicos ou cíclicos é dependente de características como densidade relativa, tensão de confinamento e histórico de tensões.

Em 1936, analisando o comportamento dos solos arenosos, em ensaios triaxiais na condição drenada e sob deformação controlada, Arthur Casagrande constatou que quando cisalhadas sob grandes deformações, tanto as areias fofas quanto compactas atingiam o mesmo índice de vazios. A partir daí o material permanecia sob volume e tensões constantes até o fim

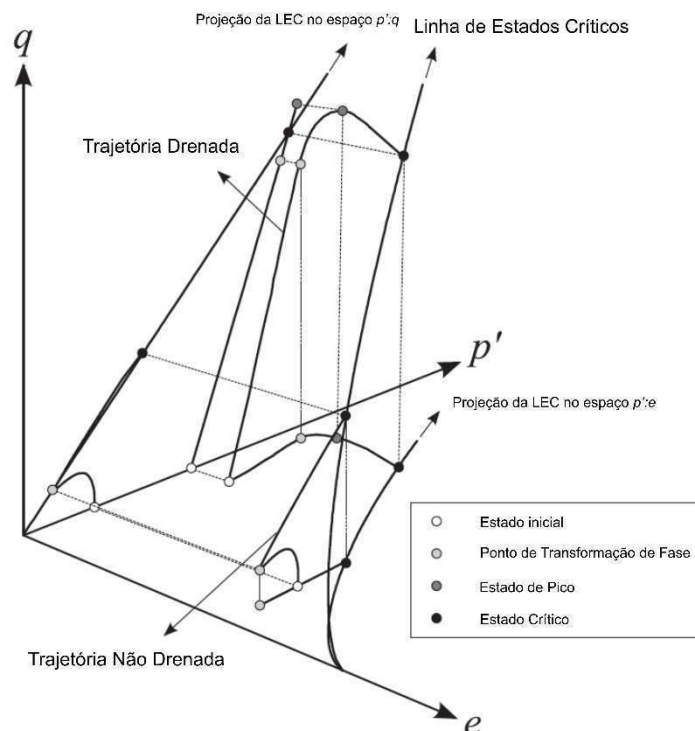
do ensaio. O pesquisador chamou então esse parâmetro de índice de vazios crítico, concluindo ainda que este se relacionava unicamente com a tensão de confinamento do ensaio de acordo com uma linha que posteriormente foi conceituada como Linha de Estados Críticos (LEC) ou “*Critical State Line*” (CSL) (KANG *et al.*, 2019).

Para uma mesma tensão de confinamento as areias que apresentam índice de vazios superiores ao crítico desenvolvem comportamento contrativo durante o cisalhamento enquanto areias com índice de vazios inferiores apresentam comportamento dilatante, assim a LEC divide regiões de comportamentos distintos do solo (JEFFERIES; BEEN, 2015).

Quando submetidas a ensaios sem possibilidade de drenagem, a tendência contrativa ou dilatante dos solos arenosos é refletida em incrementos ou reduções de poropressão que alteram as tensões efetivas atuantes. Nesse sentido, sob carregamento não drenado três comportamentos são possíveis: liquefação, liquefação limitada ou dilatação.

Sob grandes deformações o índice de vazios atingido se relaciona unicamente com a tensão de confinamento, assim como nos ensaios drenados, por meio de uma linha. Nesse estado, o solo flui continuamente sob volume, tensão cisalhante e velocidade constantes, o que originou o nome estado permanente ou “*Steady State*”, e a Linha de Estados Permanentes (LEP) ou “*Steady State Line*” (SSL). Essa linha também pode ser visualizada como uma curva no espaço tridimensional ($e:p':q$) (Figura 2) (POULOS; CASTRO; FRANCE, 1985).

Figura 2 - Representação da Linha de Estados Críticos/Permanentes (LEC/LEP).



Fonte: Adaptado de Woo e Salgado (2015)

Depois de uma extensa revisão do histórico e das contribuições de diversos trabalhos sobre a equivalência entre a LEC e a LEP, bem como os conceitos dos estados das quais derivam, Kang *et al.* (2019) concluíram que a diferença entre o Estado Crítico e o Estado Permanente, se existem, são triviais, uma vez que o conceito atribuído ao último envolve a definição do primeiro, com a extensão do desenvolvimento de uma estrutura fluida e velocidade constante.

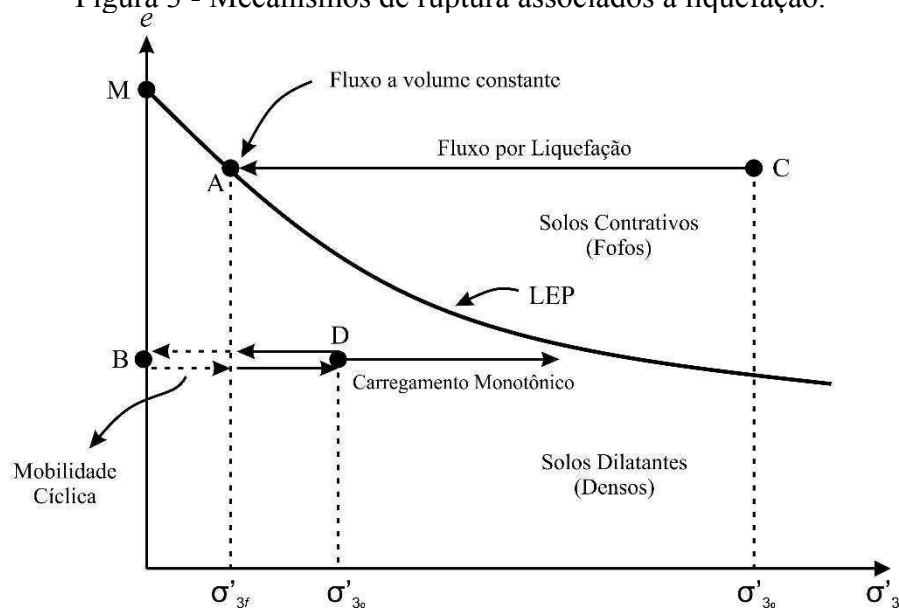
Pesquisas mostram que a compacidade e o estado de tensões do solo em relação à LEC nos planos $p':e$ e $p':q$, no primeiro caso, representado pelo parâmetro de estado (Ψ), estão intimamente ligados à resistência à liquefação dinâmica do solo (MOHAMMADI; QADIMI, 2015; STAMATOPOULOS, 2010; WEI; YANG, 2019). Com isso, um conhecimento dos parâmetros que definem essa condição residual e a situação atual do solo são fundamentais para a correta previsibilidade da resposta do solo durante esses fenômenos.

2.2.1 Mecanismos de ruptura do solo

Com investigações sobre os parâmetros relacionados ao desenvolvimento da liquefação durante terremotos e em estruturas de terra como taludes e barragens, foram classificados dois tipos de mecanismos de ruptura, o fluxo por liquefação e a mobilidade cíclica (CASAGRANDE, 1971).

No primeiro caso, o solo flui continuamente em consequência do surgimento de elevadas poropressões, provocando grandes deformações no terreno e estruturas associadas, além disso, a ruptura ocorre em extensas regiões do solo e não apenas em uma definida superfície de ruptura. Segundo Kramer e Seed (1988) o fluxo por liquefação ocorre em solos fofos e é caracterizado por grandes deformações em movimentos rápidos e semelhantes à um fluido. O segundo tipo ocorre, geralmente, em solos de tendência dilatante onde carregamentos dinâmicos são capazes de provocar deformações progressivas (POULOS; CASTRO; FRANCE, 1985). Na Figura 3 é possível visualizar a diferença entre esses dois mecanismos.

Figura 3 - Mecanismos de ruptura associados à liquefação.



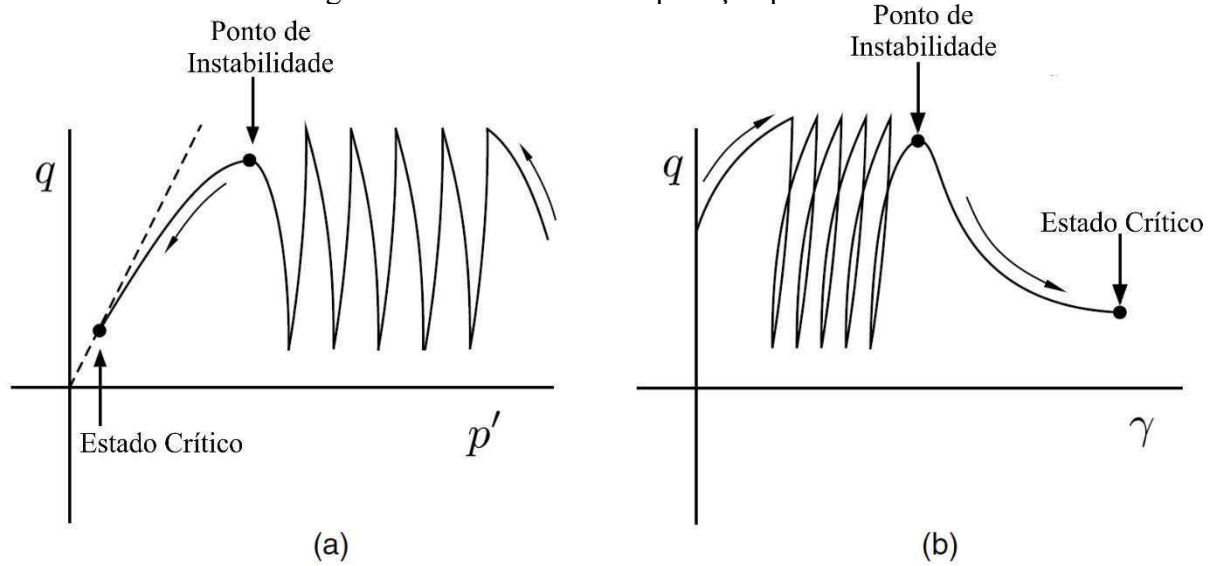
Fonte: Adaptado de Castro e Poulos (1977)

Uma amostra no estado fofo, acima da LEP (Ponto C), quando submetida a carregamento monotônico ou cíclico pode se deslocar para a esquerda no referido gráfico e atingir a condição representada pelo ponto A, sobre a LEP, onde irá permanecer até o fim do escoamento. Nesse caso, a amostra apresenta liquefação por fluxo com geração de poropressões positivas e redução da tensão de confinamento (GUILLÉN, 2008).

Quanto mais à direita da LEP se encontrar o estado inicial, maiores serão as deformações associadas à liquefação. Caso o estado do solo esteja localizado acima do ponto M, desenvolve-se a condição de tensão confinante efetiva igual a zero onde não há contato efetivo entre os grãos do solo, assim, a resistência no estado residual também será nula.

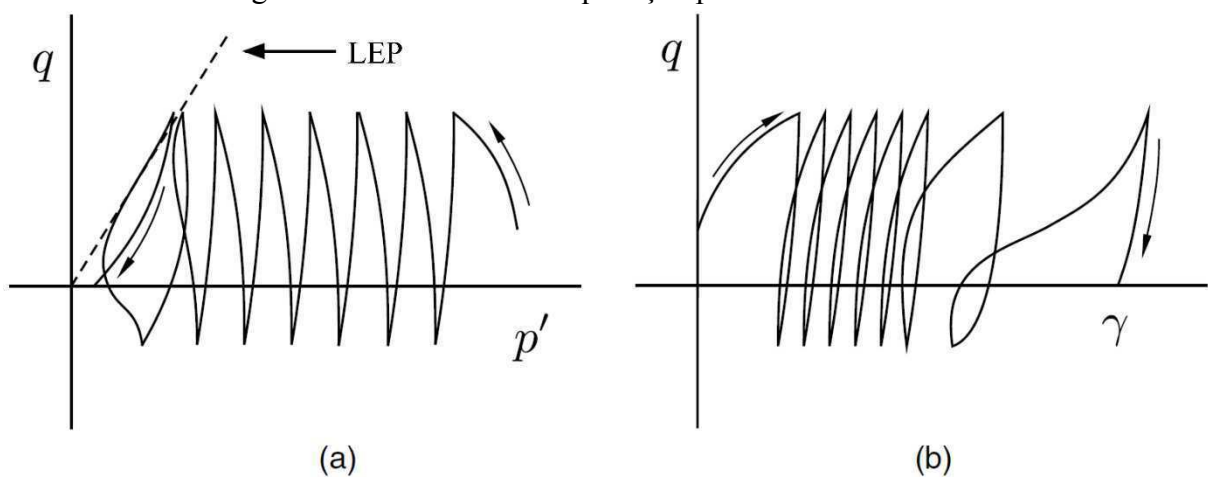
Na mobilidade cíclica, partindo-se de uma areia compacta, representada pelo ponto D no gráfico, caso seja submetida a um carregamento monotônico, em razão da tendência inicial de contração, há um leve deslocamento da trajetória para a esquerda, porém, logo o comportamento é invertido e o ponto se desloca em direção à LEP à medida que se prossegue com o carregamento. Caso seja aplicado um carregamento cíclico, em função dos pequenos deslocamentos, a cada ciclo será gerada uma poropressão positiva e, eventualmente, a depender da intensidade do carregamento, o solo pode atingir o ponto B de tensão confinante nula, ocorrendo sequências de liquefação. Com isso, podem ser geradas grandes deformações acumuladas o que caracteriza a denominação mobilidade cíclica (KRAMER, 1996). Esses dois mecanismos podem ser visualizados na Figura 4 e Figura 5 em carregamento cíclico.

Figura 4 - Mecanismo de liquefação por fluxo.



Fonte: Adaptado de Mital, Mohammadnejad e Andrade (2017)

Figura 5 - Mecanismo de liquefação por mobilidade cíclica.



Fonte: Adaptado de Mital, Mohammadnejad e Andrade (2017)

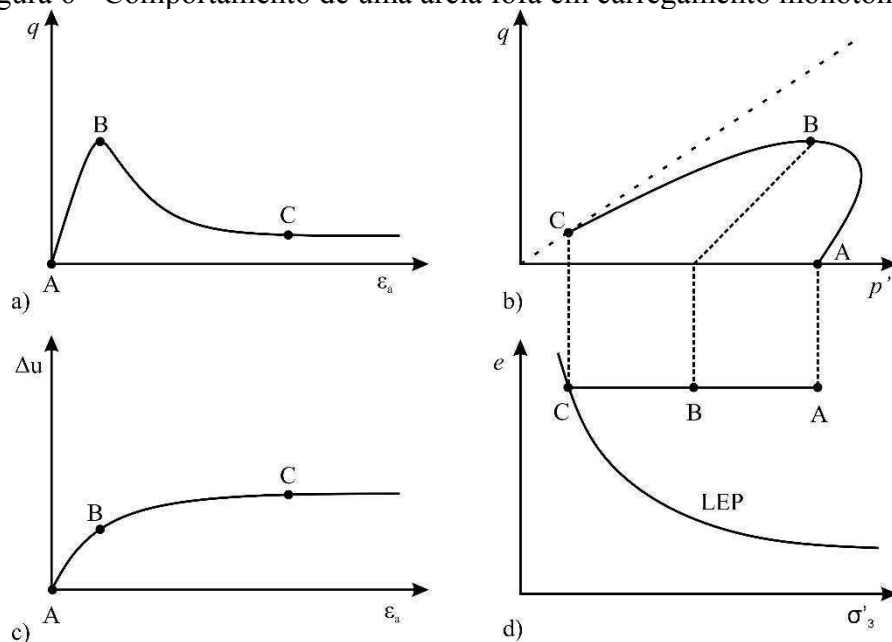
Um aspecto importante é que a liquefação por fluxo apenas ocorre quando a tensão cisalhante estática necessária para o equilíbrio da massa de solo é superior à resistência do solo liquefeito. Com isso, o escoamento com grandes deformações continua até que um estado de reequilíbrio seja atingido e as tensões cisalhantes atuantes sejam menores do que a resistência do solo liquefeito (SADREKARIMI, 2013). Diferentemente, na mobilidade cíclica, a tensão cisalhante necessária para manter o equilíbrio estático é inferior à resistência do solo liquefeito e, ao final do carregamento dinâmico, o solo ainda pode ser submetido a carregamentos estáticos consideráveis.

As deformações que ocorrem em razão do desenvolvimento de mobilidade cíclica são chamadas de “*Lateral Spread*”, podendo ocorrer em superfícies de pequena inclinação ou até mesmo planas. Neste último, a tensão cisalhante estática é nula e produz-se uma instabilidade no terreno refletida em recalques verticais e inundação do terreno com o carregamento de material fino para a superfície (IDRISS; BOULANGER, 2008).

2.3 MECANISMOS DE INICIAÇÃO DA LIQUEFAÇÃO

A iniciação do fenômeno de liquefação depende não somente das características do solo, mas também do carregamento que deve ser capaz de conduzir o estado de tensões do material até um ponto específico de gatilho. As condições que levam ao desencadeamento da liquefação podem ser melhor visualizadas por meio da aplicação de um carregamento monotônico em um determinado solo (Figura 6).

Figura 6 - Comportamento de uma areia fofa em carregamento monotônico.



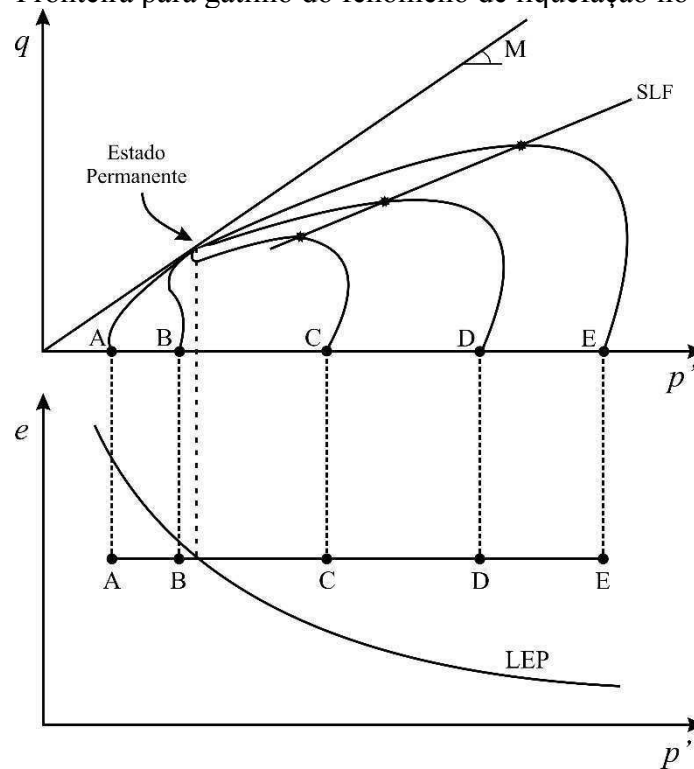
Fonte: Adaptado de Kramer (1996)

Inicialmente, o solo consolidado isotropicamente pode ser representado pelo ponto A, estando em equilíbrio sob uma tensão de confinamento de consolidação σ'_{3c} e tensão cisalhante e poropressão nulas. No caso de o ponto inicial estar bem acima da LEP, o solo apresentará um comportamento contrativo. Com o início do carregamento ocorre a geração de poropressões positivas à medida que se mobilizam tensões cisalhantes até o Ponto B, que ocorre em pequenas

deformações. Entretanto, neste ponto o solo se torna instável e colapsa, as poropressões aumentam rapidamente e o solo se desloca para o ponto C onde atinge o estado permanente sobre a LEP. A liquefação inicia no momento em que o solo se torna instável, ou seja, no ponto B (KRAMER, 1996).

Para uma série de ensaios realizados em amostras consolidadas com o mesmo índice de vazios, mas sob diferentes tensões de confinamento (Figura 7), estas irão atingir as mesmas condições de tensão efetiva no estado permanente, mas cada qual por meio de uma trajetória de tensões distinta.

Figura 7 - Fronteira para gatilho do fenômeno de liquefação no plano $p':q$.



Fonte: Adaptado de Kramer (1996)

As amostras acima da LEP (C, D e E), apresentam comportamento contrativo com um pico de resistência antes de se moverem rapidamente para o ponto de estado permanente. A união desses pontos que representam o início da liquefação forma uma linha que define, no espaço tridimensional, a superfície de iniciação da liquefação por fluxo (SLF) ou “*Flow Liquefaction Surface*” (FLS). Essa superfície marca uma fronteira entre estados estáveis e instáveis em carregamentos cisalhantes não drenados. Por essa razão, no plano ($p':q$) a união dos pontos de resistência máxima forma uma linha também conhecida como linha de instabilidade (LI) ou “*Instability Line*”. Se as condições de tensão em um elemento de solo

entendida como um limite para o carregamento cíclico, e pode ser utilizada para compreender o comportamento do material diante de solicitações dinâmicas.

Para situações onde a tensão cisalhante inicial é inferior à resistência residual do solo no estado permanente a aplicação de carregamentos cíclicos não é capaz de desencadear a liquefação por fluxo. Nesse caso, deformações permanentes significativas podem se desenvolver a cada ciclo em razão da redução na tensão de confinamento efetiva caracterizando o fenômeno de mobilidade cíclica. Para Kramer (1996) não há um ponto específico onde esse fenômeno se inicia sendo caracterizado pelo nível de deformações.

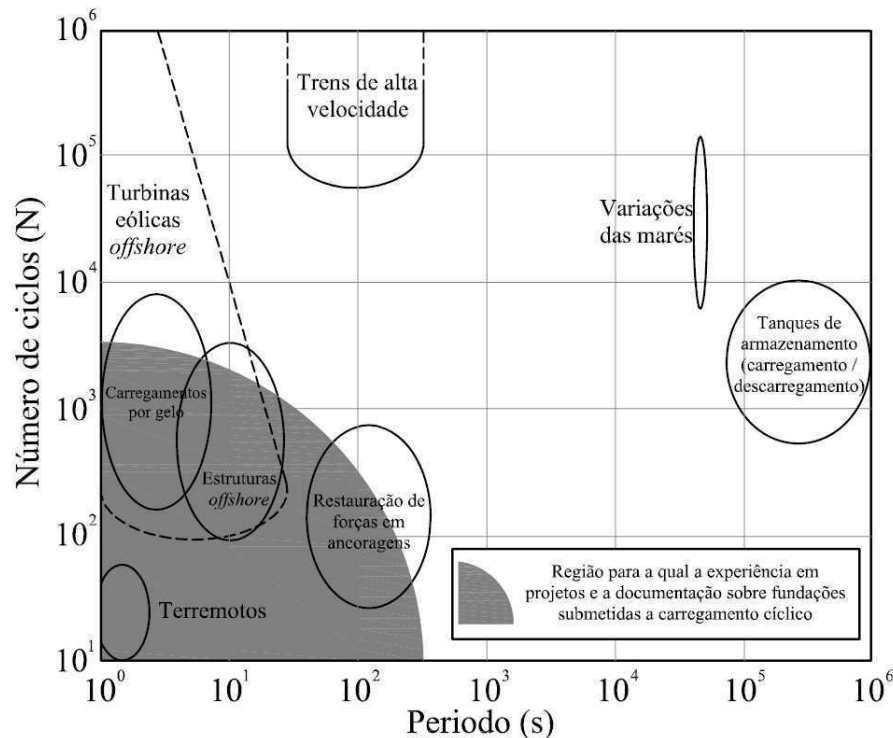
2.4 CARGAS CÍCLICAS

O termo carregamento cíclico é utilizado para designar ações variáveis com uma natureza marcadamente repetitiva, com um certo grau de regularidade em termos de amplitude e período de recorrência (PUECH; GARNIER, 2017). Essas cargas podem ser classificadas em dois tipos:

- a) de origem ambiental tais como ventos, marés, terremotos, ondas e flutuações de vários parâmetros da natureza (temperatura, pressão, nível freático, etc.);
- b) de origem antrópica como a operação de máquinas, prensas, tráfego ferroviário, rodoviário ou até mesmo aéreo, circulação de máquinas, ou enchimento e esvaziamento de tanques.

As características dos carregamentos cíclicos variam consideravelmente, a Figura 9 ilustra as diferenças quanto ao período e número de ciclos usuais de alguns desses carregamentos. Enquanto variações nas marés e o enchimento de tanques demoram horas para ocorrer, ações de terremotos se desenvolvem em poucos ciclos de curta duração, mas de alta intensidade.

Figura 9 - Características de alguns carregamentos típicos de origem cíclica.



Fonte: Gálvez (2018) adaptado de Andersen, Puech e Jardine (2013)

Na natureza, a maior parte dos carregamentos dinâmicos são compostos de uma sucessão de ondas com amplitudes irregulares que estão distribuídas aleatoriamente com o tempo. Entretanto, no campo da geotecnia, os ensaios de laboratório que são conduzidos para investigar os efeitos das cargas dinâmicas estão restritos aqueles que podem ser realizados em períodos e taxas específicas que permitam um controle adequado. Assim, é comum a aplicação de ciclos uniformes de tensão ou deslocamento controlados, empregando-se uma frequência e amplitude regulares (SEED; IDRIS, 1971).

Para Ishihara (1996) já é bem estabelecido que fatores como índice de vazios, tensão de confinamento, grau de saturação, histórico de tensões, nível de deformações e temperatura influenciam no comportamento mecânico dos solos. Entretanto, esses fatores são igualmente importantes para situações de carregamentos monotônicos e cíclicos. Os parâmetros específicos de cargas cíclicas são aqueles derivados de sua definição, é o caso da velocidade de aplicação, e nível de repetições das ondas.

2.5 CARREGAMENTOS CÍCLICOS EM AREIAS SATURADAS

Em testes de carregamento cíclico ou durante a ocorrência de um terremoto, são geradas ondas de tensão cisalhante em um curto período. Nessa situação, um solo saturado pode apresentar dois tipos de comportamentos, contrativo ou dilatante que dependem, preponderantemente, das características de compactidade e estado de tensão do solo (ISHIHARA, 1996).

Embora nos primeiros ciclos o solo possa experimentar uma tendência contrativa com geração de excessos de poropressão, esse comportamento se mantém apenas em solos de menor compactidade. Em solos medianamente compactos pode ocorrer uma nova acomodação das partículas, com redistribuição dos vazios, equalização das poropressões e inversão do comportamento contrativo para dilatante.

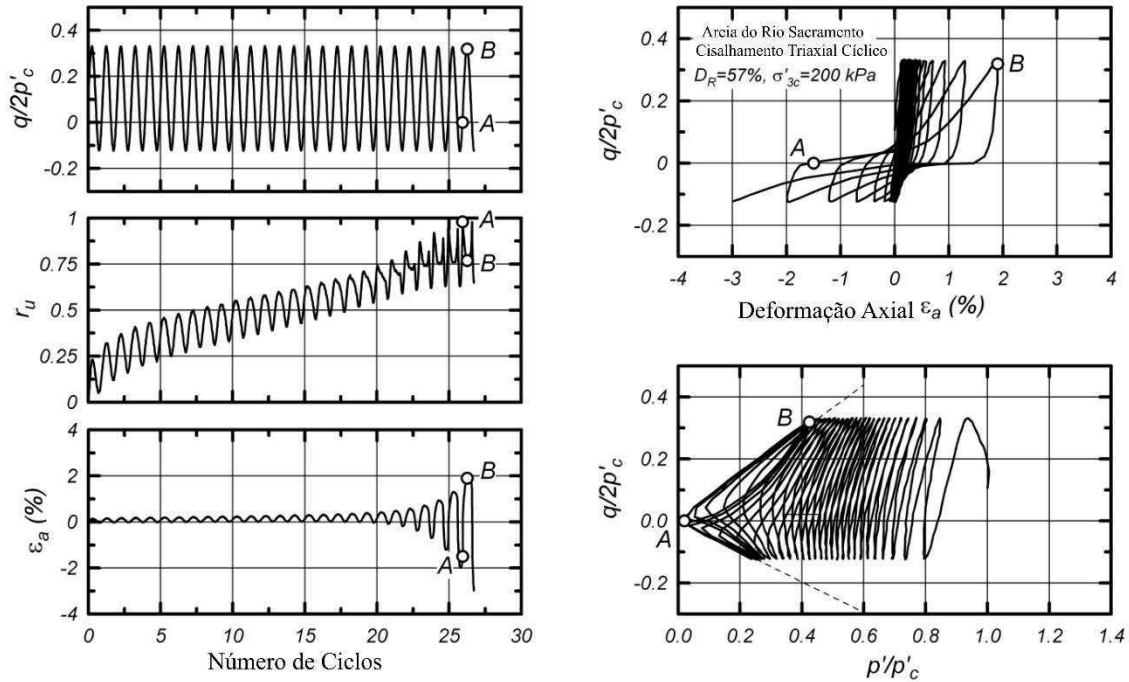
A resposta não drenada do solo pode ser visualizada por meio da Figura 10 com os resultados de um teste triaxial consolidado anisotropicamente e cisalhamento não drenado em uma areia medianamente compacta sob carregamento cíclico senoidal uniforme. O excesso de poropressão gerado no ensaio (Δu) foi normalizado pela tensão efetiva de consolidação (σ'_{3c}), essa razão é chamada de razão de poropressão normalizada ou razão de excesso de poropressão (r_u) (Equação 1):

$$r_u = \frac{\Delta u}{\sigma'_{3c}} \quad \text{Eq. (1)}$$

O máximo valor para esse parâmetro é 1,0, que acontece quando a poropressão gerada iguala o valor da tensão efetiva de consolidação, sendo esse estado chamado de liquefação inicial.

Analisando os gráficos, é possível constatar que o fator r_u aumenta progressivamente a cada ciclo até atingir o valor unitário com 27 ciclos de carregamento. A deformação axial (ε_a) permanece pequena (inferior a 1%) enquanto p' se aproxima de zero e r_u de 100%, a partir do qual a deformação aumenta significativamente para cerca de 2% em menos de 2 ciclos adicionais. Esse parâmetro agora aumenta rapidamente até cerca de 3% quando o teste é paralisado. Ao atingir a origem na trajetória de tensões, o solo entra em um ciclo de perda e recuperação de sua rigidez com alternância entre comportamento contrativo e dilatante, caracterizando o fenômeno de mobilidade cíclica (IDRISS; BOULANGER, 2008).

Figura 10 - Comportamento cíclico de areia do Rio Sacramento.



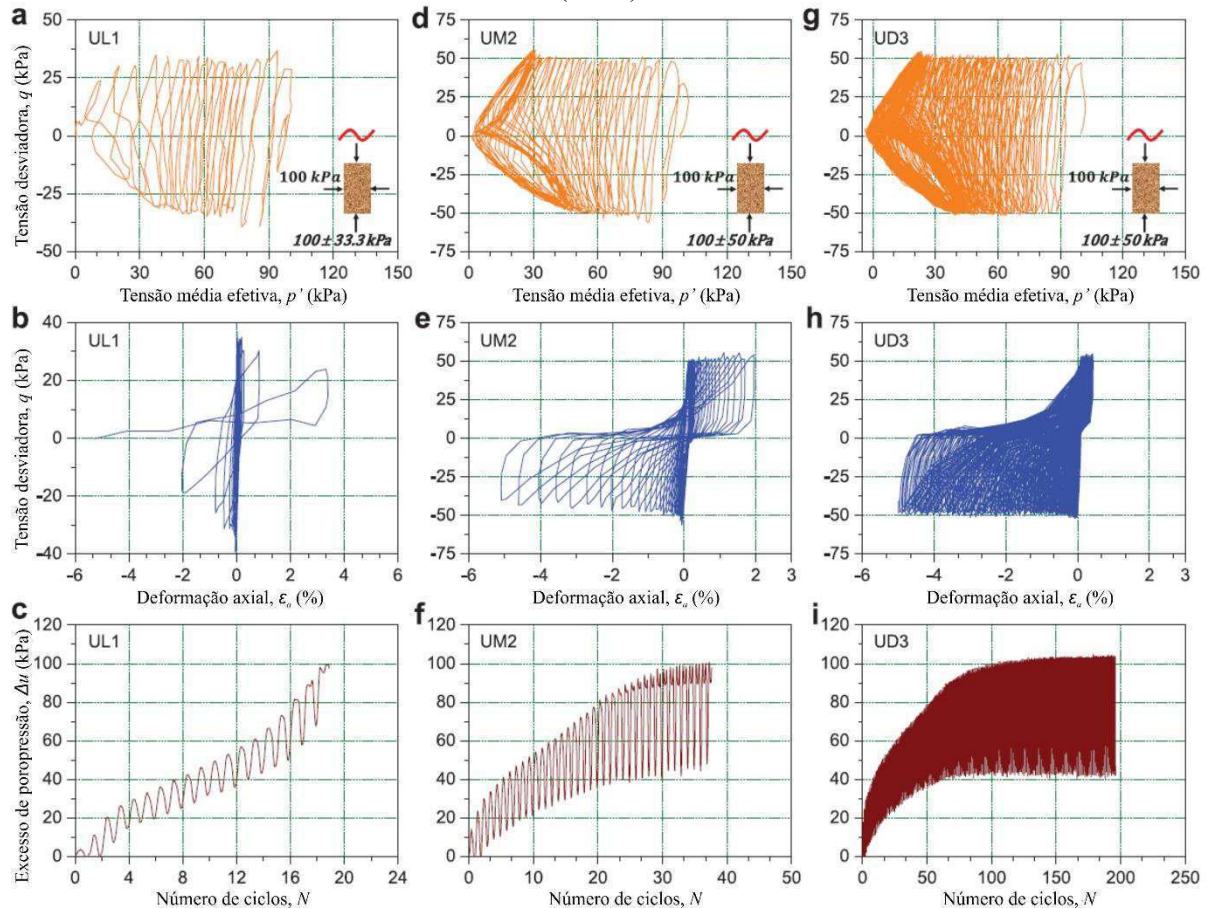
Fonte: Adaptado de Idriss e Boulanger (2008)

Xiao *et al.* (2019) verificaram a resposta cíclica de areias de natureza calcárea por meio de ensaios triaxiais com tensão controlada. Para tal, foram moldadas amostras de areia em três densidades relativas: 10% (Fofa), 50% (Medianamente Compacta) e 80% (Compacta). Inicialmente, as amostras foram consolidadas isotropicamente para uma tensão efetiva de 100 kPa. A amplitude de tensão cisalhante variou entre 33,3 kPa para as amostras fofas e 50 kPa para as compactas e a frequência usada foi de 1 Hz. Para visualizar o comportamento das amostras foram elaborados os gráficos (Figura 11) de trajetória de tensões nos planos tensão de desvio versus tensão média efetiva ($q:p'$), tensão de desvio versus deformação axial ($q:\varepsilon_a$) e excesso de poropressão versus número de ciclos ($\Delta u:N$).

É possível visualizar que a amostra fofa apresentou liquefação por fluxo. Nos primeiros ciclos de carregamento foram gerados pequenos excessos de poropressão e deformação axial até atingir um r_u de, aproximadamente, 50% onde significativo amolecimento ocorre, levando a amostra a um rápido acúmulo de deformação e completa liquefação por fluxo com perda total da tensão média efetiva. Para as amostras compacta e medianamente compacta fica bem caracterizada a ocorrência de mobilidade cíclica e recuperação da rigidez por dilatação e endurecimento. A perda de rigidez no cisalhamento entre os ciclos permite uma lenta acumulação de deformação permanente. Os excessos de poropressão aumentam continuamente até estabilizarem, levando a uma gradual redução das tensões e um direcionamento da trajetória

para a origem. Uma quantidade de ciclos muito superior é necessária para atingir o critério de paralização do ensaio (5% da dupla amplitude de deformação).

Figura 11 - Resposta cíclica de areia fofa (UL1), medianamente compacta (UM2) e compacta (UD3).



Fonte: Adaptado de Xiao *et al.* (2019)

2.5.1 Comportamento tensão-deformação

O comportamento tensão-deformação ao longo do carregamento cíclico dependerá do estado em que se encontra o solo. Analisando novamente a Figura 11 o gráfico tensão-deformação da areia fofa mostra que a amplitude da deformação cisalhante aumenta com o número de ciclos aplicados, embora a amplitude da tensão cisalhante permaneça constante. Além disso, analisando a trajetória de tensões é possível notar que com o carregamento a componente p' diminui. Quando o valor desse parâmetro é significativamente pequeno as forças de contato entre as partículas já não resistem satisfatoriamente ao carregamento externo ocorrendo o desenvolvimento de grandes deformações (XIAO *et al.*, 2019).

No estado mais compacto a mesma areia apresenta deformações menores que não crescem drasticamente, bem como a tensão média efetiva decresce lentamente em razão da geração moderada de poropressões durante o carregamento. Assim, areias compactas tendem a apresentar maiores resistências à liquefação.

Nos ciclos iniciais há pouca diferença entre os formatos dos loops de histerese, que são mais fechados e de formato elíptico. A grande inclinação é resultante da elevada rigidez da amostra. Nos ciclos finais, em razão do início do processo de liquefação do solo, ocorre uma horizontalização do loop indicando a perda de rigidez do solo. Além disso, pode-se notar um acúmulo assimétrico de deformações de extensão no caso dos solos mais compactos (AKHILA; RANGASWAMY; SANKAR, 2019; LOMBARDI *et al.*, 2014; ROUHOLAMIN; BHATTACHARYA; ORENSE, 2017).

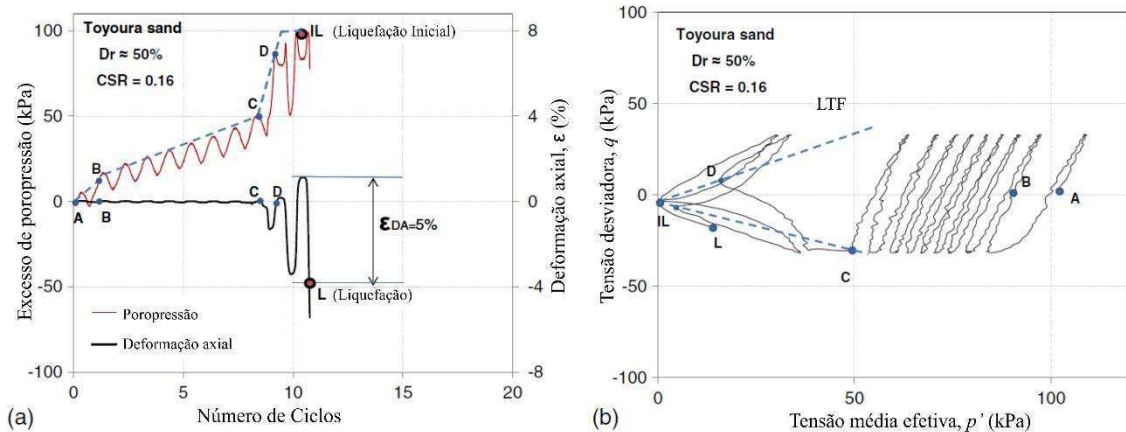
2.5.2 Geração das poropressões

O excesso de poropressão representa o incremento de poropressão dentro dos vazios com a aplicação do carregamento cíclico. Em alguns casos, a poropressão permanece em baixos níveis até uma determinada quantidade de ciclos, quando então cresce rapidamente até atingir o valor da tensão de confinamento do ensaio.

Cabe mencionar que, em razão da variação da tensão aplicada, parte da poropressão gerada é perdida, entretanto, uma quantia residual se acumula a cada ciclo. Assim como a resistência, esse acúmulo em cada solo depende de diversos fatores tais como a intensidade do carregamento, estrutura, densidade, histórico de tensões, quantidade de finos etc.

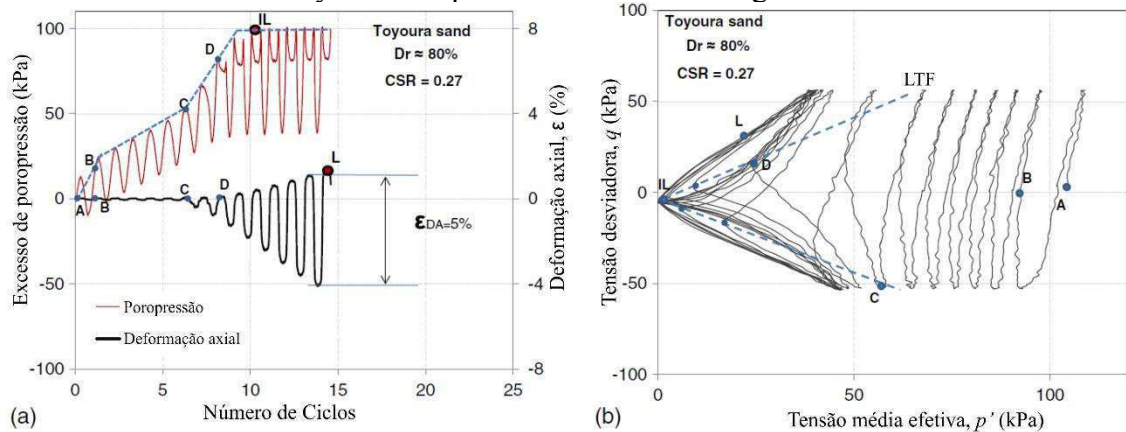
Tomando como exemplo os ensaios realizados por Asadi *et al.* (2018) na areia de Toyoura (Japão) em aparelho de carregamento triaxial cíclico as poropressões geradas no ensaio podem ser analisadas em estágios (Figura 12 e Figura 13). Foram comparados os resultados de amostras que atingiram o critério de parada sob o mesmo número de ciclos. Inicialmente, há um aumento do excesso de poropressão no primeiro ciclo de carregamento (Ponto A ao Ponto B). Para amostras compactas há um maior incremento embora a forma da curva seja similar. Esse incremento pode ser atribuído à eliminação da instabilidade local nos pontos de contato das partículas, bem como, ao rearranjo da estrutura.

Figura 12 - a) Evolução das poropressões e deformações e b) trajetória de tensões de uma areia de Toyoura medianamente compacta submetida a carregamento cíclico.



Fonte: Adaptado de Asadi *et al.* (2018)

Figura 13 - a) Evolução das poropressões e deformações e b) trajetória de tensões de uma areia de Toyoura compacta submetida a carregamento cíclico.



Fonte: Adaptado de Asadi *et al.* (2018)

No estágio seguinte, onde há um deslocamento do Ponto B ao ponto C, a taxa de geração diminui e se torna aproximadamente constante, isto ocorre em razão da tendência de deformação volumétrica plástica da amostra que é contrabalanceada, no caso de carregamento não drenado, pelo incremento de pressão nos poros. Durante os dois primeiros estágios, a deformação é pequena para ambas as compacidades. No terceiro estágio, ocorre um súbito aumento da poropressão juntamente com uma grande deformação, caracterizando o ponto de instabilidade. A partir desse ponto, o solo apresenta uma condição de transição entre comportamentos contrativos e dilatantes com consequentes perdas e recuperação das poropressões.

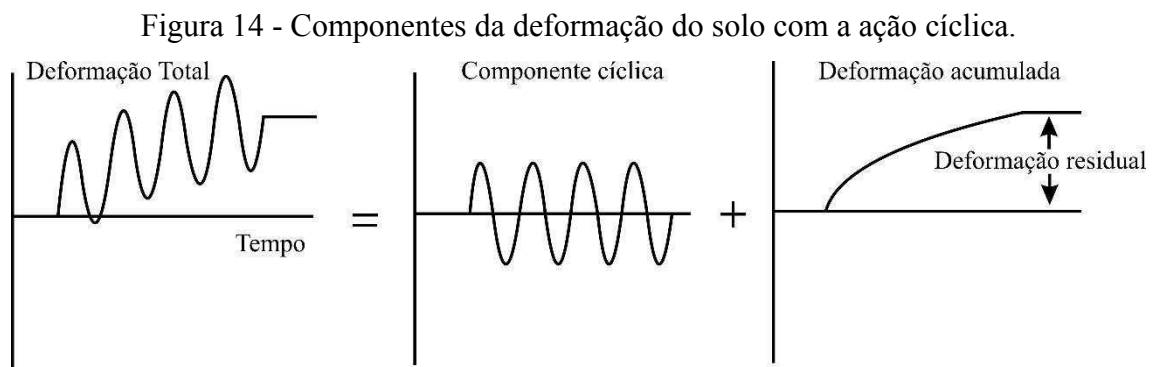
Esse comportamento pode ser explicado pela introdução de uma linha chamada Linha de Transformação de Fase (LTF) ou “Phase Transformation Line” (PTL) que é representada

com pequenos valores de inclinação para solos de maior compactidade e altas inclinações para solos de menor compactidade (JEFFERIES; BEEN, 2015), embora isso não tenha ocorrido para a areia de Toyoura, fato que pode ter relação com os diferentes valores de *CSR* utilizados.

Ademais, enquanto as amostras medianamente compactas atingiram a condição de início de liquefação em poucos ciclos após o ponto de instabilidade, as amostras compactas se apresentaram mais estáveis, sendo capazes de suportar mais ciclos até atingirem os critérios de parada.

2.5.3 Evolução das deformações

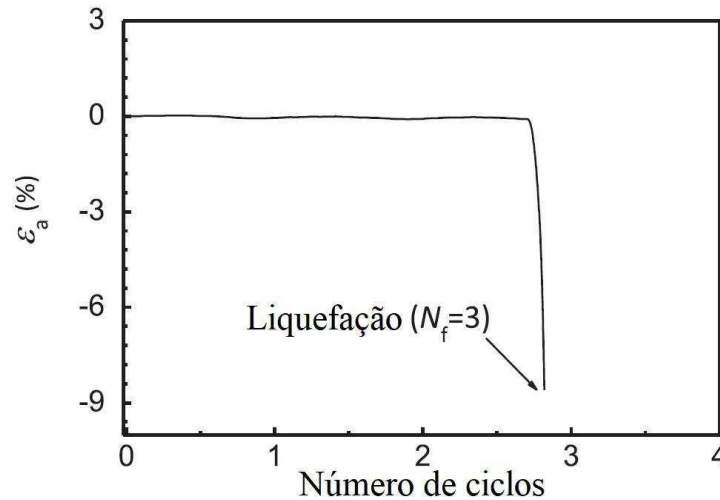
A deformação do solo durante um carregamento cíclico consiste em duas componentes (Figura 14), uma que representa a deformação cíclica do solo sobre o efeito da força sísmica e a componente residual onde o solo não recupera o estado inicial mesmo depois do fim do carregamento. Entretanto, essa última é consequência de um grande carregamento e, na prática, costuma-se avaliar se a magnitude deste carregamento pode gerar deformações consideráveis nas estruturas. Além disso, a componente residual é extremamente afetada pelas condições existentes no local enquanto a componente cíclica pode ser reproduzida facilmente por meio de ensaios de laboratório (YOSHIDA, 1998).



Fonte: Adaptado de Yoshida (1998)

Assim como a poropressão, as deformações podem se manter pequenas até um certo número de ciclos, quando então crescem rapidamente até o fim do ensaio. Comportamento dessa natureza pode ser visto na Figura 15 em testes conduzidos por Yang e Pan (2017) em uma areia pura de Ottawa.

Figura 15 - Variação da deformação axial com o número de ciclos em areia pura.



Fonte: Adaptado de Yang e Pan (2017)

É possível perceber que a deformação é uma função do número de ciclos. No terceiro ciclo de carregamento a liquefação por fluxo é desencadeada, nesse ponto as deformações axiais crescem rapidamente até valores superiores a 8%.

Boominathan, Rangaswamy e Rajagopal (2010) observaram que amostras de solo fofo submetidas a ensaios triaxiais cíclicos apresentam progressivas deformações de extensão, enquanto amostras mais compactas exibem deformações de compressão. Além disso, essas deformações dependem de fatores como intensidade, tensão efetiva de consolidação, densidade, quantidade e tipo de finos, entre outros.

2.5.4 Resistência à liquefação

A essência dessa abordagem para determinação da resistência à liquefação cíclica é estimar a razão de tensão cíclica ou “*Cyclic Stress Ratio*” (*CSR*) e a razão de excesso de poropressão (r_u) que conduzem à liquefação do solo. Ou seja, é a resistência do solo ao processo de iniciação da liquefação (IDRISS; BOULANGER, 2008).

O *CSR* é definido como a razão entre a tensão cisalhante cíclica e a tensão efetiva de confinamento no início do ensaio (Equação 2). Assim, podem ser plotadas curvas de variação do *CSR* e número de ciclos (N) para diferentes parâmetros do solo e do ensaio.

$$CSR = \frac{\tau_{ciclica}}{\sigma'_{3c}} \quad \text{Eq. (2)}$$

O CSR necessário para provocar o colapso do material em um determinado número de ciclos é chamado de razão de resistência cíclica ou “*Cyclic Resistance Ratio*” (CRR). Com base em relações estatísticas entre a magnitude de vários terremotos e o número de ciclos, Seed *et al.* (1985) sugeriram 15 ciclos como um número de ciclos equivalente para sismos com magnitude de 7.5. A partir daí, diversos estudos (AKHILA; RANGASWAMY; SANKAR, 2019; SHAN *et al.*, 2022; VRANNA; TIKA, 2020) tem adotado o CRR_{15} como base de comparação para a resistência cíclica dos solos. Esse parâmetro pode ser obtido traçando-se uma linha vertical correspondente a 15 ciclos até se atingir a curva de resistência. No ponto de interseção traça-se uma linha horizontal. O valor atingido no eixo das ordenadas é o CRR_{15} .

A relação entre CSR e N , dentro da faixa de ciclos de interesse para a engenharia, pode ser aproximada a uma função com o seguinte formato (Equação 3):

$$CSR = a \cdot N^{-b} \quad \text{Eq. (3)}$$

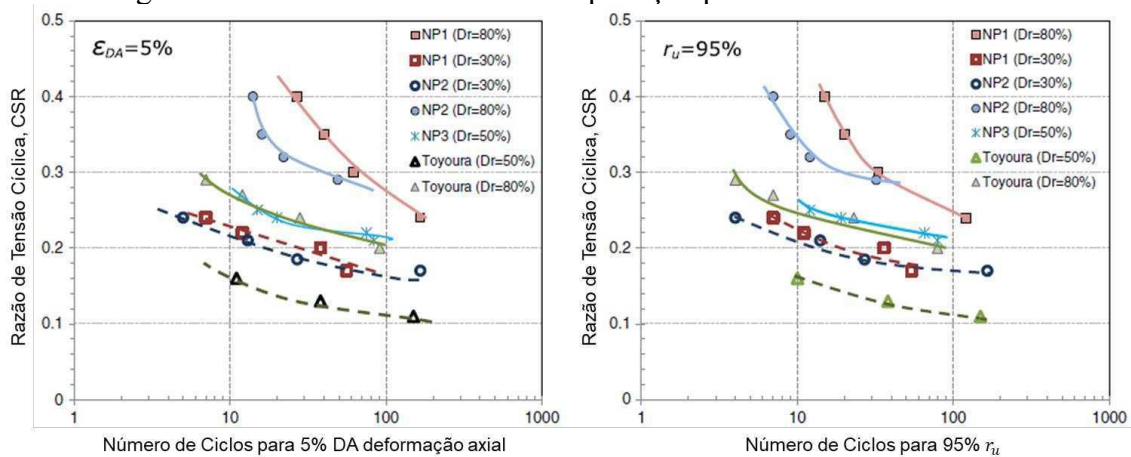
Onde os parâmetros a e b podem ser determinados por regressão com os dados experimentais de ensaios triaxiais. O parâmetro b para areias puras assume um valor típico próximo de 0,34 enquanto o parâmetro a depende de fatores como granulometria, tensão de confinamento e densidade relativa do solo.

Em ensaios de carregamento triaxial cíclicos existem dois principais critérios para se determinar o número de ciclos que caracterizam a liquefação do solo. O primeiro é o critério que se baseia na taxa de poropressão normalizada (r_u) que deve atingir o valor de 1 ou 100% (Ponto de Início de Liquefação), sendo o número de ciclos indicado como (N_L). O outro critério é baseado na dupla amplitude de deformação, onde, atualmente considera-se liquefeito o material que atingir um valor mínimo de 5%, sendo N igual a $N_{DA \geq 5\%}$ (HUANG; YU, 2017).

Em grande parte dos casos, os dois critérios são mutuamente consistentes sendo atingidos ao mesmo tempo em ensaios triaxiais cíclicos. Além disso, o efeito do critério de deformação para a resistência do solo é relevante apenas para o caso de solos de elevada compacidade (FLORA; LIRER; SILVESTRI, 2012).

Para determinação da resistência à liquefação do solo podem ser elaboradas curvas de resistência, como as ilustradas na Figura 16, que relacionam o número de ciclos para o alcance dos critérios de ruptura, seja de início de liquefação ou de dupla amplitude de deformação, com um CSR específico.

Figura 16 - Curvas de resistência à liquefação para diferentes materiais.



Fonte: Adaptado de Asadi *et al.* (2018)

2.5.5 Propriedades dinâmicas do solo

A análise dinâmica de estruturas, aterros e fundações requer que relações constitutivas para o solo e fundações sejam conhecidas a priori. Entretanto, a implementação dessas relações necessita de um vasto conhecimento sobre suas características e softwares específicos para esse fim. Estes por sua vez se utilizam de curvas que relacionam a degradação do módulo cisalhante e taxa de amortecimento com as deformações cisalhantes, sendo específicas para cada tipo de solo (CHATTARAJ; SENGUPTA, 2016).

Um solo sujeito a um carregamento cíclico simétrico exibe um loop de histerese que pode ser descrito por duas formas. Primeiramente, pelo caminho percorrido no loop e segundo por parâmetros que descrevem sua forma, sendo eles sua inclinação e largura. A inclinação do loop depende da rigidez do solo, podendo ser descrito em qualquer ponto durante o processo de carregamento por meio do módulo de cisalhamento secante (G). A largura, relacionada a área do loop, pode ser medida pela corrente dissipação de energia por via da taxa de amortecimento (D) (KRAMER, 1996).

Assim, a taxa de amortecimento ou “*Damping Ratio*” pode ser definida como a quantidade de energia perdida a cada ciclo de histerese durante o carregamento cíclico. O módulo cisalhante representa a inclinação da reta que liga dois pontos no diagrama tensão cisalhante versus deformação cisalhante, o que permite avaliar a variação na rigidez do material ao longo dos ciclos de carga. Esses dois parâmetros também podem ser obtidos por meio do gráfico que mostra o comportamento tensão-deformação axial do solo fazendo uso das Equações 4 e 5.

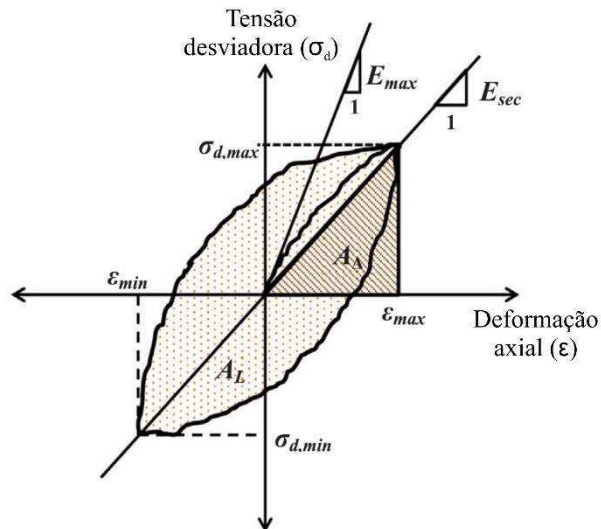
$$G = \frac{E_{sec}}{2(1 + \nu)} \quad \text{Eq. (4)}$$

Onde E_{sec} representa o módulo de elasticidade secante.

$$D = \frac{1}{4\pi} \times \frac{A_L}{A_{\Delta}} \quad \text{Eq. (5)}$$

Onde A_L e A_{Δ} representam, respectivamente, e para ciclos simétricos de carregamento, a área total compreendida pelo ciclo e a área do triângulo formado pela tensão desviadora e deformação máximas, conforme a Figura 17.

Figura 17 - Ciclo simétrico de histerese.



Fonte: Adaptado de Kumar, Krishna e Dey (2017)

A avaliação da resposta dinâmica dos solos de qualquer região deve ser conduzida baseada nas propriedades dinâmicas específicas desses solos. A adoção de curvas pré-definidas pode levar a resultados impróprios, principalmente em função da diferença na composição e estado de tensões utilizadas para a construção dessas curvas (KUMAR; KRISHNA; DEY, 2017).

O módulo cisalhante depende de fatores como tensão de confinamento, densidade relativa, amplitude de deformação e número de ciclos de carregamento. No caso dos dois primeiros a redução desses parâmetros acarreta em redução de G . Além disso, constatou-se que o módulo cisalhante também diminui com incrementos na amplitude da deformação cisalhante e número de ciclos (ISHIHARA, 1996). No caso da taxa de amortecimento, este se mostra

altamente dependente do nível de deformações e tensão confinante. Para uma mesma densidade relativa, esse parâmetro aumenta com a redução na tensão de confinamento e aumento da amplitude da deformação cisalhante, enquanto reduz com o aumento no número de ciclos (CHATTARAJ; SENGUPTA, 2016; HUSSAIN; SACHAN, 2019).

Para verificar a degradação do módulo de cisalhamento a cada ciclo pode-se utilizar um coeficiente chamado índice de degradação, ou “*degradation index*” (δ) (PORCINO; MARCIANÒ; GRANATA, 2012) e que relaciona o módulo de cisalhamento secante no ciclo N ($G_{s(N)}$) e o módulo de cisalhamento secante no primeiro ciclo ($G_{s(1)}$) (Equação 6).

$$\delta = \frac{G_{s(N)}}{G_{s(1)}} \quad \text{Eq. (6)}$$

É importante pontuar que enquanto testes como o de coluna ressonante são utilizados para a medição desses parâmetros em pequenas deformações, inferiores a 10^{-4} , outros como o de carregamento triaxial são utilizados de médias a grandes deformações (HUANG; YU, 2017).

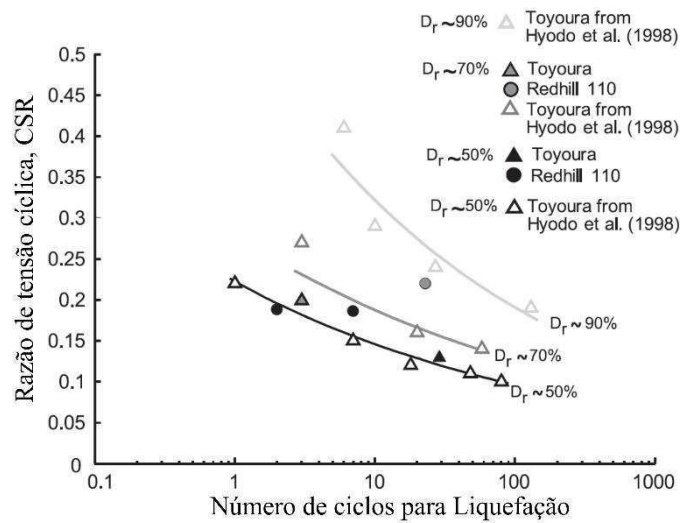
2.5.6 Fatores que influenciam a resistência sob carregamentos cíclicos

A resistência das areias sob carregamento cíclico depende de uma série de fatores, incluindo intensidade da carga cíclica, densidade relativa, tensão de confinamento, estrutura, histórico de tensões, idade, cimentação e outros fatores.

2.5.6.1 Intensidade do carregamento cíclico

A respeito da intensidade de carga, a liquefação pode ser provocada por diferentes combinações entre razão de tensão cíclica (CSR) e o número de ciclos (N). Um aumento no CSR irá produzir o colapso do material por liquefação em um menor número de ciclos. Essa tendência pode ser visualizada nos resultados dos ensaios cíclicos realizados por Lombardi *et al.* (2014) nas areias de Toyoura do Japão e mostrados na Figura 18.

Figura 18 - Razão de tensão cíclica versus número de ciclos para liquefação.



Fonte: Adaptado de Lombardi *et al.* (2014)

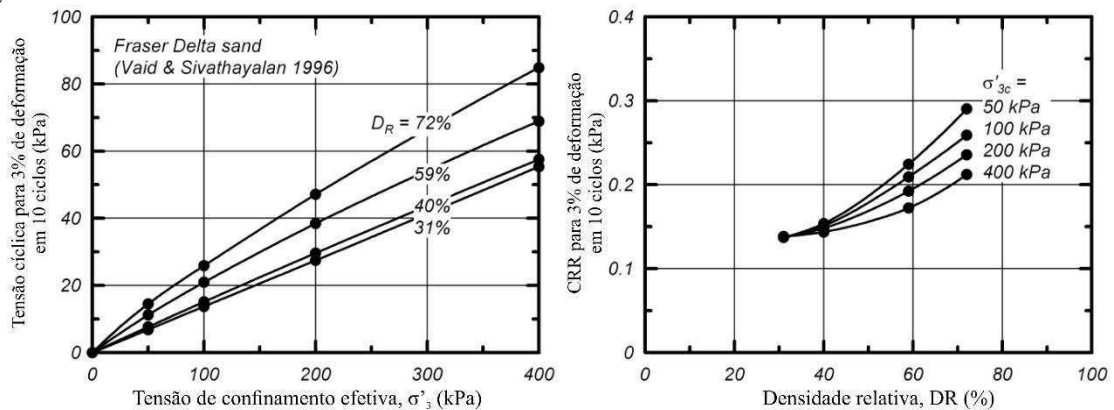
A intensidade do carregamento cíclico influencia na taxa de geração das poropressões. Tensões cisalhantes de maior intensidade, representadas por eventos dinâmicos de maior escala, promovem a geração de poropressões em uma taxa maior, diminuindo o tempo para que o solo entre em colapso.

2.5.6.2 Tensão de confinamento

Com relação à influência da tensão de confinamento na resistência à liquefação das areias, os estudos mostram que a resistência diminui com o aumento da tensão de confinamento (LENTINI; CASTELLI, 2019). Embora para maiores tensões de confinamento seja necessária uma tensão cisalhante e número de ciclos maiores para a ocorrência da liquefação, o *CSR* diminui.

Esse comportamento pode ser ilustrado pelos resultados de ensaios triaxiais realizados por Vaid e Sivathayalan (1996) na areia do rio Fraser mostrados na Figura 19. O gráfico da esquerda mostra que a resistência cíclica absoluta aumenta com o incremento na tensão de confinamento do material para todos os valores de densidade relativa DR . Observando o gráfico da direita é possível concluir que o *CRR* diminui com o aumento na tensão de confinamento para valores de densidade superiores a 30% (IDRISS; BOULANGER, 2008).

Figura 19 - Influência da densidade relativa e tensão de confinamento na resistência cíclica.



Fonte: Idriss e Boulanger (2008) adaptado de Vaid e Sivathayalan (1996)

2.5.6.3 Densidade relativa

Uma vez que a tendência de contração do solo e consequente geração de excessos de poropressão que levam ao desencadeamento da liquefação depende, essencialmente, do grau de empacotamento da estrutura, é possível inferir que a resistência aumenta com o incremento de densidade relativa (LOMBARDI *et al.*, 2014). Ou seja, o aumento da densidade eleva o entrosamento entre as partículas e reduz a tendência de geração de poropressões positivas durante o ensaio.

Essa afirmação pode ser corroborada pelos gráficos da Figura 18 e Figura 19, tanto a resistência cíclica absoluta quanto o *CRR* aumentam com o aumento na densidade relativa. Mesmo comportamento de aumento de resistência com a densidade foi encontrado por Toyota e Takada (2017) com a areia de Toyoura.

O deslocamento axial no alcance do estado de liquefação inicial é maior no caso das areias fofas, o que significa que as areias nessa densidade, embora se liquefaçam em um número menor de ciclos podem deformar mais durante o carregamento. A densidade relativa também influencia no comportamento contrativo e dilatante das areias. Para altos valores de densidade relativa, as areias dilatam-se logo no início do ensaio, enquanto que para baixos valores o comportamento é predominantemente contrativo, ocorrendo dilatação apenas nos últimos ciclos do carregamento.

2.5.6.4 Composição do solo

Sabe-se que a maior parte dos casos documentados de liquefação ocorrem em depósitos de areias puras ou com poucos finos, solos argilosos se beneficiam da existência de coesão entre suas partículas enquanto solos mais granulares possuem elevada permeabilidade e dificultam o estabelecimento de condições de carregamento não drenado. Entretanto, estudos mais atuais vêm comprovando a possibilidade de liquefação em solos com finos não plásticos (POLITO; SIBLEY, 2020), pedregulhos (TOYOTA; TAKADA, 2019) e até mesmo em solos mais coesivos (KRIM *et al.*, 2019). A resistência à liquefação depende tanto da plasticidade do solo como dos finos inseridos na matriz (PARK; KIM, 2013).

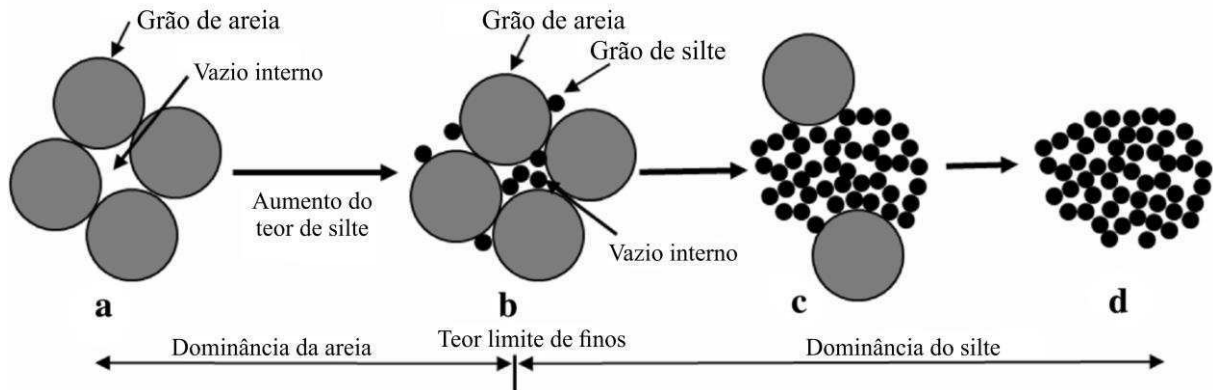
Para solos com finos não plásticos, como no caso de areias siltosas, há um limite de finos acima do qual o solo perde considerável resistência à liquefação, uma vez que o comportamento passa a ser dominado pela matriz siltosa onde os grãos de areia estariam inseridos (POLITO; SIBLEY, 2020). Para finos com plasticidade (areias argilosas), Krim *et al.* (2019) encontraram o teor de 15% como limite, acima do qual a resistência à liquefação, a resistência não drenada de pico e residual reduzem com o incremento no teor de argila.

A poropressão induzida ao longo do carregamento é afetada por parâmetros como índice de plasticidade, tamanho das partículas e outras propriedades. Para solos siltosos não plásticos essa pressão nos poros pode aumentar mesmo em baixos níveis de deformação. Em solos de elevada plasticidade r_u fica limitado em valores inferiores a 1,0, finalizando-se o ensaio pelo alcance do critério de deformação máxima (KAYA; ERKEN, 2015).

A adição de finos não plásticos também pode provocar uma alteração no padrão de crescimento das poropressões e deformações, aumentando o número de ciclos necessários para que ocorram incrementos consideráveis nesses parâmetros. Entretanto o colapso do material se torna mais abrupto (KOLAY *et al.*, 2019).

Até um limite, os finos adicionados preenchem os vazios existentes na matriz do solo, nesse caso, se a relação entre os diâmetros D_{50} do solo e d_{50} dos finos for superior a 6,5, essas partículas podem se mover no interior dos vazios, não participando na transferência de forças entre as partículas do solo efetivamente, reduzindo a resistência à liquefação da mistura (THEVANAYAGAM; FIORILLO; LIANG, 2000). A partir daí os finos passam a suportar efetivamente parte das tensões e contribuem para o incremento de resistência. Entretanto, em teores maiores de incorporação, as partículas finas passam a rodear os grãos de areia que, por sua vez, agem como elementos independentes, assim a resistência à liquefação da mistura fica mais dependente da resistência dos finos (Figura 20).

Figura 20 - Influência dos finos na matriz de areia.



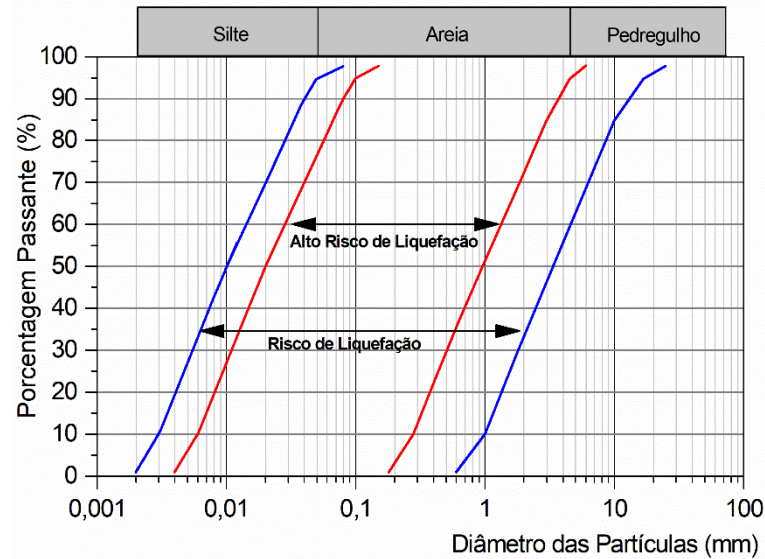
Fonte: Adaptado de Karim e Alam (2017)

Para solos com menor volume de vazios, uma quantidade de finos inferior é necessária para ativar sua participação na transferência de cargas, causando uma redução nesse limite. Com o aumento da tensão de confinamento aumenta também a tensão cisalhante atuante para um dado *CSR*, nesse caso, as partículas de finos adquirem uma mobilidade ainda maior, causando reduções na resistência à liquefação dos solos. Esse parâmetro é mais sensível na faixa de menores tensões confinantes (KOLAY *et al.*, 2019).

A suscetibilidade dos solos também é influenciada pelas características da granulometria. Solos bem graduados tendem a ser menos suscetíveis do que solos mal graduados uma vez que, o preenchimento dos vazios pelas partículas menores resulta em uma menor tendência contrativa e, conseqüentemente, menor geração de poropressões. Quanto ao formato das partículas, solos com partículas arredondadas geralmente são encontrados em estados mais fofos o que aumenta sua suscetibilidade ao fenômeno (KRAMER, 1996). Na Figura 21 podem ser vistas faixas limites no gráfico de granulometria correspondentes a solos que apresentam potencial para desenvolver o fenômeno de liquefação.

Segundo Ghadr e Assadi-Langroudi (2019), o tamanho e a forma das partículas influenciam na sua resistência não drenada. Areias com um maior diâmetro médio (D_{50}) dos grãos tendem a apresentar um comportamento de caráter mais dilatante. Além disso, grãos maiores, angulares e menos esféricos apresentam maiores resistências na condição não drenada, atingindo também valores superiores de tensão no ponto de transformação de fase e estado último. Por fim, o potencial de fluxo diminui com o incremento do tamanho médio (D_{50}) do solo, enquanto aumenta para partículas mais arredondadas.

Figura 21 - Gráfico de granulometria com regiões de suscetibilidade à liquefação.



Fonte: Adaptado de NTC (2008)

Considerando a fragilidade e superfície angular das partículas, pode ocorrer a quebra destas nos pontos de contato alterando a resposta dinâmica do solo. Embora possa causar uma maior compressibilidade inicial da estrutura e consequente geração de poropressão nos primeiros ciclos, a resistência pode ser incrementada pela formação de uma estrutura mais estável (ASADI *et al.*, 2018).

2.5.7 Avaliação dos solos em ensaio triaxial cíclico

A suscetibilidade à liquefação dos solos avaliada fazendo uso de ensaios pode ser estimada por comparação entre os perfis de resistência, estimados pelos indicadores obtidos por ensaios *in situ* como o *Standard Penetration Test* (SPT) ou *Cone Penetration Test* (CPT), e valores críticos de resistência que indicam solos suscetíveis. Pode-se ainda calcular um fator de segurança como a razão entre resistência à liquefação e sollicitação cíclica, sendo função da profundidade. As sollicitações cíclicas podem ser estimadas com a utilização de equações empíricas que permitem o cálculo da máxima aceleração induzida na superfície (LENTINI; CASTELLI, 2019). Quanto à resistência, também pode ser encontrada mediante ensaios de laboratório que simulam as condições de campo em eventos dinâmicos.

Nesse contexto, o ensaio de compressão triaxial é amplamente utilizado para testar solos coesivos e não coesivos submetidos a condições de carregamento monotônico ou cíclico. Esse ensaio permite a análise do potencial de liquefação, sendo possível reproduzir diversos estados

e trajetórias de tensão, condizentes com uma variedade de aplicações da engenharia (ISHIHARA, 1996).

O princípio de funcionamento do teste é simples e claro, o que facilita sua realização nos mais diversos laboratórios pelo mundo, além disso, as variações nos estados de tensões, deformações e pressões da água podem ser simultaneamente medidas. Outra vantagem é que o plano a 45° de inclinação pode simular o estado do solo natural submetido a terremotos (HUANG; YU, 2017). Aparelhos que conseguem aplicar carregamentos de extensão permitem a simulação da reversão das tensões, simulando ainda mais o que acontece na realidade. Assim, apresenta-se a seguir alguns estudos que utilizaram o aparelho triaxial em carregamentos cíclicos para a análise do potencial de liquefação dos solos.

Depois dos diversos danos causados pelo terremoto de Kocaeli em 1999 na Turquia, estudos foram conduzidos por alguns pesquisadores para avaliar o comportamento tensão-deformação e a resistência à liquefação dos solos da região. Kaya e Erken (2015) avaliaram a resistência cíclica e pós cíclica desses solos por meio de ensaios triaxiais cíclicos e monotônicos não drenados, respectivamente. Nos ensaios cíclicos tanto a deformação axial quanto os excessos de poropressão aumentaram com o aumento no número de ciclos do ensaio. Com o aumento na amplitude de tensão cisalhante ocorreu uma redução na resistência. A resistência de areias siltosas (com teor de finos entre 39% e 46%) foi 45% menor do que solos com finos plásticos (IP entre 15% e 22%). Estes por sua vez foram menos resistentes do que solos de elevada plasticidade, indicando o ganho de resistência com o aumento na plasticidade dos finos.

Yang e Pan (2017) avaliaram a influência da tensão de cisalhamento inicial na resistência à liquefação de solos arenosos fofos. Diferentes combinações de magnitude entre as tensões de cisalhamento estáticas iniciais e as tensões do carregamento cíclico foram consideradas. Foi possível verificar nesse estudo que o modo de falha foi alterado de liquefação por fluxo para deformação residual com o incremento na razão entre a tensão cisalhante inicial e a amplitude de tensão cíclica. Encontrou-se um valor crítico de tensão cisalhante inicial para o qual abaixo e acima desse valor ocorrem, respectivamente, um aumento e redução da resistência do solo. Além disso, os autores afirmam ser possível interpretar as condições de desencadeamento da liquefação por fluxo em carregamentos cíclicos a partir da instabilidade do solo demonstrada em ensaios com carregamentos monotônicos.

Para avaliar a resposta não drenada e a possibilidade de liquefação dos solos em um projeto de modernização sísmica na Itália, Lentini e Castelli (2019) realizaram uma série de ensaios em aparelho triaxial cíclico, coluna ressonante e cisalhamento torsional. As amostras de solo arenoso da região foram consolidadas isotropicamente e submetidas a carregamento

cíclicos, sendo os resultados exibidos em gráficos que relacionam tensão de desvio versus deformação axial, *CSR* versus número de ciclos e que mostram as trajetórias de tensão p' versus q . Esses resultados indicaram que a resistência cíclica diminuiu com o incremento nas tensões de confinamento e teor de silte, confirmando ainda uma pequena tendência de liquefação.

Com o objetivo de avaliar a resistência à liquefação de misturas de finos não plásticos siltosos em areia, Akhila, Rangaswamy e Sankar (2019) realizaram ensaios triaxiais não drenados com o teor de finos variando entre 0 e 40%. As amostras foram consolidadas em uma pressão de 100 kPa antes do carregamento cíclico que, por sua vez, foi executado com ondas senoidais em uma frequência de 1 Hz e *CSR* variando entre 0,127 e 0,178. Os resultados mostraram que, a uma mesma densidade relativa, a resistência à liquefação diminuiu em até 30% com o aumento no teor de finos para 40%, enquanto suportou cerca de 10 e 20 ciclos a mais com o incremento de ciclos de pré-carregamento em 5 e 10 ciclos. A resistência também aumentou em até 10 vezes com uma razão de sobreconsolidação igual a 2.

2.6 MITIGAÇÃO DA LIQUEFAÇÃO

Nos últimos anos, os pesquisadores tem se esforçado para desenvolver técnicas que reduzam a possibilidade de liquefação dos solos, minimizando custos, impactos ambientais e outros distúrbios. O sucesso no desenvolvimento de um projeto dessa natureza requer um conhecimento aprofundado sobre os mecanismos que estão envolvidos, bem como, os danos prováveis para o sistema e estruturas associadas e os materiais e métodos disponíveis. Nesse sentido diferentes estratégias podem ser adotadas (IDRISS; BOULANGER, 2008):

- a) O melhoramento do solo para evitar danos ou reduzi-los a um nível aceitável;
- b) A modificação do projeto para que a liquefação do solo não danifique a estrutura, ou o dano seja reduzido para níveis aceitáveis.

Na alternativa de melhoramento do solo, abordada nesta pesquisa, a prevenção da liquefação pode ser alcançada com o aumento na resistência não drenada em carregamento cíclico do solo, bem como, pela melhoria na rigidez e dissipação das poropressões geradas.

Uma variedade de técnicas de melhoramento de solos em condições sísmicas já é conhecida, os custos dessas técnicas são muito distintos e as condições para os quais podem ser utilizadas são influenciadas pela natureza e proximidade das construções vizinhas. As mais comuns podem ser divididas em quatro categorias: técnicas de densificação; técnicas de reforço; solidificação e técnicas de drenagem (KRAMER, 1996). A seguir é comentado sobre o método de solidificação que está relacionado com a técnica utilizada neste trabalho.

Os métodos de solidificação utilizam uma estabilização química pela adição de cimento ou outros materiais para aumentar a resistência à liquefação dos solos. A estabilização promove, fundamentalmente, dois efeitos benéficos ao solo, a união entre as partículas, criando uma coesão que garante uma resistência adicional à ação das forças externas e a limitação na geração de grandes excessos de poropressão durante as ações dinâmicas. A introdução dos estabilizantes pode ocorrer por grauteamento ou mistura mecânica. Dentre os principais métodos de solidificação estão o *deep mixing* que envolve a mistura de um estabilizante *in situ* pela injeção e mistura em profundidade por brocas especiais, e o *premixing* onde os materiais são previamente misturados antes da aplicação no local onde será construída a estrutura, técnica especialmente utilizada no caso de novos aterros (YOSHIDA, 1998).

2.6.1 Métodos mais recentes de mitigação da liquefação

Apesar do avanço ao longo dos anos nos diversos métodos de mitigação da liquefação, suas aplicações são problemáticas por causa dos altos custos envolvidos, impacto nas estruturas vizinhas e efeitos negativos no meio ambiente. Assim, novas técnicas e métodos de remediação dos efeitos da liquefação em grandes áreas foram desenvolvidos, levando destaque pelo baixo custo e bom desempenho estrutural e ambiental. Surgiram novos conceitos como remediação passiva, geotecnologias microbianas, utilização de rejeitos industriais e saturação parcial (BAO *et al.*, 2019).

Recentemente, a utilização de nanomateriais na mitigação dos impactos da liquefação ganhou atenção. Esses materiais, em razão de suas pequenas dimensões, conseguem se dispersarem facilmente até mesmo em solos mais finos sem a necessidade da utilização de altas pressões de injeção, reduzindo efetivamente o distúrbio em construções vizinhas, além de serem não tóxicos ao meio ambiente e de baixo custo. Além disso, os efeitos econômicos benéficos da utilização desse material aumentam em 20% a cada ano. Os tipos mais investigados são a sílica coloidal, bentonita e laponita. Essas substâncias, quando em reação no interior do solo, produzem compostos que unem os grãos, conferindo-os uma resistência adicional, além de restringir os incrementos de poropressão (HUANG; WANG, 2016).

A incorporação de fibras sintéticas no solo também surgiu como um novo método para aumentar o desempenho das areias sob solicitações não drenadas. A presença de fibras promove um aumento na resistência de pico das areias, deformação axial na ruptura e ductilidade após a ruptura. O principal mecanismo para melhoria do solo é a presença de fibras nos vazios e a formação de uma rede de intertravamento aleatório entre as partículas, o que resulta em melhor

compactação da matriz do solo. As pesquisas tem focado no uso de diferentes materiais para compor as fibras, tamanho, direção, teor, bem como o ordenamento dessas fibras (HEJAZI *et al.*, 2012).

Com o rápido crescimento da sociedade, a quantidade de resíduo gerado nos mais diversos setores também vem aumentando. O tratamento e disposição desses materiais é uma atividade que exige grande consciência ambiental a fim de se minimizar os impactos causados. Nesse sentido, a utilização desses materiais na engenharia geotécnica no âmbito da liquefação dos solos também ganhou espaço. Resíduos de tiras de pneus, fibra de vidro e resíduos de construção estão sendo estudados como uma alternativa de inclusão para melhoria na resposta dinâmica dos solos. De modo geral, são materiais que não agridem o meio ambiente e conservam os recursos naturais além de constituírem opções de baixo custo para a utilização em grandes áreas (BAO *et al.*, 2019).

Outra tecnologia ambientalmente adequada é a utilização de alternativas biológicas. Solos arenosos estabilizados com materiais biológicos também se tornaram objeto de estudo dos pesquisadores nos últimos anos, compondo uma solução eficiente para reduzir o risco de liquefação e prevenir os danos associados. O principal mecanismo se dá com a utilização de microrganismos, nutrientes e precipitação biológica naturalmente induzida de calcita com ureia e uma fonte de cálcio dissolvido, que promove a ligação entre as partículas de solo. Esse processo é chamado biocimentação e depende da quantidade de microrganismos, volume total de nutrientes injetados, propriedades do meio poroso e pH (MONTROYA; DEJONG; BOULANGER, 2013).

O grauteamento pode melhorar significativamente a resistência à liquefação das areias submetidas a carregamento estáticos e dinâmicos que causam liquefação. O cimento é muito usado para a estabilização de areias e melhoria de sua resistência. O efeito de endurecimento e o impacto na cimentação entre as partículas de materiais dessa natureza permitem a segurança tanto para o primeiro abalo sísmico quanto para as réplicas que se sucederem. Além do cimento, atualmente outros materiais como cal e cinza volante também são usados com essa mesma finalidade (ZEGHAL; EL SHAMY, 2008).

O principal obstáculo a ser resolvido em cada método de mitigação da liquefação parte do controle no crescimento desenfreado das poropressões no solo. A melhor metodologia varia de acordo com o tamanho dos poros do solo, além disso, deve ser considerada a uniformidade na distribuição dos materiais de reforço e os distúrbios provocados em construções vizinhas. Na prática, os métodos por injeção, nanomateriais, tratamento biológico, grauteamento e dessaturação são adequados para depósitos existentes de solo, enquanto a utilização de fibras e

materiais reciclados são ideais para novas obras de terra com operações de aterro (BAO *et al.*, 2019).

2.7 ESTABILIZAÇÃO DOS SOLOS

As propriedades de engenharia dos solos, como sua capacidade de carga, podem ser significativamente melhoradas pela introdução de outros materiais em um processo de caráter físico ou químico. As transformações resultam, geralmente, em uma estrutura mais estável e menos suscetível a variações de características como resistência, volume e durabilidade. Os materiais utilizados incluem outros solos, cimentos, cal, polímeros e resíduos de processos industriais (NICHOLSON, 2014).

Melhorias físicas podem ser realizadas alterando a granulometria do solo, ou adicionando materiais que fisicamente unam as partículas do solo sem causar qualquer reação química ou alteração mineralógica. Por outro lado, processos de estabilização química podem ser induzidos pela adição de materiais que causam reações resultando em alterações na estrutura original.

Enquanto o comportamento de solos não cimentados vem sendo amplamente estudado ao longo das últimas décadas, há informações limitadas a respeito da resposta de solos cimentados.

2.7.1 Estabilização química

A estabilização química do solo gera efeitos benéficos como o melhoramento da resistência, rigidez, durabilidade e redução na plasticidade e potencial de retração/expansão do solo (FIROOZI *et al.*, 2017). Além disso, esse processo é frequentemente utilizado em razão de vantagens como fácil mistura dos componentes que permite se atingir os padrões exigidos no projeto (PUPPALA, 2016).

Na estabilização química, as propriedades do solo, tais como resistência e durabilidade, melhoram em função da formação de compostos que unem as partículas e preenchem os vazios aumentando a eficiência na transmissão dos carregamentos e reduzindo a deformabilidade da estrutura (BALDOVINO *et al.*, 2020a). A qualidade e grau de melhoria vão depender de fatores tais como quantidade de estabilizante, qualidade de mistura, grau de compactação, umidade e condições de cura. Outros fatores como tensão de confinamento, peso específico e a forma e distribuição granulométrica do solo também são fundamentais na eficiência desse processo.

Quanto ao teor de estabilizante, o efeito é diretamente proporcional haja vista que é esse material que proporciona o ganho de resistência (CLOUGH *et al.*, 1981).

A densidade influencia na quantidade de contatos entre os grãos do solo e do estabilizante. Um aumento na densidade provoca um incremento no número desses contatos aumentando assim a eficiência da cimentação (VRANNA; TIKA, 2020). Além disso, em maiores densidades os compostos hidratados preenchem os vazios entre os grãos do solo. A mistura proporciona uma distribuição do estabilizante e da água de maneira mais homogênea melhorando as reações de hidratação (HUANG; AIREY, 1998).

O comportamento das areias cimentadas depende das quantidades relativas entre os materiais constituintes. Nos casos onde o volume de partículas é inferior a duas vezes o de material cimentante, a resistência do solo pode ser comandada pela resistência de ambos os materiais, em especial o que for mais fraco. Quando o volume do agente cimentante é incrementado, esse material pode se distribuir apenas entre os contatos dos grãos, o que ocorre em areias de menor densidade, ou ao longo dos vazios resultando em maior estabilidade do esqueleto sólido (VRANNA; TIKA, 2020).

A estabilização química também pode aumentar o desempenho de depósitos de solo sob solicitações dinâmicas por meio da redução na tendência contrativa e geração de poropressões ou ainda inibindo maiores degradações nas propriedades mecânicas.

2.7.2 Utilização da cal na estabilização dos solos

A cal é um dos mais antigos estabilizantes conhecidos, sendo utilizada no passado em misturas com pozolanas naturais para a melhoria dos solos. Esse material está disponível em diferentes formas e com isso pode ser utilizado de várias maneiras, sendo muito usado em obras de rodovias, aeroportos e solos de fundações. Além de ser o aditivo mais utilizado para estabilização a longo prazo, a cal também se mostrou efetiva para proporcionar uma rápida melhora em solos moles, reduzindo a plasticidade e formando uma plataforma estável para novas construções (NICHOLSON, 2014).

A estabilização de solo com cal é conhecida por reduzir o potencial de expansão, limite de liquidez, índice de plasticidade e máxima densidade seca do solo e aumentar o teor de umidade ótima e resistência (PEI *et al.*, 2015). Também melhora a trabalhabilidade e compactação de solos do subleito.

Com a mistura da cal ao solo ocorrem reações físico químicas de pequeno e longo prazo. Inicialmente os íons de Ca^{++} dissolvidos na solução são adsorvidos pelas partículas de argila

em um processo de troca catiônica que reduz as cargas negativas e consequentemente a atração da água. A redução no teor de água permite um contato mais efetivo entre as partículas causando sua floculação e tornando o solo mais friável e granular (NICHOLSON, 2014).

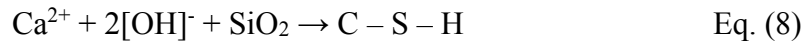
Quando adequadas quantidades de água e cal são adicionadas ao solo, o pH rapidamente aumenta para valores em torno de 10,5 permitindo a quebra das partículas de argila e liberação da sílica e alumina. A longo prazo, esses compostos reagem com os íons cálcio da cal para formar produtos cimentícios semelhantes aos formados na hidratação do cimento Portland. Isso dá origem a uma matriz que contribui para a resistência da mistura transformando o solo em um material endurecido, durável e com significativa redução de permeabilidade. Além disso, a cal presente também pode reagir com o dióxido de carbono do ar para formar carbonato de cálcio, outro composto cimentante (FIROOZI *et al.*, 2017).

A estabilização com cal melhora ainda outras propriedades de engenharia do solo como resistência à fratura, fadiga, módulo resiliente e reduz seu potencial de expansão. Entretanto, esses efeitos são mais observados em solos com partículas de argila de moderadas a altas plasticidades. Solos mais arenosos possuem pouca capacidade de troca catiônica e pequena ou nenhuma quantidade de argila para propiciar as reações de ganho de resistência. Com isso, uma forma de viabilizar a estabilização com cal é a introdução de materiais pozolânicos à mistura (SILVANI; BENETTI; CONSOLI, 2019).

O teor ótimo para a estabilização do solo depende da aplicação do solo estabilizado bem como das propriedades requeridas. A dosagem para composição do sistema solo-cal é realizada em função dos parâmetros de consistência, granulometria, compactação, resistência e durabilidade exigidos para cada obra. Com isso, são aplicados diversos teores e realizados testes de desempenho para verificação do teor que melhor se adequa para cada tipo de solo (COELHO; PACHECO-TORGAL; JALALI, 2009).

2.7.3 Reações pozolânicas

As reações pozolânicas são conceituadas como a reação dos silicatos e aluminatos, solubilizados em um ambiente de elevada alcalinidade, com o hidróxido de cálcio (CaOH_2) da cal hidratada, para formar dois principais compostos cimentícios, o silicato de cálcio hidratado (CSH) e o aluminato de cálcio hidratado (CAH). Segundo Saldanha (2018), as reações que governam o sistema solo-pozolana-cal são similares às que ocorrem no sistema solo-cal e podem ser descritas de maneira simplificada conforme as Equações 7, 8 e 9.



Onde: C = CaO, S = SiO₂, A = Al₂O₃ e H = H₂O

Inicialmente, em contato com a água, a cal hidratada é dissolvida e o aumento na concentração de íons hidroxila OH⁻ eleva o pH da mistura (Equação 7). Em seguida, os íons de cal e a sílica e alumina, estes últimos presentes em um estado de elevada desordem estrutural, fase vítrea, são dissolvidos do material pozzolânico e reagem para formar os compostos cimentícios (Equações 8 e 9).

É importante ressaltar que essas reações ocorrem por um longo período de cura e enquanto houver íons de sílica e cal disponíveis na solução. O ganho de resistência é afetado por fatores como temperatura e umidade de cura, forma e tempo de mistura e condições de compactação. Propriedades do solo como pH, conteúdo de matéria orgânica, mineralogia e relação sílica/alumina também são parâmetros importantes (AL-KIKI; AL-ATALLA; AL-ZUBAYDI, 2011).

Para o caso das características das pozolanas são importantes fatores relacionados às suas propriedades físicas e químicas, bem como teor de pozolana e de cal hidratada na mistura. A reação é intensificada com o aumento na quantidade de fases ativas, sílica e alumina reativas e redução da quantidade de fases cristalinas. Redução na granulometria e aumento na superfície específica aceleram a ocorrência das reações e estão relacionadas ao ganho de resistência a curto prazo. A longo prazo a dependência é maior para a quantidade de sílica e alumina presentes (CAICEDO, 2020; SALDANHA, 2018).

Para estabilização dos solos, frequentemente, são utilizados teores de cal entre 3% e 10%. O uso de teores inferiores a 3% não é aconselhável uma vez que condições não ideais podem existir durante a adição e mistura com o solo em campo. Enquanto isso, teores acima dos 10% são considerados inviáveis do ponto de vista econômico (COELHO; PACHECO-TORGAL; JALALI, 2009).

Consoli *et al.* (2019b) verificaram que o ganho de resistência de solos estabilizados com pozolana e cal é diretamente proporcional ao tempo de cura. Um aumento desse parâmetro resultou em efeitos positivos nas propriedades geotécnicas de misturas areia, cinza da casca do arroz e cal hidratada. Silvani, Benetti e Consoli (2019) verificaram que um aumento na

temperatura de cura para solos estabilizados com cinza volante e cal aceleram o ganho de resistência até valores de temperatura máximos que variam com o tempo de cura. Entretanto, esse fator apenas age como um catalisador e não altera a resistência final do solo estabilizado.

Os materiais pozolânicos incluem todos os materiais inorgânicos, que contém sílica e alumina reativas, os quais não tem um comportamento hidráulico por si mesmos, porém, quando de granulometria fina e na presença de água, reagem com a cal hidratada para formar compostos cimentícios.

As pozolanas podem ser classificadas em naturais ou artificiais. No primeiro caso, estão os materiais que não precisam de processos de beneficiamento para adquirir o caráter pozolânico, sejam por meio de reações físicas ou químicas. No segundo caso, estão os materiais que passam por processos como submissão em elevadas temperaturas, peneiramento ou moagem para alterar sua composição química ou granulometria, aumentando a reatividade do composto. São exemplos de pozolanas artificiais a cinza volante, cinza da casca do arroz, pó de vidro e pó de cerâmica vermelha. Esses materiais não apresentam capacidade de formar compostos cimentantes quando isolados, mas precisam da adição de um ativador alcalino que propicie a ocorrências das reações de dissolução de seus compostos (SALDANHA, 2018).

2.7.4 Utilização de resíduos industriais e cal na estabilização de solos

A busca por materiais mais sustentáveis e alternativos aos estabilizantes tradicionais como cal e cimento tem impulsionado a utilização de resíduos de atividades industriais como uma nova fonte de elementos importantes para as reações de cimentação. A liberação de gases estufa como o CO₂ na produção de estabilizantes, bem como a exploração de recursos naturais são dois impactos que podem ser minimizados com esse processo. Materiais com atividade pozolânica já atestada em outras pesquisas podem ser incorporados ao solo para melhoria de suas propriedades físicas e mecânicas. A preferência de uso desses materiais em relação aos mais convencionais pode ser justificada, segundo Jayanthi e Singh (2016), pelos seguintes motivos:

- O manuseio, armazenamento e descartes desses materiais constituem um risco ao meio e um problema para as indústrias. Não envolvendo um processo de fabricação adicional, seu uso no desenvolvimento da engenharia moderna é bem-vindo.
- Sua quantidade geralmente não é um problema em razão de serem produzidos continuamente.

- Na maioria dos casos, já são materiais pozolânicos no estado em que são produzidos, ou sua pozolanidade pode ser induzida por processos específicos, atendendo aos critérios básicos de um estabilizante.
- Promovem um ganho gradual de resistência dos compostos em razão da continuidade das reações de hidratação com liberação de baixo calor o que evita a fissuração do solo estabilizado.
- Envolvem custos basicamente relacionados ao transporte até os locais específicos para uso.

Materiais como cinza volante (MAHVASH; LÓPEZ-QUEROL; BAHADORI-JAHROMI, 2018; SIMATUPANG *et al.*, 2020), pó de vidro (BALDOVINO *et al.*, 2020b; CONSOLI *et al.*, 2021), escória granulada de alto forno (SEKHAR; NAYAK, 2018), resíduo da scheelita (DURANTE INGUNZA; SANTOS JÚNIOR; GERAB, 2020) e resíduos da biomassa, em especial cinza da casca do arroz (GHORBANI *et al.*, 2018), estão sendo estudados como uma alternativa de inclusão para melhoria na resposta mecânica dos solos.

A cinza volante é um subproduto mineral da produção de energia em termoelétricas, sendo formado por partículas esféricas de óxido de sílica, alumínio, ferro e carbono não óxido. A melhoria dos solos com introdução da cinza volante inclui modificações da estrutura pela ocorrência de trocas catiônicas e aderência das partículas por meio de reações pozolânicas (MCCARTHY *et al.*, 2012).

Simatupang *et al.* (2020) estudaram as propriedades mecânicas de areias estabilizadas com cinza volante. Os resultados mostraram que a resistência à compressão simples de uma areia pura estabilizada com cinza volante aos 28 dias de cura aumentou em 4 vezes com o incremento no teor de cinza de 5% para 30%. A resistência também aumentou com o tempo de cura e reduziu com o tamanho das partículas, grau de saturação na preparação e teor de finos. A melhoria no comportamento foi atribuída às ligações formadas entre as partículas como resultado do efeito cimentante da cinza.

Consoli *et al.* (2019a) avaliaram o tratamento de solo arenoso com pozolanas industriais (cinza volante e pó de vidro) e cal de carbureto quanto à sua resistência à compressão utilizando diferentes teores de incorporações, porosidade e relação porosidade/conteúdo volumétrico de aglomerante. Os resultados da pesquisa demonstraram ser viável a utilização desses materiais como camadas para pavimentação e estruturas de terra em razão dos expressivos ganhos de resistência. Misturas de solo, cinza volante e cal com parâmetro $\eta/(B_{iv})^{0,28}$ abaixo de 0,15

obtiveram resistências à compressão superiores a 2100 kPa, mínimo requisitado para ser usado como camada de base em pavimentos.

Consoli *et al.* (2021) avaliaram a incorporação de diferentes teores de resíduo de vidro moído (20% e 30%) e cal de carbureto (3% a 11%) na resistência, rigidez e durabilidade de três areias silicosas. A interação entre os dois materiais levou a formação de produtos semelhantes aos encontrados na hidratação do cimento Portland induzindo ganhos na resistência à compressão, módulo de cisalhamento e durabilidade a ciclos de molhagem e secagem. O efeito da estabilização foi mais efetivo com a redução no tamanho dos grãos. A utilização de 30% de pó de vidro e 7% de cal levou à obtenção de resistências à compressão da ordem de 1500 kPa para amostras com maior peso específico seco ($18,5 \text{ kN/m}^3$) e curadas aos 7 dias.

A utilização de escória granulada de alto forno e cal para a estabilização de uma areia siltosa desértica com fins a aplicações geotécnicas, em especial, construção de rodovias e ferrovias foi estudada por Rabbani *et al.* (2012). Os resultados indicaram que esses materiais podem ser usados eficientemente no melhoramento da capacidade de carga do solo. Foi obtido um aumento de 3 vezes para as amostras com 1% de cal e 5% de escória e de 24,5 vezes para as amostras com 3% de cal e 15% de escória em comparação à areia pura.

A sílica ativa ou microssilica é outro resíduo proveniente de processo industrial, nesse caso da produção de silício metálico ou ferro silício em processos metalúrgicos. A introdução desse resíduo acelera a estabilização de solos argilosos expansivos à temperatura ambiente (GOODARZI; AKBARI; SALIMI, 2016). Moayed, Izadi e Heidari (2012) também verificaram que a utilização de 2% de cal e 3% de microssilica foram suficientes para a estabilização de uma areia siltosa com altos teores de sais, com uma resistência à compressão 2,5 vezes superior à obtida com o solo puro.

Cinza de lodo de esgoto é outro resíduo que foi utilizado de maneira eficiente, juntamente com cal hidratada, para a estabilização de solos. Lin *et al.* (2007) verificaram que a resistência à compressão não confinada de amostras de solo argiloso com cinza e cal foram de três a sete vezes superior à do solo puro.

O uso da cinza da casca do arroz e cal de carbureto também foi investigada para a melhoria de uma areia uniforme por Consoli *et al.* (2019b). Foram utilizados três teores de cinza 10%, 20% e 30% e três teores de cal 5%, 8% e 11% para a confecção de amostras compactadas. Dois tempos de cura (7 e 28 dias) e duas temperaturas de cura (23°C e 40°C) foram investigadas. Os resultados mostraram um aumento da resistência à compressão não confinada e módulo de cisalhamento, bem como redução da perda de massa em ciclos de molhagem e secagem com o aumento no teor de incorporação, tempo e temperatura de cura. Nas amostras mais compactas

foram obtidos aumentos de até 3,5 vezes na resistência à compressão não confinada com o aumento no tempo de cura de 7 para 28 dias ou na temperatura de 23°C para 40°C.

2.7.4.1 Resíduo do polimento de porcelanato

Durante a fabricação das peças cerâmicas ou porcelanatos polidos, uma das etapas é o polimento das peças, responsável por melhorar o acabamento do produto final. Durante esse processo, que ocorre na presença de água, o resíduo gerado resultante do desprendimento de partículas da cerâmica e do material abrasivo é descartado, sendo chamado de resíduo do polimento de porcelanato (RPP) (SOUSA *et al.*, 2022).

Esse resíduo, geralmente descartado em aterros, tem elevada produção diária, requer grandes áreas de armazenamento nas indústrias e pode ser fonte de contaminação do solo e lençol freático, ou ainda ser carregado pelos ventos afetando a vegetação local (BREITENBACH, 2013). O Brasil, por exemplo, considerado o terceiro maior produtor de peças cerâmicas do mundo, produziu 1048,6 milhões de m² de revestimento cerâmico em 2021 (ANFACER, 2022), e gera cerca de 74 mil toneladas de RPP por ano (MATOS *et al.*, 2018b). Na Figura 22 é possível visualizar as pilhas de RPP estocado no pátio de uma indústria geradora.

Figura 22 - Estocagem do RPP na indústria geradora.



Fonte: Araújo (2016)

A composição do RPP engloba elementos presentes no material cerâmico e no abrasivo utilizado. A massa porcelânica é fabricada pela mistura de argilas, feldspatos, quartzo e caulins. As argilas conferem plasticidade a massa permitindo a conformação das peças na prensa. Os

feldspatos atuam como fundentes auxiliando na densificação da massa. O quartzo é usado como material de preenchimento reduzindo o custo das peças e proporcionando estabilidade na conformação por redução da contração na secagem. Por fim, os caulins vitrificam durante a queima e contribuem para o ganho de resistência das peças além de conferir o tom mais branco do produto final (KAYACI, 2021).

O material abrasivo utilizado é constituído por elementos de carbetos de silício unidos por meio de uma matriz cimentícia à base de cloreto magnésiano, no intuito de aumentar a eficácia do processo de abrasão com pequeno despendimento de partículas (BREITENBACH, 2013).

Com isso, a análise química do RPP resulta em grandes quantidades de sílica e alumina, podendo ainda surgir o magnésio e outros óxidos fundentes existentes nas peças de porcelanato (MEDEIROS *et al.*, 2021). Na Tabela 1 são comparadas as porcentagens encontradas de cada componente para resíduos dessa natureza gerados em diversos locais. Pode-se observar que as porcentagens dos constituintes são semelhantes, o que sugere materiais e procedimentos similares de fabricação. Destaca-se a grande presença dos compostos sílica e alumínio, essenciais para conferir o caráter pozolânico ao material.

Tabela 1 - Composição química do RPP de várias localidades.

Local (Autor)	Composição química (%)						
	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	MgO	K ₂ O	Na ₂ O
China (WANG <i>et al.</i> , 2021a)	59,22	17,25	1,23	3,15	1,86	2,90	1,48
China (LIANG <i>et al.</i> , 2021)	68,7	20,9	0,66	0,5	2,05	1,9	2,58
Brasil (SOUSA <i>et al.</i> , 2022)	67,1	20,5	1,7	1,8	1,4	2,4	3,0
China (LI <i>et al.</i> , 2020a)	66,34	20,11	0,63	1,29	0,95	0,61	0,49
Brasil (MATOS <i>et al.</i> , 2018a)	68,56	19,14	1,21	2,02	2,91	1,38	1,23

Fonte: Autoria própria (2022)

Testes específicos como os de condutividade elétrica e consumo de hidróxido de cálcio (MEDEIROS *et al.*, 2021) ou ainda a análise de materiais cimentícios com incorporação de RPP por meio de ensaios de resistência mecânica ou termogravimetria (JACOBY; PELISSER, 2015; MATOS *et al.*, 2018b) confirmaram a existência de atividade pozolânica desse material. A incorporação do resíduo acarretou em uma otimização das reações de hidratação dos compostos permitindo ganhos em resistência e durabilidade e constituindo assim um potencial candidato ao uso para a melhoria de solos em misturas com cal e cimento.

Quanto à mineralogia, o RPP apresenta como principais fases cristalinas mulita, quartzo e carbeta de silício, sendo os dois primeiros oriundos da massa porcelânica e o último do abrasivo utilizado no processo de polimento das peças (SOUZA, 2007).

Uma vez que o RPP é composto, em sua maioria, pelo mesmo material presente no corpo cerâmico espera-se que sua reutilização para a produção de novas cerâmicas seja uma opção de destinação sustentável e economicamente viável. Rambaldi *et al.* (2007) indicaram ser possível a utilização de até 10% de RPP na substituição dos feldspatos na indústria cerâmica. Entretanto, o carbeta de silício (SiC), proveniente do material abrasivo, reage com o oxigênio em elevadas temperaturas, produzindo gases que deixam o material com uma estrutura porosa e interferindo assim na densificação da peça. Com isso, há um teor limite para a reutilização do RPP na indústria cerâmica (WANG *et al.*, 2018a). Por outro lado, surge a possibilidade de utilizar o resíduo para a fabricação de cerâmicas com baixa densidade (SOUSA *et al.*, 2022). Guo *et al.* (2016) obtiveram êxito na fabricação de cerâmicas porosas utilizando RPP e cinza de carbono como matérias primas e reportaram uma baixa densidade e elevada resistência à compressão do produto final. Liang *et al.* (2021) utilizaram RPP e cinza volante para a mesma finalidade.

Wang *et al.* (2021a) investigaram as fases formadas, microestrutura e propriedades de cerâmicas fabricadas com reutilização do RPP. Os resultados indicaram elevada formação de gases em uma temperatura de sinterização acima dos 1100°C. Entretanto, é possível obter grandes quantias de fase líquida em temperaturas inferiores, o que favorece na densificação das peças. Foram utilizados até 30% de RPP para a fabricação de peças cerâmicas de porcelanato.

As características do RPP também impulsionaram o desenvolvimento de estudos voltados à sua utilização como um material suplementar. Entretanto, enquanto diversos trabalhos já avaliaram o uso desse material na produção de cerâmicas (LIANG *et al.*, 2021; SOUSA *et al.*, 2022; WANG *et al.*, 2021a), cimentos (ANDREOLA *et al.*, 2010; JACOBY; PELISSER, 2015; MATOS *et al.*, 2020), argamassas (JACOBY; PELISSER, 2015; LI *et al.*, 2020b, 2020a, 2021; SÁNCHEZ DE ROJAS *et al.*, 2018) e concretos (MATOS *et al.*, 2018a, 2018b; MEDEIROS *et al.*, 2021), ainda não foram encontradas pesquisas que avaliassem seu uso em processos de melhoria de solos, apenas na composição de camadas compactadas como um material inerte (ARAÚJO, 2016; SILVA, 2016).

Breitenbach *et al.* (2017) utilizaram o RPP em teores de até 30%, em substituição ao agregado miúdo, para o preparo de argamassa de restauro à base de cal. As argamassas de 10% e 20% foram as que apresentaram os melhores resultados no estado endurecido com resistências

à tração e compressão 2 e 3 vezes superior à obtida para a argamassa de referência, respectivamente.

Em solos, o RPP já foi utilizado como adição para fins de construção de aterros compactados, sendo avaliadas suas implicações físicas e mecânicas. Araújo (2016) incorporou teores de 5%, 10%, 15% e 20% em relação à massa de solo e foram avaliadas características de granulometria, massa específica e plasticidade, bem como resistência ao cisalhamento e capacidade de carga. A adição do resíduo não alterou significativamente o desempenho das misturas, entretanto, uma tendência de diminuição na resistência foi identificada com o aumento nos teores de incorporação. Na compactação, maiores valores de massa específica máxima e menores umidades ótimas foram encontradas para os solos com RPP.

Silva (2016) investigou teores de até 40% em relação à massa de solo seco em ensaios de Índice de Suporte Califórnia (ISC) e adensamento unidimensional. Os resultados indicaram que houveram pequenas variações no valor do ISC que mudou de 8,06% no solo puro, para 7,29%, 6,85%, 6,67%, 6,13% e 5,24% nas amostras com 5%, 10%, 15%, 20% e 40% de RPP compactadas na energia normal. Concluiu-se que não houveram alterações significativas no comportamento mecânico para teores de até 10%. Ademais, a avaliação ambiental do resíduo indicou que as concentrações dos componentes em ensaio de solubilização estavam dentro dos limites exigidos por norma.

Na Tabela 2 podem ser visualizadas algumas propriedades geotécnicas do RPP obtidas por Araújo (2016). O material possui uma granulometria fina, com cerca de 82% de suas partículas presentes na fração silte e apenas 18% na fração argila. Ademais é considerado um material fracamente plástico, sendo classificado no Sistema Unificado (SUCS) como um silte de baixa compressibilidade.

Tabela 2 - Propriedades físicas e geotécnicas do RPP.

Propriedade	Valor
Massa específica dos sólidos	2,54 g/cm ³
Teor de pedregulho e areia	0%
Teor de silte	82%
Teor de argila	18%
Limite de liquidez (LL)	39%
Limite de plasticidade (LP)	18%
Índice de plasticidade (IP)	11%
Classificação SUCS	ML (Silte de baixa compressibilidade)

Fonte: Araújo (2016)

Uma análise realizada por Kummer *et al.* (2007) por meio de ensaios de solubilização em amostras cerâmicas contendo resíduo de feldspato e RPP, resultou na classificação de algumas formulações como de Classe IIa (não perigoso e não inerte) em razão de uma concentração de alumínio no extrato solubilizado superior ao limite preconizado na NBR 10004/2004. Costa (2010) realizou análises de lixiviação do resíduo puro de acordo com a NBR 10005/2004. Os resultados do ensaio (Tabela 3) indicaram que nenhum dos parâmetros analisados teve concentração superior ao estabelecido em norma.

Tabela 3 - Análise do extrato lixiviado do RPP.

Parâmetros	Resultado	Valor de referência NBR 10004/2004	Limite de detecção	Método
Arsênio (mg/L)	< 0,001	1,0	0,001	SM 3500 As
Bário (mg/L)	1,35	70,0	0,008	SM 3500 Ba
Cádmio (mg/L)	< 0,0001	0,5	0,0001	SM 3500 Cd
Chumbo (mg/L)	< 0,001	1,0	0,001	SM 3500 Pb
Cromo (mg/L)	0,013	5,0	0,001	SM 3500 Cr
Fluoreto (mg/L)	0,14	150,0	0,05	SM 4500 F-D
Mercúrio (mg/L)	< 0,0005	0,1	0,0005	SM 3112 B
pH	9,05	-	0,01	NBR 14339/1999
Prata (mg/L)	< 0,0001	5,0	0,0001	SM 3500 Ag
Selênio	< 0,001	1,0	0,001	SM 3500 Se

Fonte: Costa (2010)

2.8 COMPORTAMENTO MECÂNICO DOS SOLOS CIMENTADOS

A microestrutura, densidade e nível de tensões são os principais parâmetros que controlam propriedades como compressibilidade, tensão-deformação e resistência dos solos cimentados. A cimentação influencia principalmente na microestrutura, mais detalhadamente na “fábrica” e ligação entre as partículas (LEROUEIL; VAUGHAN, 1990).

Mesmo em pequenos teores, a cimentação pode promover um ganho de resistência à compressão não confinada e resistência à tração. Além disso, um incremento no teor de agente cimentante causa um aumento na resistência não drenada em ensaios triaxiais e uma redução na tendência de contração das amostras (VRANNA; TIKA, 2020).

Na resposta tensão-deformação, a cimentação entre os grãos impede sua movimentação até que essas ligações sejam rompidas, resultando em um comportamento similar ao dos solos sobreadensados onde existe uma superfície elástica inicial (LADE; TRADS, 2014). Quando

comparado ao estado desestruturado, a presença das ligações entre os grãos permite ao solo atingir estados volumétricos impossíveis de serem alcançados no estado anterior (LEROUEIL; VAUGHAN, 1990; SCHNAID; PRIETTO; CONSOLI, 2001).

2.8.1 Resistência à compressão e tração

Em solos estabilizados quimicamente, a resistência à compressão está diretamente relacionada ao grau de cimentação atingido, de maneira que o desempenho do solo no ensaio triaxial surge como uma função entre o ângulo de atrito interno do material não estruturado e sua resistência à compressão não confinada (SCHNAID; PRIETTO; CONSOLI, 2001). A resistência à tração é da ordem de 10% da tensão máxima à compressão, sendo um importante parâmetro uma vez que, em camadas de solo estabilizado, a falha geralmente inicia com o desenvolvimento de trincas de tração (CONSOLI *et al.*, 2020a).

O efeito da cimentação dá origem a uma estrutura mais estável. Com isso, a ruptura das amostras geralmente se dá em planos inclinados com a linha de ruptura atravessando a diagonal, caracterizando uma superfície de cisalhamento, onde ocorrem as maiores tensões de cisalhamento (BALDOVINO *et al.*, 2020a), também podendo ocorrer a ruptura colunar.

O comportamento tensão-deformação de solos cimentados em ensaios dessa natureza é marcado por um incremento de tensão até um valor máximo alcançado em pequenas deformações, onde ocorre a ruptura do corpo de prova, seguido de uma queda considerável até o estado residual. Simatupang *et al.* (2020) verificaram que a partir de 2% de deformação a resistência à compressão não confinada, ou “*unconfined compressive strength*” (UCS), de solos estabilizados com cinza volante decresce para valores próximos à resistência de pico do solo puro.

Isso indica que os efeitos da cimentação tendem a desaparecer a partir de um certo ponto, em razão da quebra das ligações formadas. Nas amostras mais resistentes, obtida para as misturas com maiores teores de cinza, essa queda é mais abrupta, indicando um comportamento frágil. Além disso, a resistência de pico aumentou com o tempo de cura em razão da dependência das reações pozolânicas com esse fator.

Mola-Abasi, Kordtabar e Kordnaeij (2016) estudaram a estabilização de um solo arenoso com utilização de cimento e uma zeólita natural em teores de substituição de até 90%. Os autores reportaram que a cimentação ocasionou em aumento na resistência de pico do solo bem como redução da deformação correspondente a esse pico. O valor ótimo de substituição foi de 30% para os tempos de cura de 28 e 90 dias que obtiveram razões de melhoramento de

até 75% e 55% em relação ao solo apenas com cimento aos 28 e 90 dias de cura, respectivamente.

Em solos estabilizados com adição de materiais pozolânicos e cal a resistência tende a aumentar com o incremento nos teores desses dois compostos. Abbasi e Mahdih (2018) verificaram que a resistência à compressão de uma areia siltosa estabilizada com 15% de pozolana natural e 5% de cal foi 16 vezes superior à do solo puro. A partir desse ponto, um aumento no teor de cal causou uma redução na resistência. Em misturas sem cal o aumento no teor de pozolana não acarretou em alterações na resistência do solo, indicando a necessidade de presença desse composto para ocorrência das reações de cimentação.

Consoli *et al.* (2021) verificaram que o aumento nos teores de pó de vidro e cal de carbureto provocaram incrementos diretamente proporcionais nas resistências à compressão de três diferentes areias silicosas compactadas. Para a areia de osório, por exemplo, foram obtidos aumentos de até 6 vezes com o aumento no teor de pó de vidro de 20% para 30% e no teor de cal de 3% para 7%. Comportamento semelhante foi obtido por Baldovino *et al.* (2020b) em misturas compactadas de pó de vidro, cimento e um solo siltoso. Os valores máximos de resistência foram obtidos para as misturas com 30% de resíduo em todos os tempos de cura avaliados.

Outro aspecto que pode influenciar no desempenho do solo cimentado é a porosidade. Baldovino *et al.* (2020a) verificaram que as resistências à tração e compressão do solo estabilizado com cimento são inversamente proporcionais à porosidade. Os autores afirmam que a redução na porosidade permite um incremento na capacidade de distribuição das tensões ao longo da amostra além de uma maior mobilização do atrito entre os grãos. Consoli *et al.* (2019a, 2021) e Vranna e Tika (2020) também obtiveram aumentos na resistência com a redução na porosidade das amostras de solo cimentado.

O agente cimentante tende a se concentrar nos pontos de contato, assim, com a redução na porosidade o número de pontos de contato e ligações entre as partículas aumentam, causando ganhos na resistência do solo. Em contrapartida em maiores densidades o agente cimentante é forçado a entrar nos poros e o efeito da cimentação pode ser reduzido (VRANNA; TIKA, 2020).

Nesse contexto, os resultados obtidos podem ser correlacionados com a porosidade das misturas (η) e o conteúdo volumétrico de cimento (C_{iv}) por meio do fator η/C_{iv}^{β} que foi inicialmente proposto por Consoli *et al.* (2007), servindo como um método para previsão da resistência e podendo ser ajustado para outros tipos de agentes cimentícios. Neste fator, β é um expoente de ajuste que depende do tipo de estabilizante e da mineralogia do solo (RIOS *et al.*, 2013). No caso de misturas pozolana e cal, a resistência à compressão e tração das amostras

pode ser correlacionada com a porosidade (η) e o teor volumétrico de aglomerante (β_{iv}) por meio do parâmetro (η/β_{iv}), sendo o último a relação entre o volume de aglomerante e o volume total da amostra (CONSOLI *et al.*, 2018). Para casos onde o aglomerante é apenas o cimento, o parâmetro (η/β_{iv}) se assemelha ao parâmetro (η/C_{iv}) apresentado anteriormente. Diversos autores verificaram a eficácia na utilização desses parâmetros para a normalização dos dados de resistência à compressão e tração (BALDOVINO *et al.*, 2020a; CONSOLI *et al.*, 2020b, 2021).

As equações que relacionam o parâmetro η/B_{iv} com a resistência à compressão e tração das amostras podem ser relacionadas entre si por meio de um escalar. O valor desse escalar varia entre 0,1 e 0,2 de acordo com o tipo de solo, aglomerante e o tempo de cura (BALDOVINO *et al.*, 2020b).

O tempo de cura é outro fator importante na resistência de solos estabilizados com agentes cimentantes. Um aumento no tempo de cura permite um maior desenvolvimento das reações pozolânicas, principal mecanismo de melhoria no comportamento mecânico desses materiais. Em todos os teores de pozolana e cal estudados por Abbasi e Mahdieh (2018) foram obtidos incrementos de resistência à compressão com o tempo de cura. Para esse estudo, maiores incrementos foram obtidos entre as idades de 7 e 14 dias, com aumentos de até 3 vezes para as amostras com 7% de cal. Baldovino *et al.* (2020b) obtiveram incrementos na resistência à compressão de 2 e 4 vezes com o aumento no tempo de cura de 7 para 28 e 90 dias, respectivamente, para um silte estabilizado com pó de vidro e cal.

Areias naturais são frequentemente encontradas com partículas finas de características diversas que não são contabilizadas nos projetos que abordam solos cimentados (MOON *et al.*, 2020). Consoli *et al.* (2020a) verificaram que a presença de partículas finas em até 30% aumenta a resistência à tração e rigidez em areias cimentadas. Um aumento no teor de finos de 10% para 20% e de 20% para 30%, aumentou a resistência à tração das amostras em cerca de 28% e 60%, respectivamente.

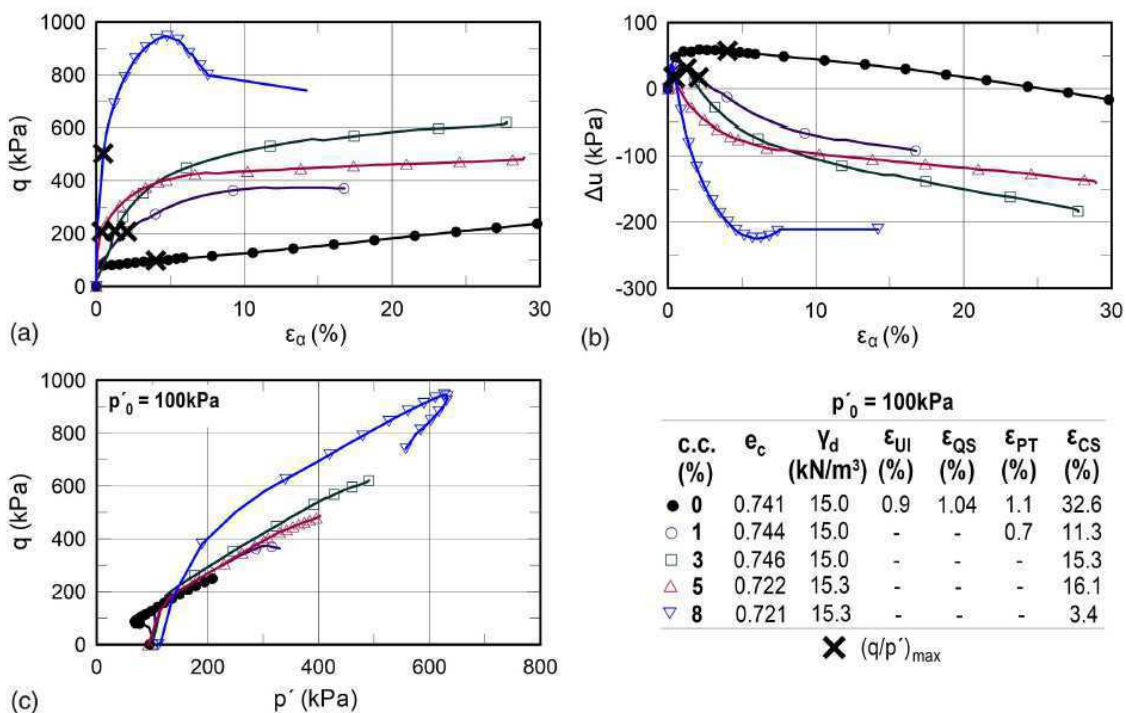
Moon *et al.* (2020) verificaram a influência de finos (pó de caulim), nos teores de 0%, 1%, 3% e 5%, em areias estabilizadas com 3%, 5% e 7% de cimento Portland em ensaios de resistência à compressão simples, velocidade do pulso ultrassônico e velocidade de ondas cisalhantes. Os resultados da pesquisa indicaram que mesmo a adição de pequenas quantidades de finos produz um efeito significativo nas propriedades dos solos estabilizados. Ocorreram incrementos de resistência e rigidez das amostras com o aumento no teor de finos devido, principalmente, ao efeito filler na matriz do solo. A velocidade média do pulso ultrassônico em amostras com 3% de cimento e 5% de finos foi de 1,45 vezes a obtida para as amostras sem

finos e mesmo teor de cimento. A razão de aumento na resistência à compressão entre essas amostras foi de 2,2 vezes. O aumento na quantidade de partículas pequenas causa um aumento no número de contatos e consequentemente de ligações, aumentando a resistência e rigidez do solo.

2.8.2 Resposta em testes de compressão triaxial monotônico

O efeito da cimentação na resposta de um solo em ensaio triaxial monotônico pode ser visualizado por meio dos resultados reportados por Vranna e Tika (2020) (Figura 23). Esses pesquisadores estudaram a resposta mecânica de areias quartzosas puras e cimentadas com teores de cimento variando entre 1% e 8%. Diferentes densidades e tensões de confinamento de 50 kPa, 100 kPa e 300 kPa foram utilizadas nesse estudo. Mesmo para baixos teores de cimento de 1%, uma resposta distinta foi encontrada para a areia cimentada em relação à areia pura que passou de um comportamento dúctil para frágil. Resposta que está em concordância com a obtida por Mola-Abasi *et al.* (2020).

Figura 23 - a) Comportamento tensão-deformação, b) geração de poropressões e c) trajetória de tensões de areia pura e cimentada em ensaio de compressão triaxial monotônico.



Fonte: Vranna e Tika (2020)

Para uma mesma densidade de 15 kN/m^3 e tensão de confinamento de 100 kPa um aumento no teor de cimento de 0% para 1% , 3% , 5% e 8% provocou um aumento na resistência não drenada de pico de aproximadamente 236 kPa para 373 kPa , 481 kPa , 617 kPa e 947 kPa , respectivamente. Isso ocorre em razão das ligações formadas entre as partículas que dão origem a uma estrutura mais estável, aumentando assim a eficiência na transferência dos carregamentos. É importante destacar que em maiores teores de cimento o comportamento tensão-deformação é marcado por uma tendência de endurecimento com ganho de resistência até o pico, a partir do qual ocorre uma queda significativa até um valor residual (*strain softening*). Resultados similares foram obtidos por Sharma e Fahey (2003), Rios, Viana da Fonseca e Baudet (2014) e Li, Liu e Liu (2015).

Os autores também verificaram que para um mesmo teor de agente cimentante um aumento na densidade acarreta em aumento na resistência de pico e redução da deformação na qual esse estado é alcançado, levando a um comportamento mais frágil do solo. Além disso, em ensaios não drenados o efeito da cimentação é caracterizado por uma redução na tendência contrativa do solo (ou aumento da tendência dilatante). Inicialmente, são gerados excessos de poropressão positivos, porém, com o aumento nas deformações esse comportamento é invertido, especialmente para o caso das amostras mais compactas.

Um aumento da tensão de confinamento levou a uma maior tendência contrativa indicando a ocorrência de quebra de algumas ligações durante a fase de consolidação isotrópica. Em ensaios conduzidos em maior confinante (300 kPa) verificou-se que a cimentação das partículas também acarretou em aumento das deformações necessárias para alcance dos estados de instabilidade e transformação de fase. Rios, Viana da Fonseca e Baudet (2014) verificaram que mesmo amostras compactas, quando cisalhadas sob elevadas tensões de confinamento, apresentam tendência contrativa com geração apenas de excessos de poropressão positivos. Segundo Mola-Abasi *et al.* (2020), a tensão de confinamento inicial e a resistência das ligações entre as partículas possuem um efeito significativo no comportamento de solos cimentados. Sharma e Fahey (2003) afirmam que tensão de confinamento, tipo de consolidação, densidade, nível de cimentação e tipo de agente cimentante são os principais fatores que afetam o comportamento de solos cimentados sob cisalhamento.

Observando as trajetórias de tensão no plano $p' : q$ verifica-se que as trajetórias dos solos cimentados se movem em direção a provável LEC quando então apresentam um comportamento dilatante. Embora para cada teor de cimento a posição dessa linha seja diferente, em maiores deformações há uma reversão da trajetória e elas parecem convergir para a LEC do solo não cimentado. Isso pode ocorrer em virtude da quebra das ligações entre as

partículas aproximando-se assim de uma condição não cimentada. Comportamento semelhante foi obtido por Rios, Viana da Fonseca e Baudet (2014) e Amini e Hamidi (2014) em amostras de areia siltosa e areia pedregulhosa cimentadas, respectivamente, sob pequenas tensões de confinamento. Em maiores tensões a tendência é contrativa com a trajetória se movendo continuamente para a esquerda.

Quanto ao tipo de ruptura, Vranna e Tika (2020) reportaram que no caso de maiores níveis de cimentação ficaram evidentes o surgimento de bandas de cisalhamento, o que indica deformações localizadas. Em amostras com menor nível de cimentação (1%) foi visível o “embarrigamento” das amostras, especialmente naquelas com menor densidade.

Analisando a envoltória de resistência no plano $p': q$ construída ligando-se os pontos onde ocorre $q/p'_{máx}$ verificou-se um aumento na resistência dos solos cimentados, em relação ao solo puro, na forma de uma coesão aparente. Em maiores densidades ou tensões de confinamento essa coesão é reduzida, indicando novamente a quebra de ligações durante a consolidação isotrópica ou primeira fase do carregamento, e o ganho de resistência é atribuído a um pequeno aumento no ângulo de atrito. Comportamento semelhante foi obtido para o caso da envoltória elaborada com os pontos de $q_{máx}$.

Por fim, em relação à Linha de Estados Críticos, em pequenos valores de p' , a LEC se posiciona pouco acima ou coincide com a do solo não cimentado. Em valores de p' superiores, a LEC do solo cimentado tende a se posicionar levemente abaixo ou coincidir com a do solo não cimentado. No primeiro caso, a presença de aglomerações do agente cimentante na zona de cisalhamento pode aumentar o atrito e criar uma estrutura mais resistente. No segundo caso, as elevadas tensões de confinamento tendem a quebrar essas aglomerações, dando origem a finos que atuam nessas zonas. Essas constatações estão em acordo com os trabalhos de Schnaid, Prietto e Consoli (2001), Rios, Viana da Fonseca e Baudet (2014) e Li, Liu e Liu (2015). O efeito do aumento no conteúdo de cimento no estado crítico desses solos é semelhante à presença de finos não plásticos para solos não cimentados (VRANNA; TIKA, 2020).

Bagheri, Ahmad e Ismail (2014) investigaram os efeitos da incorporação de cinza da casca do arroz em misturas de solo, cimento e cal em diferentes teores de incorporação e tempos de cura na resistência à compressão triaxial sob condições não drenadas. Os resultados mostraram que a resistência de pico, resistência residual, ângulo de atrito e intercepto coesivo do solo aumentaram com o incremento de até 10% no teor de agente estabilizante. Para uma tensão de confinamento de 100 kPa e 28 dias de cura, as resistências de pico encontradas para as amostras com 2,5%, 5%, 7,5% e 10% de cinza foram de, aproximadamente, 200 kPa, 312

kPa, 469 kPa e 561 kPa, respectivamente. Em pequenas tensões de confinamento o comportamento tensão-deformação foi alterado de dúctil para frágil.

Keramatikerman *et al.* (2018) avaliaram o uso de cal na mitigação da liquefação estática em misturas de areia e bentonita. A incorporação da cal nas misturas causou uma intensificação do comportamento dilatante das amostras e um aumento na tensão desviadora máxima para todas as densidades em relação ao solo puro. Na densidade relativa de 10% a tensão desviadora máxima aumentou de 73 kPa nas amostras com 0% de cal, para 141 kPa, 157 kPa e 181 kPa para as amostras com 3%, 5% e 7% de cal, respectivamente. Esse efeito foi atribuído a geração de produtos de hidratação que uniram as partículas do solo. O tratamento alterou o comportamento do solo de liquefação limitada para dilatante.

Estudando o efeito da zeólita em um solo cimentado Mola-Abasi *et al.* (2020) verificaram que o aumento do teor de agente cimentante bem como da tensão de confinamento acarretam em incrementos na resistência de pico e rigidez, redução da deformação na ruptura e aumento do índice de fragilidade (*brittleness index*) bem como da tendência dilatante. Para as amostras com 8% de cimento, um aumento da tensão de confinamento de 50 kPa para 400 kPa resultou em aumento da resistência de pico de 2910 kPa para 4050 kPa. Aumento no teor de cimento de 4% para 8% resultou em aumento no ângulo de atrito de pico de 36° para 44° e no intercepto coesivo de 339 kPa para 547 kPa. Os autores também reportaram que em altas tensões de confinamento os ganhos de resistência foram menores, fato que pode estar atribuído à quebra das ligações durante a consolidação. Incrementos na resistência foram obtidos com a substituição do cimento por zeólita em razão da ocorrência de reações pozolânicas.

2.9 MITIGAÇÃO DA LIQUEFAÇÃO DINÂMICA EM SOLOS CIMENTADOS

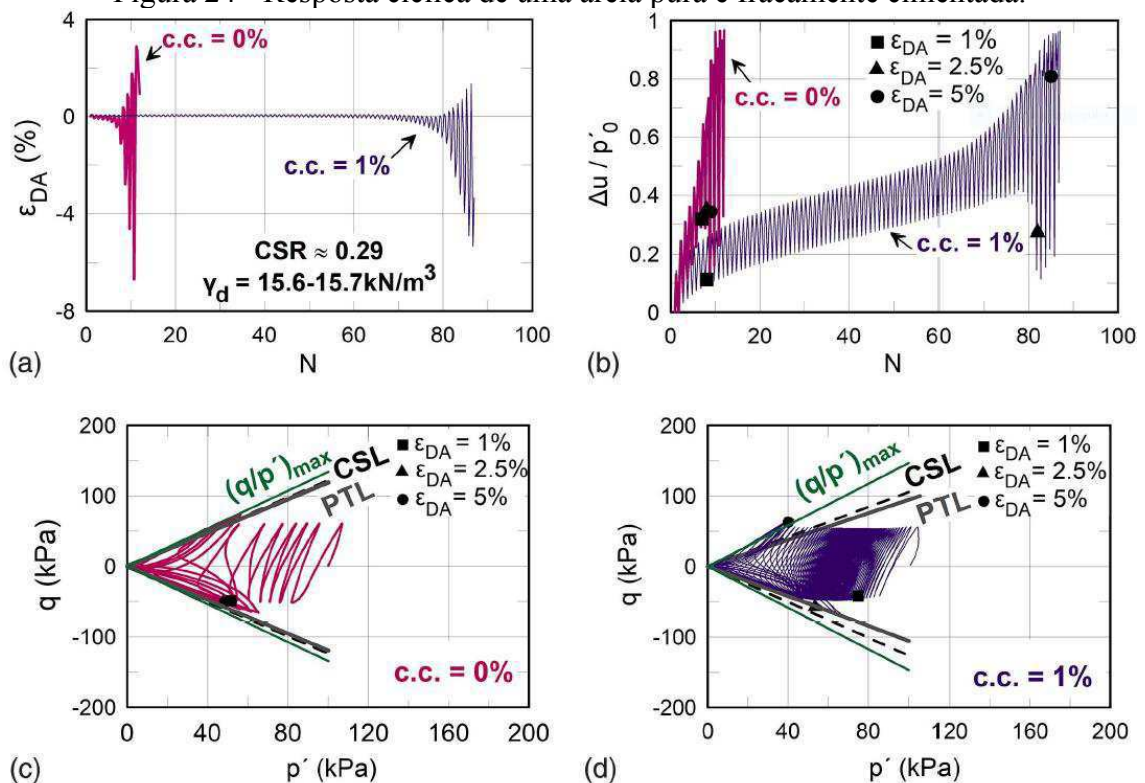
Assim como nos solos sem cimentação, a aplicação de cargas cíclicas leva a trajetória de tensões em direção a origem em razão do acúmulo de poropressão, entretanto, em condições semelhantes de índice de vazios, tensão de confinamento e intensidade de carregamento, os solos cimentados podem suportar uma quantidade maior de ciclos antes de atingir o estado de liquefação, sendo essa quantidade diretamente proporcional ao teor de agente cimentante (CLOUGH *et al.*, 1989). Esse comportamento, observado nos resultados reportados por Vranna e Tika (2020), mostrado na Figura 24, também é refletido na geração de deformações e poropressões, que ocorre de maneira limitada, levando o solo de um mecanismo de ruptura marcadamente de fluxo para uma liquefação por mobilidade cíclica (RIVEROS; SADREKARIMI, 2020; VRANNA; TIKA, 2020). Uma redução na mobilidade dos grãos em

razão das ligações é a responsável pela geração de uma estrutura mais estável (SALVATORE *et al.*, 2020).

Saxena, Reddy e Avramidis (1988), pioneiros na investigação do comportamento de areias cimentadas em ensaios triaxiais cíclicos não drenados, constataram que a adição de pequenos teores de cimento é suficiente para limitar as deformações cíclicas e a geração de excessos de poropressão tanto em areias compactas quanto fofas. A resistência à liquefação de areias com 25% de densidade relativa (fofa) e apenas 1% de cimento foi semelhante à de areias com 80% de densidade relativa (compacta).

Uma importante constatação foi a de que, mesmo aplicando uma onda senoidal simétrica com tensões desvio na compressão e extensão de mesma magnitude, as deformações foram assimétricas sendo maiores nos esforços de extensão. Isso ocorre em razão de o cimento ser mais resistente em esforços de compressão do que de tração, comportamento que se reflete no solo cimentado. Essas observações estão em concordância com os resultados prévios de outras pesquisas (SUN *et al.*, 2021; XIAO *et al.*, 2019).

Figura 24 - Resposta cíclica de uma areia pura e fracamente cimentada.



c.c. (%)	e	γ_d (kN/m ³)	CSR	N_f
0	0.668	15.6	0.30	8.7 (t=89s)
1	0.673	15.7	0.27	- (t=10335s: max $\epsilon_{DA} = 0.28\%$, $N_f = -$)

Fonte: Vranna e Tika (2020)

Em razão da maior rigidez as deformações acumulam a uma taxa mais lenta para um mesmo CSR , resultando em maior quantidade de ciclos para alcance do critério de parada, geralmente 5% da dupla amplitude de deformação. Com isso, para uma mesma densidade e tensão de confinamento os solos cimentados resultam em maiores valores de CRR . Em solos cimentados a trajetória de tensões em ensaios cíclicos parece estar limitada a envoltória de resistência obtida em ensaios monotônicos com os valores de $(q/p')_{máx}$. Além disso, em elevados teores de cimentação a razão de poropressão fica limitada a valores inferiores a 1 e a trajetória de tensões não atinge a origem (VRANNA; TIKÁ, 2020). Esse comportamento também foi reportado por Salvatore *et al.* (2020) em solos estabilizados por grauteamento com nanosílica.

Rasouli, Fatahi e Nimbalkar (2020) avaliando o potencial de liquefação e o comportamento pós-liquefação de uma areia fracamente cimentada verificaram que, mesmo em pequenos níveis de cimentação (0,5%), há uma melhora na resistência à liquefação da areia. Para um mesmo número de ciclos é necessária uma maior tensão de desvio cíclica ou CSR para o desencadeamento da liquefação. Enquanto no solo não cimentado o excesso de poropressão cresce rapidamente após um $r_u = 0,7$, no solo cimentado esse parâmetro cresce gradualmente até o fim do ensaio quando o solo sofre liquefação. Esse comportamento mostra que a cimentação das partículas não é desfeita mesmo sob elevadas poropressões e contribui para a resistência até a condição de início de liquefação. Nos maiores teores de cimento, a poropressão residual na falha foi inferior a 1 em razão da maior estabilidade da estrutura.

No gráfico de razão de poropressão pelo número de ciclos normalizado os solos com algum nível de cimentação apresentam uma maior taxa de geração de poropressão. Essa resposta é similar ao observado com o aumento na densidade relativa em areias no estado puro e não implica necessariamente em uma redução da resistência. O formato da curva é alterado para um mais hiperbólico, se desviando do formato tradicional em S. De qualquer modo, há um aumento expressivo da poropressão nos primeiros ciclos em razão da tendência de contração volumétrica inicial para mobilização da resistência ao cisalhamento e, no caso dos solos estabilizados, a instabilidade pré-liquefação é convertida em um gradual aumento da poropressão (PORCINO; MARCIANÒ; GRANATA, 2012; XIAO *et al.*, 2019).

A estabilização do solo pela introdução de agentes que unem as partículas é capaz de limitar as deformações e aumentar a quantidade de ciclos necessários para o desencadeamento da liquefação. Gallagher e Mitchell (2002) reportaram deformações de apenas 0,5% aos 1000 ciclos de uma areia fofa estabilizada com grauteamento de sílica coloidal nas concentrações de 15% e 20% e submetidas a ensaio triaxial cíclico com um CSR de até 0,44. Liao, Huang e Chao

(2003) em ensaio e tratamento semelhantes reportaram resistências de 4 a 7 vezes superiores em relação ao solo puro e uma redução de até 1,6 vezes nas deformações do solo estabilizado com sílica coloidal. Díaz-Rodríguez *et al.* (2008) verificaram que a presença de sílica coloidal reduz a geração de poropressões e aumenta a coesão do solo.

Porcino, Marcianò e Granata (2015) avaliaram a resistência à liquefação dinâmica de uma areia moderadamente cimentada com um material para grauteamento à base de sílica. A resistência e rigidez do solo foi otimizada com o tratamento sendo o ganho de resistência dependente do índice de vazios inicial e da tensão vertical efetiva. Para um número de 10 ciclos, o *CSR* necessário para causar a liquefação aumentou de 0,12 na areia pura para 0,33 na areia tratada.

Comparando o melhoramento de um solo quanto à liquefação utilizando soluções de 6% a 10% de sílica coloidal e teores de 1% a 3% de cimento Portland, Vranna, Tika e Papadimitriou (2022) verificaram que os dois tratamentos são eficazes na melhoria do solo. Entretanto, a utilização de cimento, mesmo em pequenos teores de 1% resultou em melhorias equivalentes ou maiores do que aquelas obtidas com o uso da sílica coloidal. Enquanto as amostras não cimentadas apresentaram elevadas deformações em poucos ciclos, no solo estabilizado com sílica coloidal essas deformações cresceram de maneira mais gradual e só atingiram grandes valores em um número considerável de ciclos. O número de ciclos para liquefação foi superior em relação ao solo não cimentado para toda a faixa de variação do *CSR*. O padrão de liquefação do solo estabilizado também mudou de liquefação por fluxo para o tipo mobilidade cíclica. Comportamento semelhante foi obtido por Porcino, Marcianò e Granata (2012) onde amostras de solo fofo estabilizado com sílica coloidal obtiveram desempenhos equiparados ao do solo compacto puro.

Um aspecto importante avaliado por Toyota e Takada (2021) é o de que os solos fofos cimentados apresentam um comportamento mais resiliente após o estado de liquefação, com maior recuperação da tensão cisalhante e um incremento gradual da deformação cisalhante, semelhante ao que ocorre para o caso de solos com maior densidade.

Keramatikerman, Chegenizadeh e Nikraz (2017) encontraram que amostras de areia com 2% de cinza volante foram mais resistentes do que o solo puro em todas as densidades analisadas. A introdução da cinza ocasionou uma mudança no padrão de geração das poropressões ao longo dos ciclos de carregamento, com diminuição na taxa de geração por ciclo, sendo então necessária uma maior quantidade de ciclos para o colapso do solo por liquefação. O aumento no teor de cinza de 4% para 6% resultou em aumento no número de ciclos para desencadeamento da liquefação de 325 para 350 ciclos nos ensaios com 70 kPa de

tensão confinante. Quanto ao tempo de cura, o número de ciclos aumentou de 201 para 218 e 250 para as amostras com 0, 14 e 28 dias de cura sob 50 kPa de tensão de confinamento. Por fim, um aumento da tensão de confinamento de 50 kPa para 70 kPa e 90 kPa resultou em redução de 7,14% e 28,57% no número de ciclos para desencadeamento da liquefação nas amostras com 4% de cinza.

Kolay *et al.* (2019) estudaram teores superiores de cinza, de até 70%, em substituição a uma areia de Ottawa e verificaram que, inicialmente, há uma queda de resistência seguida de um ganho até teores de 25% a partir do qual a resistência volta a decrescer. O padrão na geração de poropressões foi distinto para cada teor de cinza, alterando de um comportamento gradual para rápidos incrementos em diferentes momentos do ensaio. Um aumento no teor de cinza provocou deformações mais abruptas do solo logo antes da liquefação.

A incorporação de estabilizantes também pode melhorar os parâmetros dinâmicos da areia. Porcino, Marcianò e Granata (2012) encontraram uma menor taxa de degradação do módulo cisalhante a cada ciclo para areias estabilizadas com sílica coloidal, sendo resultado das menores deformações cisalhantes experimentadas pelo solo. Krishnan *et al.* (2020) verificaram uma melhoria de mais de 150% no módulo cisalhante a grandes deformações e um aumento na taxa de amortecimento de areias estabilizadas com sílica coloidal. A adição da cinza volante por Wang *et al.* (2021b) causou uma modificação nos parâmetros com tendência a um aumento no módulo de elasticidade dinâmico e redução na taxa de amortecimento.

Precipitação de calcita induzida por microrganismos utiliza uma ação metabólica natural de bactérias para induzir a precipitação de carbonato de cálcio e alterar as propriedades de engenharia dos solos. Riveros e Sadrekarimi (2020) utilizaram essa técnica para melhorar a resistência cíclica da areia do rio Fraser. Os resultados demonstram que a velocidade de propagação de ondas cisalhantes aumentou em 31% com um único ciclo de tratamento. A resistência à liquefação das amostras estabilizadas foi 67% superior à dos solos em seu estado puro. O padrão de geração de excessos de poropressão, analisado pela variação do parâmetro r_u com o número de ciclos, foi alterado de uma rápida variação para um incremento mais gradual e constante. Também foi observada uma mudança no mecanismo de falha de liquefação por fluxo para mobilidade cíclica devido ao tratamento. Os resultados sugerem que o tratamento foi mais eficaz no combate à liquefação do que a densificação do solo, constatação também realizada por Xiao *et al.* (2019).

Na avaliação da resposta cíclica de um solo do tipo *loess* estabilizado com biocimentação, Sun *et al.* (2021) reportaram que a poropressão e a deformação axial acumulada foram efetivamente controladas com a precipitação de calcita nas partículas. Também se

observou que o acúmulo de deformações não foi simétrico, sendo maior durante os esforços de extensão. Assim como no caso do solo puro, uma vez que o parâmetro r_u atingiu valores próximos de 1 as deformações aumentaram rapidamente excedendo a deformação máxima do critério de ruptura.

Vranna e Tika (2020) afirmam que a resistência à liquefação, expressa por meio da razão de tensão cíclica capaz de provocar a liquefação em um determinado número de ciclos, como o CRR_{15} , pode ser relacionada à resistência do solo em ensaios de compressão não confinada q_u . Foi obtida uma relação diretamente proporcional entre o CRR_{15} e q_u , permitindo assim, uma previsão da resistência à liquefação dinâmica por meio de um ensaio mais simplificado. Clough *et al.* (1989) já haviam constatado essa relação, verificando ainda que para solos com diferentes densidades relativas as curvas se distinguem especialmente em menores valores de q_u . Para resistências à compressão superiores a 60 kPa as curvas tendem a se sobrepor.

O incremento na resistência dos solos com algum tipo de estabilização pode ser avaliado por meio de um fator chamado fator de melhoramento ou “*improvement factor*” representado pelo símbolo I_f e que relaciona o CRR para um determinado número de ciclos do solo estabilizado com o CRR do solo puro ou não tratado (Equação 10). Geralmente, o número de ciclos utilizado é o de 15 ciclos que, como visto anteriormente, representa um número típico para terremotos de magnitude 7.5. Valores de I_f superiores a 1 indicam um efeito positivo do tratamento na resistência do solo enquanto valores inferiores a 1 um efeito negativo. Xiao *et al.* (2019) encontraram maiores valores de I_f para areias fofas do que compactas para um tratamento com biocimentação.

$$I_f = \frac{CRR_{15(\text{solo estabilizado})}}{CRR_{15(\text{solo puro})}} \quad \text{Eq. (10)}$$

2.9.1 Influência da intensidade do carregamento

Diversos autores verificaram que assim como no caso de solos não cimentados um aumento na intensidade do carregamento cíclico acarreta em redução na quantidade de ciclos necessários para o desencadeamento da liquefação (CLOUGH *et al.*, 1989; KERAMATIKERMAN; CHEGENIZADEH; NIKRAZ, 2017; RASOULI; FATAHI; NIMBALKAR, 2020; TOYOTA; TAKADA, 2021; VRANNA; TIKA, 2020; VRANNA; TIKA; PAPADIMITRIOU, 2022). Entretanto, os parâmetros a e b da Equação 3 que

representam a curva no gráfico CSR versus N_L irão depender de fatores como a quantidade de estabilizante, densidade da amostra e tensão de confinamento.

Riveros e Sadrekarimi (2020) relataram uma maior dependência do parâmetro N_L para amostras de areia estabilizadas por biocimentação em comparação a areia pura. Xiao *et al.* (2019) mostraram que as curvas de resistência para a areia biocimentada e pura são similares na forma, mas suas posições relativas são governadas pela densidade relativa e grau de cimentação. Além disso, as amostras estabilizadas apresentaram um menor valor do expoente b , indicando serem menos sensíveis ao número de ciclos do ensaio.

2.9.2 Influência do teor de estabilizante

A resistência à liquefação pode aumentar significativamente com a introdução de agentes cimentícios. Rasouli, Fatahi e Nimbalkar (2020) encontraram valores de CSR 2,25, 4,2 e 5,2 vezes superiores para os solos com 0,5%, 1% e 2% de cimento, respectivamente. Foi necessário um maior CSR para o desencadeamento da liquefação em um mesmo número de ciclos. Resultados semelhantes já haviam sido reportados por Saxena, Reddy e Avramidis (1988) na estabilização de areias com cimento. Enquanto a resistência do solo aumentou com o teor de cimento, as deformações e a geração de poropressões ao longo do ensaio foram inversamente proporcionais a esse fator. Em maiores teores de cimento (5% e 8%) a areia não sofreu liquefação mesmo sob elevados valores de CSR .

Vranna e Tika (2020) encontraram que o incremento de 0% a 1% e 3% de cimento resultou em significativa melhora na resposta cíclica de uma areia tanto no estado fofo quanto compacto. Para um mesmo valor de índice de vazios e 100 kPa de tensão confinante as areias com teores de 1% e 3% apresentaram valores de CRR_{15} duas e quatro vezes superiores aos encontrados para a areia não cimentada. Ganho de resistência também foi obtido por Keramatikerman, Chegenizadeh e Nikraz (2017) no incremento de teor de cinza volante em uma areia quartzosa de granulometria uniforme e partículas arredondadas. Um aumento no teor de cinza de 4% para 6% resultou em aumento no número de ciclos de 350, 325 e 250 ciclos para 375, 350 e 275 ciclos nos testes conduzidos sob as tensões de confinamento de 50 kPa, 70 kPa e 90 kPa, respectivamente.

Segundo Toyota e Takada (2021), em solos cimentados, a resistência à liquefação é incrementada a partir de 0,3% de teor de cimento. Abaixo desse teor, as curvas de resistência CSR versus N_L são praticamente idênticas as do solo com 0% de cimento. A partir desse teor, a

resistência, representada pelo CRR_{15} , passa a superar a do solo não cimentado proporcionalmente ao teor de cimento.

Vranna, Tika e Papadimitriou (2022) verificaram que um aumento no teor de sílica coloidal acarretou em uma maior resistência à liquefação, entretanto, esse fator parece ser menos significativo para o caso de altos valores de CSR onde as curvas tendem a se aproximar. Comparando os gráficos de CRR_{15} versus a densidade relativa, as curvas referentes a 6% e 10% de sílica coloidal permaneceram bem próximas implicando numa menor influência do teor de estabilizante para esse caso. Uma redução na taxa de geração de deformações cisalhantes e razão de poropressão foi reportada por Díaz-Rodríguez *et al.* (2008) com o aumento no teor de sílica coloidal.

2.10 COMPORTAMENTO DA AREIA EÓLICA DE NATAL EM ENSAIOS TRIAXIAIS MONOTÔNICOS

Fontoura *et al.*, (2022) avaliou a resposta drenada da areia eólica de Natal pura e estabilizada com cimento em ensaios triaxiais monotônicos drenados sob deformação controlada, conduzidos em areias fofa, medianamente compacta e compacta sob tensões de confinamento de 50 kPa, 100 kPa, 200 kPa e 300 kPa e diferentes teores de cimento (0%, 2,5%, 5,0% e 7,5%).

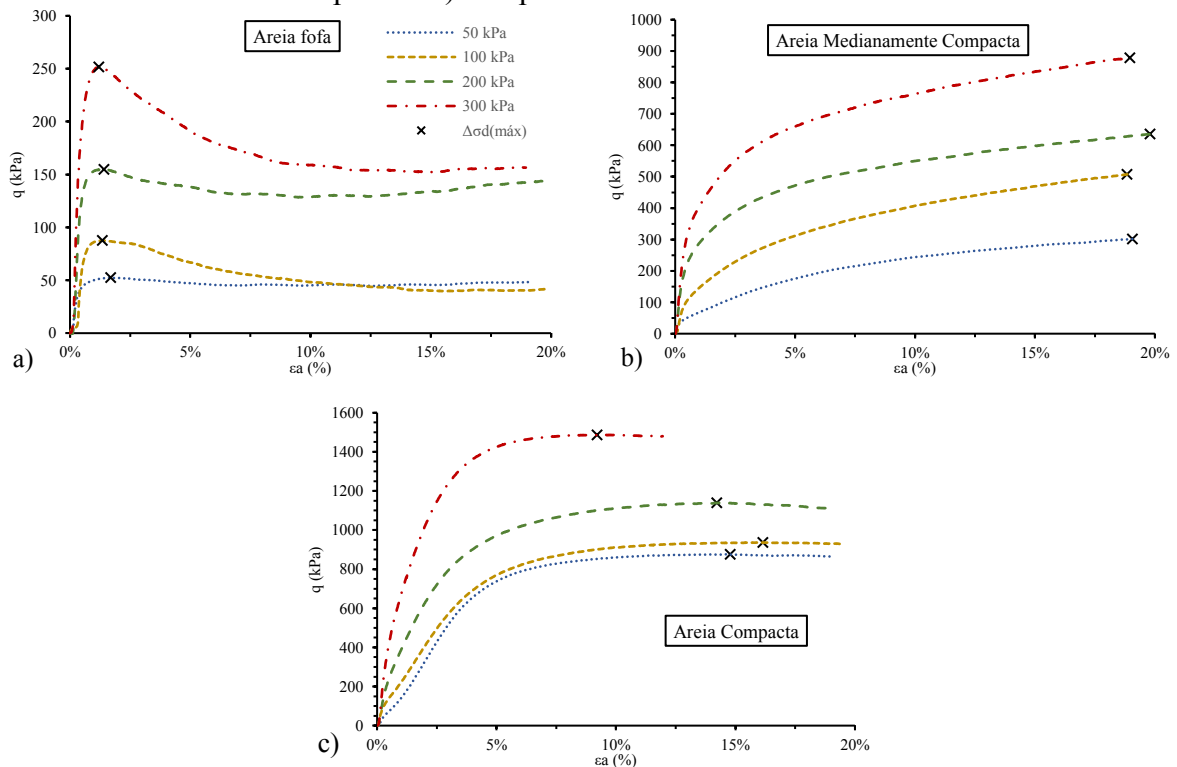
O comportamento tensão-deformação da areia eólica de Natal pura em ensaios drenados foi marcado por uma resposta dúctil e contrativa nas amostras fofas e medianamente compactas, com uma tensão desvio máxima em grandes deformações. As amostras compactas apresentaram um comportamento mais frágil com surgimento de pico pouco pronunciado em pequenas deformações e comportamento marcadamente dilatante. O desempenho da areia pura foi diretamente proporcional à tensão de confinamento aplicada. Quanto aos parâmetros de resistência, a areia apresentou um intercepto coesivo nulo com ângulo de atrito variando entre $34,1^\circ$ e $31,1^\circ$.

A incorporação de cimento na areia ocasionou em aumento da resistência de pico e fragilidade das amostras, com surgimento de um pico bem pronunciado a pequenas deformações de até 4%, bem como de um plano de concentração de deformações cisalhantes bem definido. O comportamento volumétrico foi marcado por uma resposta dilatante, mesmo em amostras de menor densidade relativa, que reduziu com o aumento na tensão de confinamento. Para uma tensão de confinamento de 100 kPa, foram obtidos incrementos na tensão desvio de 220 kPa, para 335 kPa, 539 kPa e 891 kPa, para as amostras de areia fofa

estabilizadas com 2,5%, 5% e 7,5% de cimento, respectivamente. Quanto aos parâmetros de resistência, tanto o ângulo de atrito do solo quanto o intercepto coesivo aumentaram com aumento no teor de cimento e redução no índice de vazios. Para as amostras fofas, com índice de vazios de 0,8, o intercepto coesivo aumentou de 0 kPa na areia pura, para 24,0 kPa, 87,3 kPa e 138,7 kPa na areia estabilizada com 2,5%, 5% e 7,5% de cimento, respectivamente. O ângulo de atrito variou de $31,1^\circ$ para $32,5^\circ$, $32,6^\circ$ e $37,6^\circ$, respectivamente.

O comportamento não drenado da areia eólica de Natal foi avaliado por Souza Júnior (2019) em ensaios triaxiais monotônicos realizados sob tensões de confinamento de 50 kPa, 100 kPa, 200 kPa e 300 kPa em amostras de areia pura no estado fofo, medianamente compacto e compacto. O comportamento tensão-deformação da areia pura em cada densidade relativa pode ser observado na Figura 25.

Figura 25 - Comportamento tensão-deformação da areia pura a) fofo b) medianamente compacta e c) compacta em ensaios monotônicos.



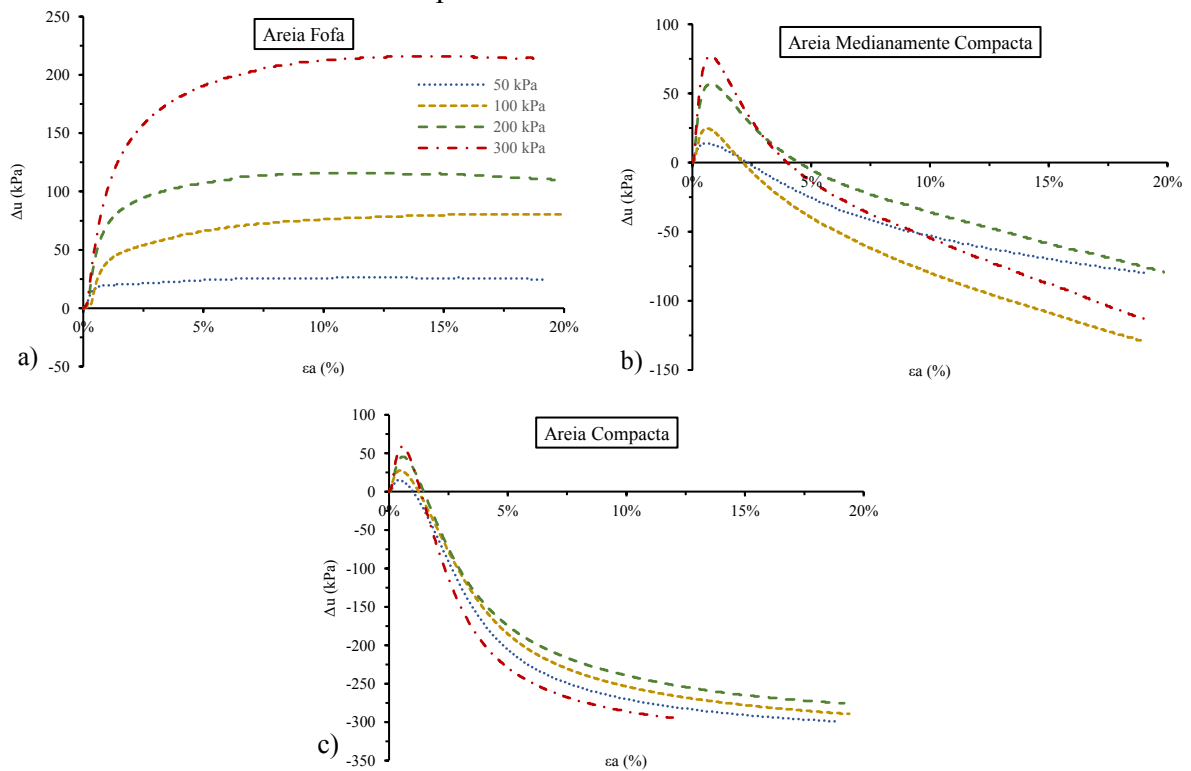
Fonte: Adaptado de Souza Júnior (2019)

Enquanto as amostras fofas apresentaram um comportamento frágil, com um pico bem pronunciado em pequenas deformações e redução até um valor residual em grandes deformações, as amostras mais compactas apresentaram um comportamento dúctil. A resistência de pico aumentou com o aumento da densidade relativa para todas as tensões de

confinamento. Por exemplo, a tensão desviadora máxima obtida para as amostras fofa, medianamente compacta e compacta para a tensão de confinamento de 100 kPa foi, respectivamente, próximo a 88 kPa, 507 kPa e 937 kPa. Incremento na tensão desvio de aproximadamente 52 kPa para 88 kPa, 155 kPa e 251 kPa, também foi obtido com o aumento da tensão de confinamento de 50 kPa para 100 kPa, 200 kPa e 300 kPa, respectivamente.

Quanto à geração de excessos de poropressão durante o ensaio (Figura 26) as amostras mais fofas apresentaram uma tendência totalmente contrativa com geração de excessos de poropressão positivos desde o início do ensaio e tendência de estabilização em grandes deformações. As amostras mais compactas apresentaram uma tendência inicialmente contrativa com um pico de poropressão positiva em pequenas deformações e depois inversão para uma tendência dilatante até o fim do ensaio. Um aumento da tensão de confinamento tende a reduzir a tendência dilatante nas amostras mais compactas ou aumentar a tendência contrativa nas amostras fofas. No último caso, o excesso de poropressão atingido aos 20% de deformação axial foi de, aproximadamente, 24 kPa, 80 kPa, 110 kPa e 214 kPa, para as amostras submetidas às tensões de confinamento de 50 kPa, 100 kPa, 200 kPa e 300 kPa, respectivamente.

Figura 26 - Variação da poropressão na areia pura a) fofa b) medianamente compacta e c) compacta em ensaios monotônicos.

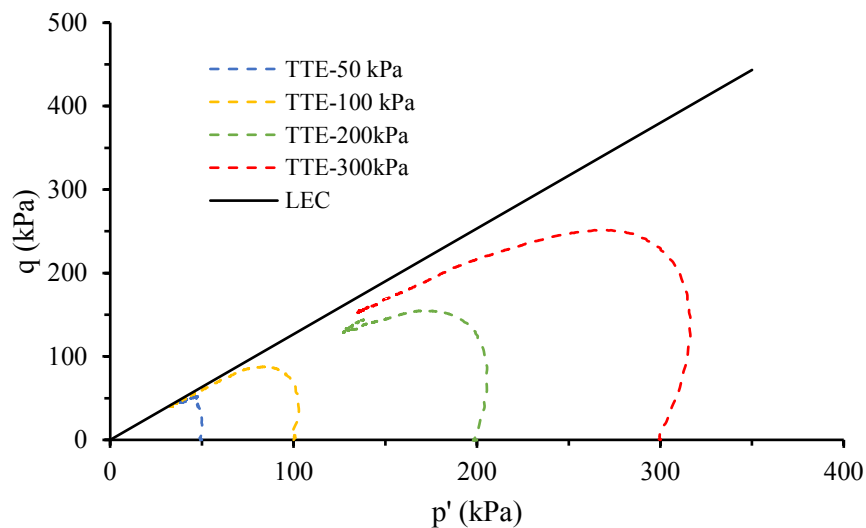


Fonte: Adaptado de Souza Júnior (2019)

Utilizando os dados da areia fofa e medianamente compacta que atingiram condições mais próximas à apresentada na Teoria dos Estados Críticos, Souza Júnior (2019) ainda reportou um ângulo de atrito no estado crítico para a areia eólica de Natal de $31,5^\circ$, sendo compatível com os valores encontrados para areias com baixo teor de finos, granulometria uniforme, grãos de formato angular a subangular e mineralogia predominantemente quartzosa, características típicas da areia em estudo.

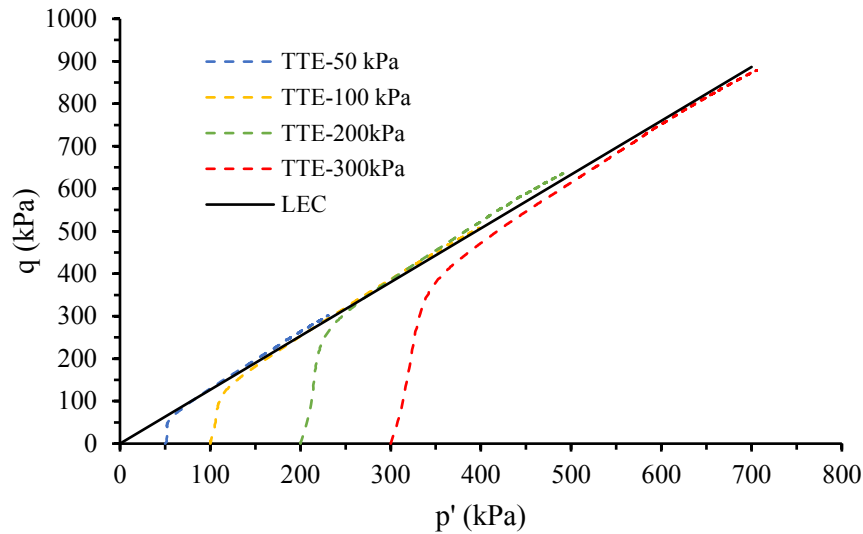
Observando as trajetórias de tensões efetivas no plano $p': q$ apresentadas pelas amostras de areia pura (Figura 27 a Figura 29), é possível verificar que as amostras no estado fofo apresentam um aumento da tensão desvio até o pico de resistência, quando então a trajetória se encaminha para a linha de estados críticos e ao atingi-la permanece até o fim do ensaio, caracterizando o fenômeno de liquefação. As amostras mais compactas apresentam um comportamento dilatante com crescimento da tensão desvio até o fim do ensaio quando então atingem a linha de estados críticos. No caso das amostras fofas, a ligação dos pontos de tensão desvio máxima, coincidentes com a inversão de comportamento do solo, dão origem à linha de instabilidade, que apresentou uma inclinação no plano $p': q$ de $43,11^\circ$.

Figura 27 - Trajetórias de tensões efetivas da areia pura fofa em ensaios monotônicos.



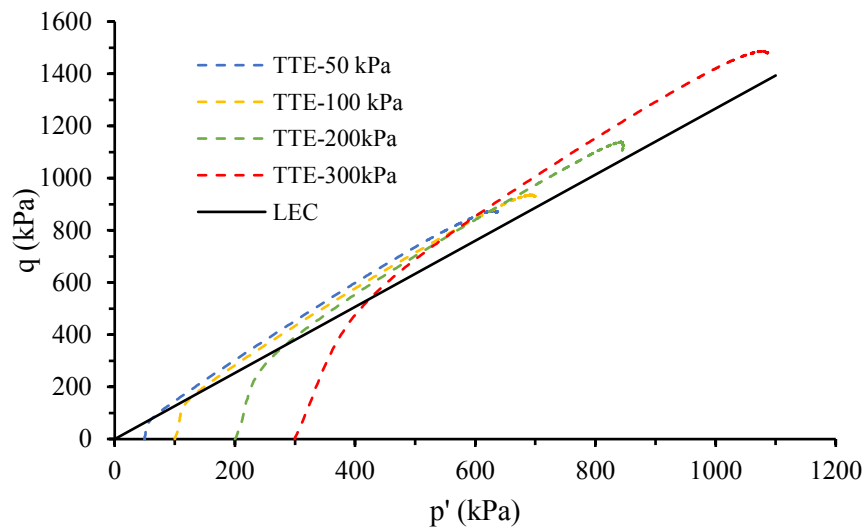
Fonte: Adaptado de Souza Júnior (2019)

Figura 28 - Trajetórias de tensões efetivas da areia pura medianamente compacta em ensaios monotônicos.



Fonte: Adaptado de Souza Júnior (2019)

Figura 29 - Trajetórias de tensões efetivas da areia pura compacta em ensaios monotônicos.



Fonte: Adaptado de Souza Júnior (2019)

2.11 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste capítulo foi possível compreender que a liquefação dos solos é um tema de grande relevância na engenharia geotécnica atual. Sua frequente ocorrência em eventos ao redor do mundo, seja durante sismos ou em condições estáticas, bem como o desencadeamento de prejuízos consideráveis à infraestrutura e população local reforçam a necessidade de seu estudo. Esse fenômeno se desenvolve mais frequentemente em solos não coesivos saturados com a aplicação de esforços cisalhantes, sob condições não drenadas, e que provoca a geração de

poropressões que reduzem as tensões efetivas e, por sua vez, causam uma perda de resistência e rigidez do solo, afetando a capacidade de carga e as estruturas assentes sobre esse material. Conforme exposto anteriormente, a liquefação pode ocorrer na forma de fluxo ou por mobilidade cíclica e depende de fatores como densidade relativa, estrutura e características físicas do solo, tensão de confinamento, intensidade do carregamento e histórico de tensões, podendo ainda ser eficientemente relacionada à teoria dos estados críticos.

Em razão disso, os estudos atuais buscam compreender melhor os aspectos inerentes ao desencadeamento desse fenômeno, bem como, desenvolver técnicas que visam reduzir a sua ocorrência ou mitigar os seus efeitos nas estruturas. No primeiro caso, a correlação com dados de ensaios de campo ou a execução de ensaios de laboratório como o ensaio de carregamento triaxial permitem a identificação da suscetibilidade dos depósitos e seus parâmetros dinâmicos em médias a grandes deformações. Entretanto, a influência dos fatores citados em alguns tipos específicos de solos como no caso de areias eólicas ainda necessita ser verificada. Além disso, enquanto fatores como a intensidade de carregamento e densidade relativa tem seu efeito bem definido, a influência da tensão de confinamento e do teor de finos na resistência à liquefação dos solos possui controvérsias, o que requer novos estudos mais abrangentes.

No segundo caso, soluções tradicionais estão sendo substituídas por novas técnicas de menor custo, baixo impacto nas construções vizinhas e maior sustentabilidade, como é o caso das técnicas de remediação passiva com biocimentação e nanomateriais ou estabilização química com uso de resíduos industriais. A estabilização química, em especial, com a cimentação dos grãos, reduz a tendência contrativa do solo, por limitação no deslocamento das partículas, reduzindo a geração de excessos de poropressão e a suscetibilidade à ocorrência de liquefação. Com isso, os solos cimentados, mesmo no estado fofo, passam a apresentar um comportamento dilatante em carregamentos monotônicos ou suportar uma maior quantidade de ciclos até o alcance do critério de ruptura.

Embora de efeito benéfico, o comportamento de solos cimentados em ensaios monotônicos e cíclicos e os fatores que influenciam na sua resposta ainda carece de maiores estudos. Atrelado a isso, a utilização de resíduos industriais em técnicas de estabilização dos solos também pode ser expandida. Dado suas características pozolânicas, sua elevada produção e a possibilidade de reduzir os impactos na sua destinação final, o resíduo de polimento de porcelanato surge como um candidato adequado para o uso nessas aplicações e com isso, esse estudo visa avaliar não somente os fatores que influenciam na resposta de um solo suscetível à liquefação, uma areia de origem eólica no seu estado puro, mas também, a mitigação do fenômeno pelo uso de um estabilizante alternativo com a mistura de RPP e cal hidratada.

3 PLANEJAMENTO EXPERIMENTAL

Neste capítulo são descritas as etapas que transcorreram para o desenvolvimento da pesquisa. A metodologia utilizada pode ser classificada como de caráter qualitativa uma vez que busca compreender com profundidade o comportamento dos materiais coletados. É ainda uma pesquisa exploratória e descritiva uma vez que objetiva proporcionar maior familiaridade com o tema e descrever o fenômeno de liquefação e a estabilização do solo.

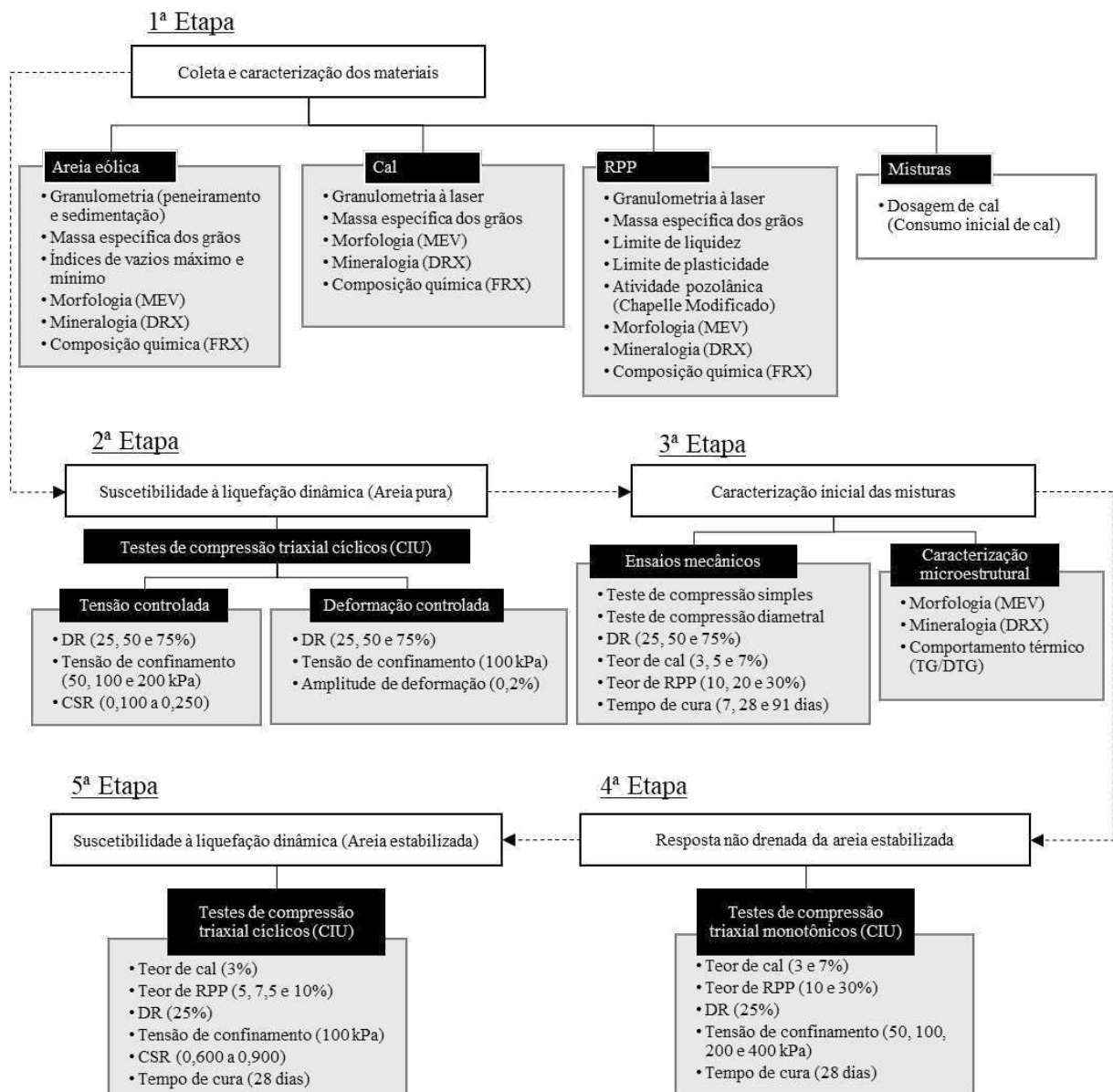
O planejamento experimental foi realizado com o intuito de analisar a suscetibilidade à liquefação de uma areia eólica por meio de ensaios triaxiais não drenados sob carregamentos cíclicos, simulando a ocorrência de um sismo ou de ondas geradas por outras fontes de cargas dinâmicas. Além disso, também se objetivou verificar a influência da estabilização química com material alternativo na resistência mecânica e resposta cíclica do solo.

O programa experimental foi desenvolvido em cinco etapas (Figura 30), na primeira com a execução de visitas *in loco* para a coleta de amostras dos materiais seguida de caracterização quanto às propriedades físicas, químicas e mineralógicas. As características e propriedades dos materiais usados são apresentadas no capítulo 4.

A segunda etapa do trabalho objetivou caracterizar o comportamento mecânico do solo de natureza arenosa em ensaios triaxiais sob carregamento cíclico, em condição não drenada, por meio de amostras reconstituídas por compactação em diferentes densidades relativas e submetidas a diferentes estados de tensão. Nessa fase, se analisou a resposta do solo em termos de poropressões e tensões efetivas obtendo ainda seus parâmetros dinâmicos, módulo de cisalhamento e taxa de amortecimento, importantes na modelagem do comportamento dos depósitos.

Na terceira etapa foram realizados ensaios de resistência à compressão não confinada e resistência à tração na compressão diametral para avaliação do desempenho de amostras compactadas de areia pura e estabilizadas pela incorporação de cal hidratada e RPP em diferentes teores, densidades relativas e tempos de cura. Essa etapa visou analisar previamente a melhoria na resistência do solo pelo desenvolvimento de reações de cimentação entre o RPP e a cal hidratada. Para otimização dos experimentos e avaliação dos efeitos de cada variável, utilizou-se um planejamento fatorial com delineamento composto central e metodologia rotacional (DCCR). Ainda foram realizados testes de caracterização química, mineralógica, morfológica e térmica para estudo e compreensão dos mecanismos que provocam a alteração no desempenho do solo estabilizado.

Figura 30 - Esquema do programa experimental da pesquisa.



Na quarta etapa, a resposta não drenada do solo estabilizado foi inicialmente analisada por meio de testes de compressão triaxial monotônicos conduzidos na areia fofa com diferentes teores de cal hidratada e RPP e submetidas a testes sob variadas tensões de confinamento. Assim, foi possível analisar o comportamento tensão-deformação da areia, bem como seus parâmetros de resistência e trajetórias de tensões, identificando os efeitos da estabilização no intercepto coesivo e ângulo de atrito do solo, bem como no seu potencial de liquefação estático.

Por fim, na quinta etapa a influência do estabilizante na mitigação da liquefação e melhoria do desempenho dinâmico da areia foi avaliada por meio de testes de carregamento triaxial cíclicos, avaliando aspectos como o padrão de geração das poropressões, deformações e número de ciclos para desencadeamento da liquefação. O detalhamento dos métodos

utilizados, bem como os resultados e discussões da segunda à quinta etapas são apresentados nos capítulos 5 ao 8, respectivamente.

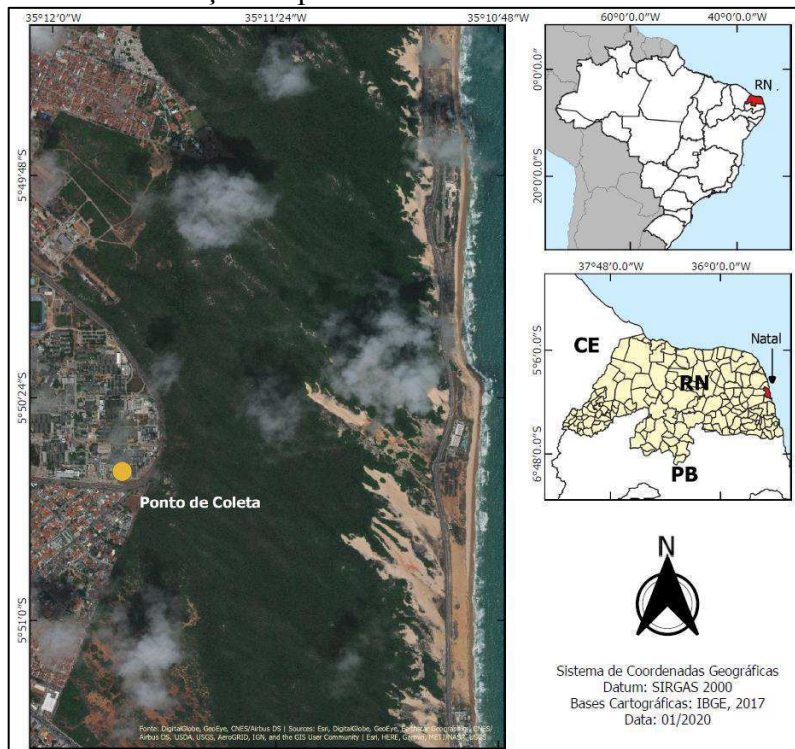
4 MATERIAIS

Neste capítulo são descritos os procedimentos de coleta e caracterização dos materiais utilizados na pesquisa, incluindo os locais e forma de coleta ou aquisição, ensaios utilizados para conhecer suas propriedades e os locais onde esses ensaios foram realizados.

4.1 COLETA E CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS

A areia utilizada na pesquisa provém de um depósito eólico localizado na cidade de Natal no Estado do Rio Grande do Norte (Figura 31). A geologia do município é formada basicamente pelos terrenos sedimentares da Formação Barreiras, acima do qual se encontram, na maior parte do território, os terrenos eólicos vegetados, dunas fixas, originadas pela ação dos ventos e compostas de areias quartzosas bem selecionadas de coloração avermelhada a amarronzada, com formas de dunas residuais ou lençóis arenosos. Há ainda os depósitos eólicos não vegetados com areias finas a médias de coloração esbranquiçada (FONSECA *et al.*, 2012).

Figura 31 - Localização do ponto de coleta das amostras de areia eólica.



As amostras foram coletadas no Campus da Universidade Federal do Rio Grande do Norte (Figura 32), próximo ao Parque das Dunas, cujos limites ocorrem com a faixa de praia formada por depósitos arenosos ricos em bioclastos. Por se tratar de um material não coesivo, puramente arenoso, a extração de amostras indeformadas em campo é uma tarefa de grande complexidade exigindo métodos não convencionais. Optou-se pelo estudo de amostras reconstituídas em laboratório por meio de processo de compactação, sendo realizadas coletas de amostras deformadas por meio de escavação manual e em quantidade suficiente para a realização de toda a pesquisa.

O armazenamento dessas amostras foi realizado em sacos plásticos identificados sendo devidamente transportadas para o Laboratório de Mecânica dos Solos da Universidade Federal do Rio Grande do Norte onde ficaram acondicionadas até a realização dos ensaios iniciais de caracterização e os ensaios de desempenho referentes à terceira e quarta etapas do planejamento experimental. Parte das amostras também foi transportada para o Laboratório de Geotecnia e Pavimentação da Universidade Federal de Campina Grande onde foram realizados os demais ensaios da pesquisa.

Figura 32 - Processo de coleta da areia eólica.



A caracterização da areia quanto às suas propriedades físicas foi executada por meio de ensaios de granulometria por peneiramento e sedimentação (NBR 7181/2016), massa específica dos grãos (ASTM D854/2014) e índices de vazios máximo (NBR 16840/2020) e mínimo (NBR 16843/2020). A composição química, mineralogia e morfologia das partículas foram obtidas, respectivamente, por meio de Fluorescência de Raios-X (FRX), Difractometria de Raios-X (DRX) e Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV).

O resíduo do polimento de porcelanato utilizado nesta pesquisa foi coletado em uma indústria localizada no município de Conde/PB que fabrica até 15.000 m² de porcelanato polido diariamente. Em função dessa atividade são geradas cerca de 35 toneladas de resíduo por dia. O efluente, resultante do processo de polimento das peças (com ou sem esmaltação) utilizando um material abrasivo e na presença de água, é direcionado por tubulações até um filtro prensa que tem a função de compactar e reduzir o teor de umidade desse material. Os sólidos gerados são armazenados no pátio da empresa na forma de pilhas para finalização do processo de secagem e posterior destinação a aterro sanitário.

O processo de coleta se deu nessas pilhas de acordo com as recomendações da NBR 10007/2004 que trata da amostragem de resíduos sólidos. Foram coletados cerca de 200 kg de material em diferentes pilhas e posições e em descartes relativos a um período de uma semana, proporcionando maior homogeneidade frente às variações da linha de produção. O material foi armazenado em sacos plásticos identificados e selados devidamente, sendo transportados para o laboratório para caracterização. Na Figura 33 estão mostradas as pilhas de armazenamento onde foi realizada a coleta do RPP na indústria geradora.

Figura 33 - Pilhas de armazenamento onde foram coletadas amostras de RPP.



O material coletado foi inicialmente homogeneizado e seco em estufa a uma temperatura de aproximadamente 100°C por um período de 24h. O material seco foi destorroado para então ser submetido a ensaios de caracterização.

Para a caracterização do RPP foram realizados ensaios de granulometria a laser, massa específica dos grãos (ASTM D854/2014) e limites de liquidez (NBR 6459/2016) e plasticidade (NBR 7180/2016). Foram ainda avaliadas sua composição química, mineralogia e morfologia por meio dos ensaios de FRX, DRX e MEV, respectivamente. Como o mecanismo principal de melhoria das misturas ocorre em função de reações pozolânicas entre a cal hidratada e o resíduo, o potencial pozolânico do RPP foi aferido pelo método químico de Chapelle modificado normatizado pela NBR 15895/2010.

A cal hidratada utilizada foi do tipo CH-I de elevada pureza, adquirida no comércio local e caracterizada por meio de ensaios de granulometria a laser, massa específica, FRX, DRX e MEV.

A granulometria a laser foi realizada em um granulômetro a laser CILAS modelo 1090D do Laboratório de Cimentação de Poços da Universidade Federal do Rio Grande do Norte. O material foi previamente seco em estufa e peneirado em peneira de 500 μm para então ser analisado com técnica de dispersão por via seca.

A fluorescência de Raios-X foi realizada no Laboratório de Peneiras Moleculares da Universidade Federal do Rio Grande do Norte em aparelho Bruker S2 Ranger, utilizando radiação Pd e anodo de Ag, potência máxima de 50 W, tensão máxima de 50 kV e corrente máxima de 2 mA. Para detecção dos elementos utilizou-se um detector XFlash® Silicon Drift.

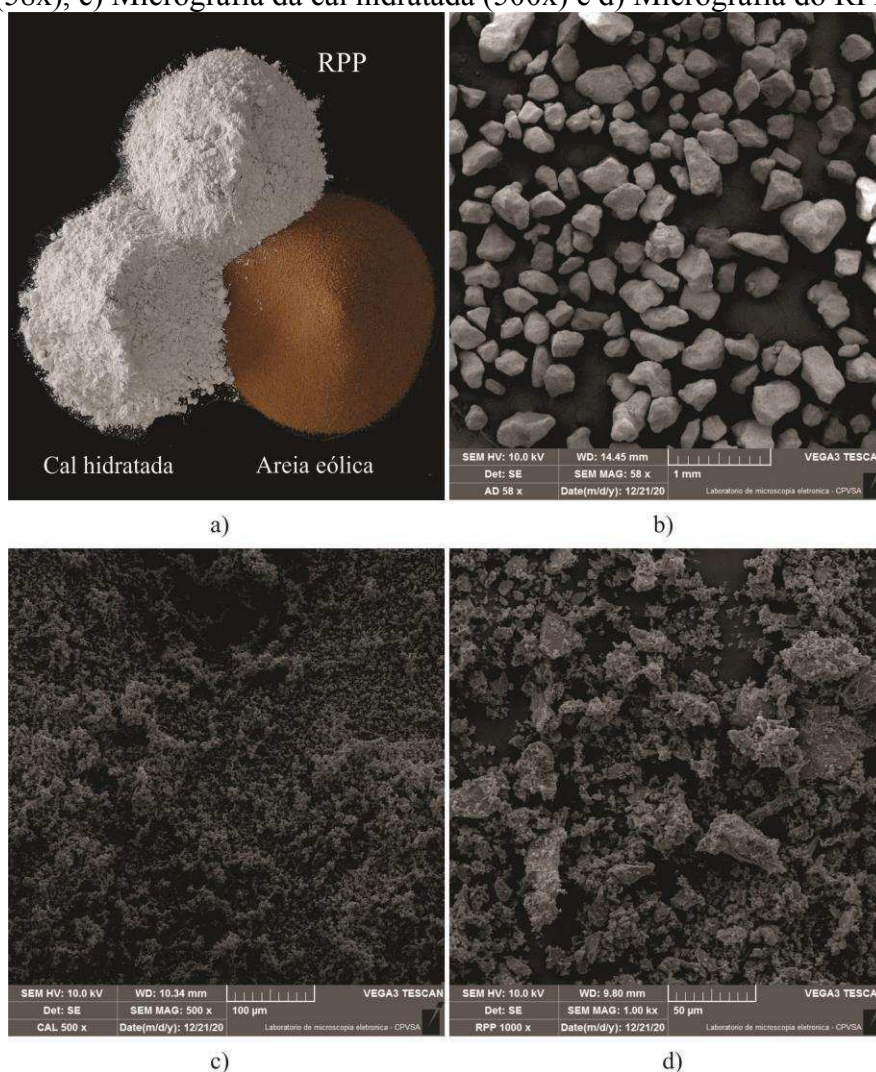
As análises de DRX foram realizadas no Laboratório de Ensaaios de Materiais do Centro de Tecnologias do Gás e Energias Renováveis (CTGÁS-ER) em equipamento da marca Shimadzu XRD-6000 com fonte de radiação Cu-K α operando a uma tensão de 30 kV e corrente de 30 mA. As medidas foram conduzidas a uma velocidade de varredura de 2°/min, passo angular de 0,02° e 2 θ variando de 10° a 80°. Para a identificação das fases mineralógicas utilizou-se o software X'Pert HighScore.

A morfologia das amostras foi avaliada em aparelho de MEV da marca TESCAN modelo VEGA 3 XMH com detecção de elétrons secundários, operando a 5 kV, e equipado com acessório de espectroscopia por energia dispersiva (EDS) que permite verificar a composição química em alguns pontos das amostras. As amostras foram previamente submetidas a processo de secagem em estufa e metalização com ouro no intuito de otimizar o contraste de visualização.

4.2 PROPRIEDADES DOS MATERIAIS

Nesta pesquisa foram utilizadas uma areia de origem eólica, cal hidratada e um resíduo oriundo do processo de polimento de porcelanato. Na Figura 34 podem ser visualizadas a morfologia de cada um dos materiais, após o processo de preparação, por meio de fotografia e micrografias obtidas por MEV.

Figura 34 - Morfologia dos materiais utilizados nesta pesquisa. a) Fotografia b) Micrografia da areia (58x), c) Micrografia da cal hidratada (500x) e d) Micrografia do RPP (1000x).



O solo trata-se de uma areia quartzosa de origem eólica com partículas de formato angular a sub-angular, formato típico de areias dessa origem (LI *et al.*, 2022). Na Figura 35 é possível visualizar a curva granulométrica da areia, na Tabela 4 são apresentadas suas propriedades físicas. O material possui uma granulometria uniforme sendo composto por 96,23% de partículas na fração areia (0,06 - 2,00 mm) e classificada como uma areia mal

graduada (SP) pelo Sistema Unificado de Classificação (SUCS). Possui ainda cerca de 3,78% de material passante na peneira #200 o que a caracteriza como uma areia com baixo teor de finos (% passante na #200 inferior a 5%).

Figura 35 - Curvas granulométricas dos materiais utilizados na pesquisa.

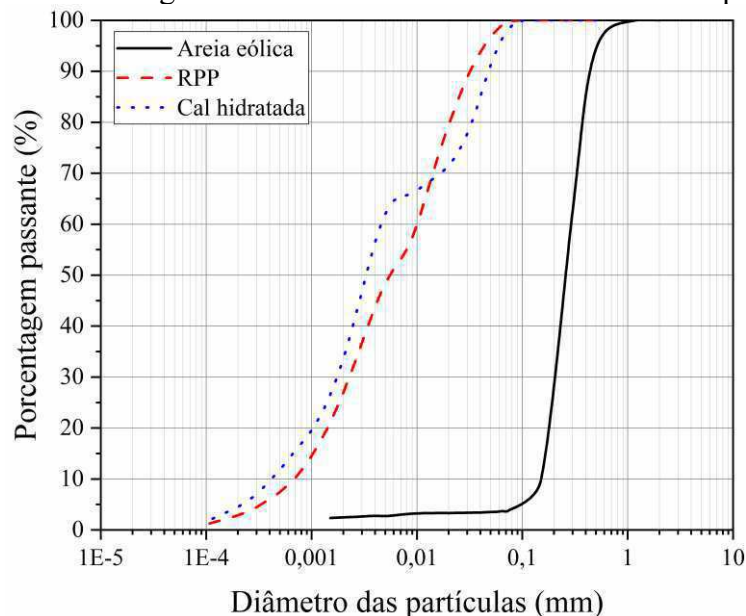
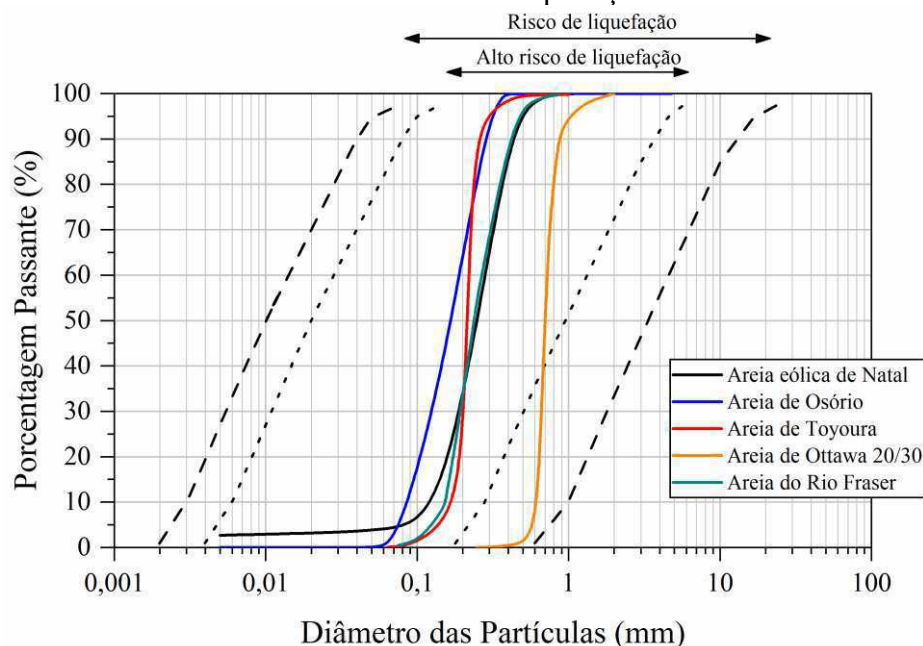


Tabela 4 - Propriedades físicas da areia eólica de Natal.

Propriedades	Valor
Massa específica dos grãos (g/cm^3)	2,66
Diâmetro médio (d_{50}) (mm)	0,26
Diâmetro efetivo (d_{10}) (mm)	0,15
Coefficiente de não uniformidade (C _{nu})	1,94
Coefficiente de curvatura (C _c)	0,98
Índice de vazios máximo ($e_{\text{máx}}$)	0,84
Índice de vazios mínimo ($e_{\text{mín}}$)	0,60

Na Figura 36 pode-se verificar que a curva granulométrica da areia eólica de Natal está posicionada dentro da faixa que enquadra os solos com elevado risco ao fenômeno de liquefação segundo a norma técnica italiana para construções (NTC, 2008). Além disso, a granulometria também é semelhante a encontrada em areias de outras origens e localidades que apresentam elevada suscetibilidade à liquefação já atestada em ensaios estáticos e dinâmicos, é o caso da areia de Osório (Brasil) de origem eólica, Toyoura (Japão) e Ottawa (Canadá), de origem marinha, e areia do rio Fraser (Canadá), cujas curvas granulométricas também estão representadas.

Figura 36 - Posição da curva granulométrica da areia eólica de Natal em relação aos limites de solos suscetíveis à liquefação.



Na Tabela 5 as características granulométricas da areia eólica de Natal são comparadas com as obtidas nos outros solos citados. A areia eólica de Natal apresentou valores de índices de vazios máximo ($e_{máx}$) e mínimo ($e_{mín}$) próximos da areia de Osório, que também é de origem eólica e proveniente de dunas costeiras. Entretanto, maiores discrepâncias foram obtidas no índice de vazios máximo em relação aos solos de outras origens. Ainda pode-se verificar que os valores de densidade específica (G_s) são semelhantes, com variações máximas de 0,03, o que era esperado por se tratarem de solos com mineralogia semelhantes, predominantemente quartzosa. Todos os solos foram enquadrados como mal graduados, com baixos valores de coeficiente de não uniformidade (C_{nu}), entretanto, o diâmetro médio (d_{50}) da areia eólica de Natal é superior ao encontrado na areia de Osório, de mesma origem, indicando se tratar de um material mais granular.

Tabela 5 - Comparação das características físicas da areia eólica de Natal.

Material	G_s	(d_{50}) (mm)	C_{nu}	$e_{máx}$	$e_{mín}$	Fonte
Areia eólica de Natal	2,66	0,26	1,94	0,84	0,60	Souza Júnior (2019)
Areia de Osório	2,65	0,17	2,11	0,85	0,60	Cruz (2008)
Areia de Toyoura	2,66	0,21	1,24	0,89	0,61	Asadi <i>et al.</i> (2018)
Areia de Ottawa 20/30	2,67	0,70	1,16	0,72	0,51	Kolay <i>et al.</i> (2019)
Areia do Rio Fraser	2,69	0,24	1,74	0,96	0,63	Riveros e Sadrekarimi (2020)

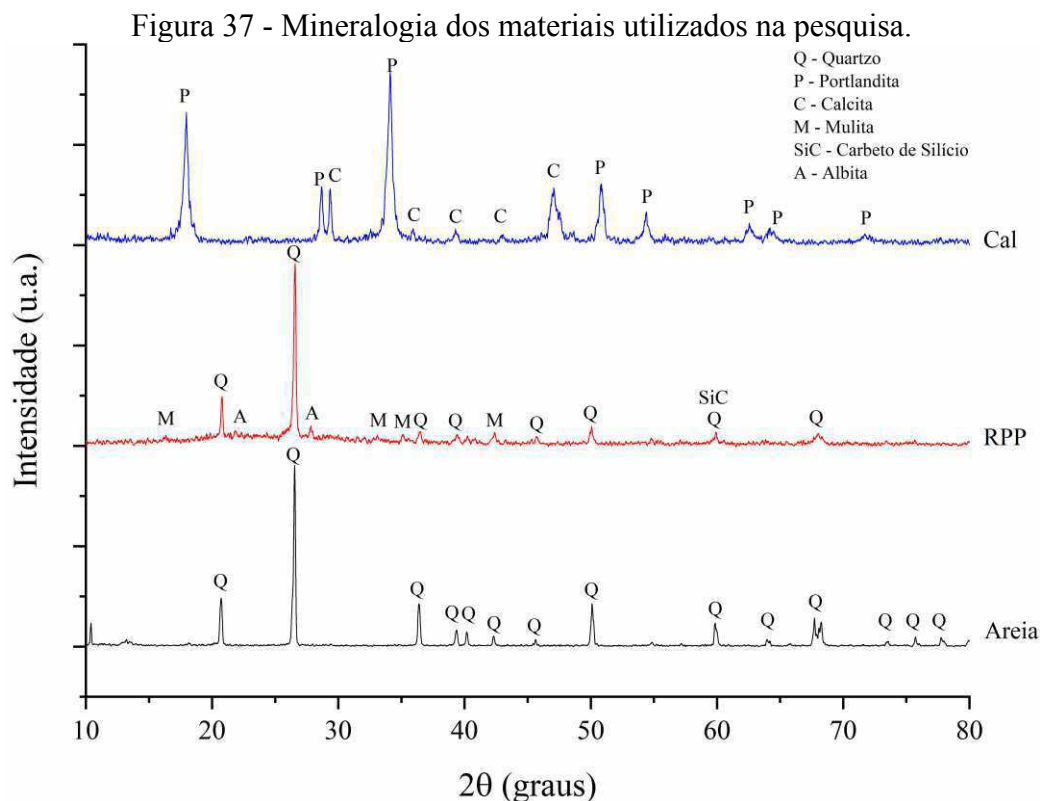
Na Tabela 6 são apresentados os resultados das análises químicas de todos os materiais. Verifica-se que o solo apresenta como principais componentes SiO_2 (75,29%) e Al_2O_3 (14,57%) o que justifica sua coloração mais amarelada. Por meio da Figura 37, onde são apresentados os resultados das análises por DRX, é possível verificar que o principal mineral presente na areia é o quartzo, o que corrobora a grande quantidade de sílica encontrada.

Tabela 6 - Composição química dos materiais utilizados na pesquisa.

Composto	Concentração em peso (%)		
	Areia eólica	RPP	Cal hidratada
SiO_2	75,29	67,48	1,88
Al_2O_3	14,57	17,91	0,97
Fe_2O_3	1,97	1,01	0,37
CaO	0,19	3,32	94,07
TiO_2	2,18	0,33	-
MgO	1,6	3,6	0,9
K_2O	1,64	3,55	0,94
NaO_2	1,6	2,0	0,5
SO_3	0,4	0,11	0,11

Na Figura 35 é possível ver a distribuição granulométrica das partículas de RPP que foi obtida por meio de granulômetro a laser. Trata-se de um material composto por 26,93% de partículas com dimensões na faixa correspondente às argilas (<0,002 mm), 71,61% na faixa dos siltes (0,002-0,06 mm) e apenas 1,46% das areias finas (0,06 - 0,2 mm). Além disso, possui 99,74% de material passante na peneira #200, diâmetro médio (d_{50}) e efetivo (d_{10}) de 5,50 μm e 0,68 μm , respectivamente. A granulometria do RPP foi semelhante a reportada em outros estudos que coletaram o material no mesmo local desta pesquisa (ARAÚJO, 2016; BREITENBACH *et al.*, 2017; MEDEIROS *et al.*, 2021; SILVA, 2012; SOUZA, 2007). O valor de d_{50} ficou dentro da faixa reportada nesses estudos (5,44 a 7,37 μm), contudo, o valor de d_{10} permaneceu ligeiramente abaixo da faixa encontrada para esse parâmetro (1,00 a 1,27 μm), o que pode estar relacionado a alterações no processo de polimento das peças.

O RPP apresentou limite de liquidez, limite de plasticidade e índice de plasticidade iguais a 31%, 27% e 4%, respectivamente, sendo classificado como um material pouco plástico. O valor de IP foi inferior aos valores reportados por Silva (2012) e Araújo (2016), 13% e 11%, respectivamente. Foi obtida uma massa específica dos grãos para o RPP de 2,55 g/cm^3 que está próximo da faixa de valores de 2,30 a 2,54 g/cm^3 encontrada nos trabalhos citados.



Quanto à composição química o RPP apresentou como principais constituintes a sílica (67,48%) e o alumínio (17,91%) que somam, juntamente com o ferro, 86,4%, permitindo que o material seja enquadrado como uma pozolana classe N pela NBR 12653/2014. Apresentou ainda, em menores quantidades, os compostos cálcio, sódio, magnésio e potássio. A composição do RPP é semelhante à encontrada em resíduos de outras regiões, que estão mostradas na Tabela 1.

Quanto à mineralogia foram identificadas como principais fases cristalinas o quartzo, albita, mulita e carbeto de silício, sendo os três primeiros provavelmente provenientes da massa porcelânica e o último do material abrasivo utilizado. Por fim, a morfologia das partículas de RPP é composta por partículas rugosas e angulares de diferentes formatos. No teste de aferição da atividade pozolânica pelo método do Chapelle Modificado, foi obtido um consumo de 394 mg de óxido de cálcio/grama de RPP, que é superior ao limite mínimo de 330 mg/g proposto por Raverdy (HOPPE FILHO *et al.*, 2017) para enquadramento do material como de caráter pozolânico, confirmando assim a pozolanicidade do RPP. O teor pozolânico do resíduo, constatado por meio de sua composição química e reatividade na presença de um ativador alcalino reforça a aplicabilidade desse material em operações de estabilização do solo.

A cal hidratada utilizada foi do tipo CH-I de elevada pureza, confirmada pelo ensaio de FRX, onde foi constatado 94,97% de óxido totais (óxido de cálcio) na base dos não voláteis,

acima dos 90% recomendado pela ASTM C977 (2018) para uso na estabilização dos solos. A escolha por uma cal hidratada com elevado teor de cálcio, cal calcítica, ocorreu uma vez que esse tipo de cal, além de funcionar como um ativador alcalino, elevando o pH da solução, fornece maior quantidade de íons cálcio, em comparação com a cal dolomítica, para a formação de compostos hidratados semelhantes aos obtidos na hidratação do cimento Portland, como o silicato de cálcio hidratado.

A massa específica encontrada para a cal hidratada foi de 2,30 g/cm³. O DRX mostrou, além do hidróxido de cálcio (portlandita), a presença de carbonato de cálcio indicando a ocorrência do fenômeno de carbonatação. Assim como o RPP, a morfologia da cal hidratada se apresenta com partículas irregulares, porém menos angulares. A porcentagem retida na peneira #200 foi de 1,6%, inferior a 10%, como recomendado pela NBR 6473/2003.

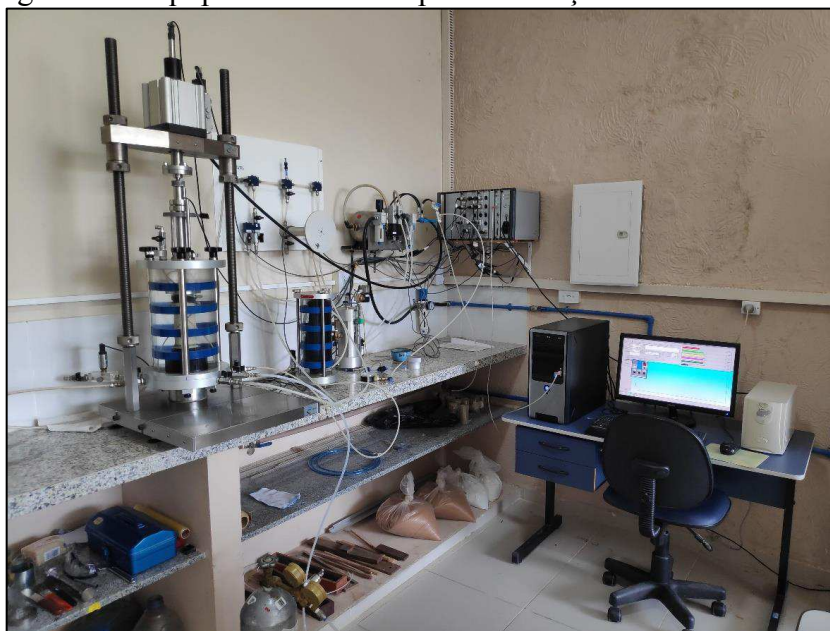
5 SUSCETIBILIDADE À LIQUEFAÇÃO DINÂMICA DA AREIA PURA

Nesta seção são apresentados os métodos utilizados e os resultados e discussões de uma análise da suscetibilidade à liquefação da areia eólica de Natal submetida a carregamentos cíclicos na condição saturada e não drenada em ensaios triaxiais. Na subseção de métodos são abordados o tipo de ensaio, preparação das amostras e programa e procedimentos dos testes. Nos resultados e discussão o comportamento típico da areia, bem como a influência da intensidade do carregamento, tensão de confinamento e densidade relativa na resistência à liquefação do solo em ensaios sob tensão controlada são estudados.

5.1 MÉTODOS

Para avaliar o potencial de liquefação sob cargas cíclicas da areia eólica na sua condição pura realizaram-se ensaios triaxiais cíclicos em equipamento da marca IPC Global modelo 002-2049 presente no Laboratório de Geotecnia e Pavimentação da Universidade Federal de Campina Grande dotado de instrumentação interna e externa para leitura e aquisição de dados (Figura 38).

Figura 38 - Equipamento triaxial para realização dos testes cíclicos.



A execução desses ensaios possibilita determinar a resposta do solo traduzido em seu comportamento tensão-deformação, incluindo trajetória de tensões, geração de deformações

elásticas e residuais, padrão de geração das poropressões, bem como avaliação na alteração dos parâmetros dinâmicos ao longo do ensaio. Para tanto, foram executados ensaios de carregamento triaxial cíclicos sob tensão e deformação controladas em amostras compactadas em diferentes densidades relativas e submetidas a estados de tensão diversos.

5.1.1 Preparação e montagem das amostras

Para execução dos testes de carregamento triaxial na areia pura moldaram-se amostras com dimensões de 50 mm de diâmetro e 100 mm de altura. A moldagem foi realizada por compactação diretamente sobre o pedestal da câmara triaxial, sendo a membrana de látex previamente fixada na base do pedestal por meio de anéis de borracha *o-rings* e no molde por meio da aplicação de um vácuo. Foram colocadas pedras porosas juntamente com um papel filtro na base e no topo das amostras. Utilizou-se a técnica de compactação úmida (*moist tamping*) com 5% de umidade, para isso, o solo seco era misturado com água durante 5 minutos e então separavam-se as porções em recipientes de plástico vedados.

A compactação foi executada de forma dinâmica, com a utilização de um soquete metálico, em quatro camadas, sendo o topo de cada uma delas escarificado para melhor adesão entre camadas. Ao final, com a colocação do cabeçote e das mangueiras no topo, uma de drenagem e outra para aplicação da contrapressão, foi aplicado um vácuo de 10 kPa na amostra para permitir maior estabilidade no processo de desmoldagem. A verificação na vedação do corpo de prova ocorreu observando-se a constância do vácuo durante os processos de desmoldagem e montagem da câmara triaxial. Com o corpo de prova moldado, realizaram-se medições de suas dimensões, a fim de garantir a precisão nos cálculos, sendo descontada a espessura da membrana de látex.

Em seguida, procedeu-se com a montagem da câmara triaxial e o seu enchimento com água deaerada, sendo aplicada uma pressão de 20 kPa e liberado o vácuo do corpo de prova. O enchimento ocorreu de maneira parcial, sendo parte da câmara preenchida com ar a fim de se evitar bruscas variações na tensão de confinamento, principalmente com grandes deformações da amostra. Para viabilizar a realização de ensaios de extensão, antes do enchimento da câmara, o pistão era acoplado ao cabeçote do corpo de prova por meio da aplicação de vácuo no *suction top cap*.

5.1.2 Programa de ensaios e procedimentos de teste

Os fatores controláveis das variáveis independentes nesta etapa da pesquisa foram densidade relativa, tensão de confinamento e intensidade do carregamento cíclico, este último representado pela razão de tensão cíclica (*CSR*). As densidades relativas utilizadas foram de 25%, 50% e 75% representando o solo nos estados fofo, medianamente compacto e compacto. Uma vez que a liquefação é mais frequentemente observada em depósitos situados a poucos metros de profundidade, inferior a 15 metros (IDRISS; BOULANGER, 2008) e para permitir a correlação com os resultados dos ensaios monotônicos foram usadas tensões de confinamento de 50 kPa, 100 kPa e 200 kPa.

Os valores de *CSR* foram escolhidos de forma com que o número de ciclos necessários para o desencadeamento do processo de liquefação permanecesse abaixo dos 100 ciclos. Como visto na seção 2.5.4, a resistência à liquefação geralmente é definida como o *CSR* capaz de provocar a liquefação em 15 ciclos, logo a adoção desse número máximo de ciclos permite uma maior acuracidade na definição do CRR_{15} . Na Tabela 7 estão relacionados todos os ensaios cíclicos executados em areia pura.

Para execução dos testes sob tensão controlada, incluindo a etapa de preparação e moldagem dos corpos de prova relatada na seção anterior, seguiram-se as prescrições da norma americana ASTM D-5311/2011. Também foram observadas as recomendações para a execução de ensaios triaxiais feitas por Head (2006) e Lade (2016). Após a montagem as amostras foram submetidas ao processo de saturação, inicialmente, com a percolação ascendente de CO_2 durante 30 minutos. Em seguida, realizou-se uma percolação ascendente de água, sob baixa pressão, até que o volume percolado fosse, no mínimo, igual a duas vezes o volume da amostra.

Foram então aplicados estágios de elevação da contrapressão de 50 kPa, mantendo-se a tensão efetiva em 10 kPa, até obtenção de um parâmetro B de Skempton superior a 0,95. Esse nível foi atingido em valores de contrapressão de até 340 kPa. Uma vez que a tensão cisalhante inicial afeta a resposta dinâmica do solo, optou-se pela execução de ensaios com consolidação isotrópica, permitindo assim a reversão das tensões e aplicação de carregamentos de compressão e extensão. Logo, após a saturação as amostras foram consolidadas isotropicamente nas tensões previstas.

Finalizada a consolidação, os carregamentos cíclicos foram aplicados com ondas no formato senoidal, e frequência de 1 Hz, sendo esta a que melhor simula as condições de campo para solos submetidos a ondas de sismos. Para todos os ensaios adotou-se o critério de ruptura de 5% de dupla amplitude de deformação axial.

Tabela 7 - Programa de ensaios cíclicos em areia pura.

N.º do teste	Densidade relativa (%)	Tensão de confinamento (kPa)	CSR
1	25	50	0,132
2	25	50	0,156
3	25	50	0,172
4	25	50	0,184
5	25	100	0,122
6	25	100	0,144
7	25	100	0,157
8	25	100	0,169
9	25	200	0,107
10	25	200	0,129
11	25	200	0,142
12	25	200	0,153
13	50	100	0,161
14	50	100	0,185
15	50	100	0,209
16	50	100	0,238
17	75	100	0,184
18	75	100	0,210
19	75	100	0,242
20	75	100	0,265

A resistência e os parâmetros dinâmicos da areia, módulo de cisalhamento dinâmico e taxa de amortecimento também foram avaliados em ensaios de carregamento triaxial cíclicos sob deformação controlada de acordo com as prescrições da norma ASTM D3999/2011. Os testes foram conduzidos em amostras no estado fofo, medianamente compacto e compacto submetidos a uma tensão de confinamento de 100 kPa. A fase de cisalhamento ocorreu pela aplicação de uma onda senoidal de variação da deformação axial a uma frequência de 0,1Hz e amplitude de 0,2%.

5.2 RESULTADOS E DISCUSSÕES

5.2.1 Resposta em ensaios triaxiais cíclicos sob tensão controlada

Nesta seção são apresentados os resultados dos ensaios triaxiais cíclicos conduzidos na areia pura preparada em diferentes densidades relativas e submetidas a diferentes tensões de confinamento e intensidades de carregamento cíclico. Na Tabela 8 estão mostradas as características de cada ensaio, incluindo o índice de vazios inicial, índice de vazios obtido após a consolidação e parâmetro de estado, bem como a intensidade de carregamento e o número de ciclos necessários para alcance do estado de liquefação.

Tabela 8 - Resultados obtidos para todos os ensaios cíclicos em areia pura.

Material	DR (%)	p' ₀ (kPa)	e ₀	e _c	ψ	CSR	N _{ε_{DA}≥5%}
Areia fofa	25	50	0,777	0,769	0,023	0,132	172
			0,785	0,778	0,032	0,156	23
			0,787	0,780	0,034	0,172	10
			0,785	0,776	0,029	0,184	5
		100	0,786	0,772	0,046	0,122	65
			0,784	0,769	0,044	0,144	20
			0,770	0,757	0,031	0,157	11
			0,780	0,766	0,040	0,169	7
	200	0,782	0,758	0,054	0,107	48	
		0,783	0,761	0,056	0,129	19	
		0,781	0,760	0,055	0,142	13	
		0,784	0,763	0,058	0,153	8	
Areia med. compacta	50	100	0,716	0,704	-0,021	0,161	66
			0,721	0,711	-0,015	0,185	23
			0,719	0,709	-0,016	0,209	10
			0,706	0,695	-0,030	0,238	6
Areia compacta	75	100	0,664	0,653	-0,072	0,184	74
			0,665	0,654	-0,072	0,210	32
			0,664	0,654	-0,072	0,242	8
			0,666	0,656	-0,070	0,265	6

DR – Densidade relativa; p'₀ – Tensão média efetiva inicial; e₀ – índice de vazios inicial; e_c – índice de vazios de consolidação; ψ – parâmetro de estado; CSR – Razão de tensão cíclica; N_{ε_{DA}≥5%} - Número de ciclos para 5% de dupla amplitude de deformação axial.

5.2.1.1 Comportamento típico

O comportamento típico da areia pura no ensaio triaxial cíclico sob condição não drenada e tensão controlada pode ser visualizado por meio dos resultados obtidos para a areia medianamente compacta sob uma tensão de confinamento de 100 kPa e CSR igual a 0,185. A variação do excesso de poropressão gerado a cada ciclo, bem como a evolução nas deformações e a trajetória de tensões ao longo do ensaio estão mostradas na Figura 39 e Figura 40.

Figura 39 - Variação típica dos excessos de poropressão e deformações em ensaios cíclicos não drenados para a areia pura.

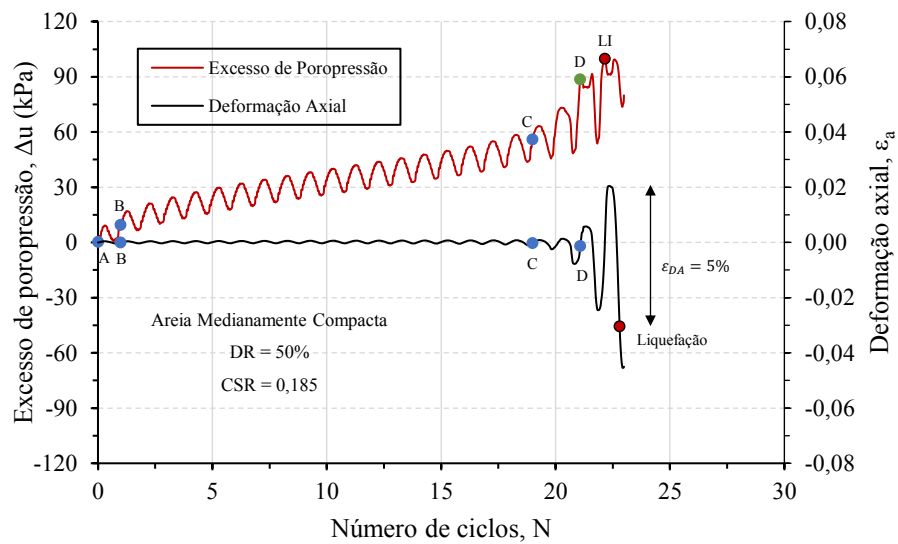
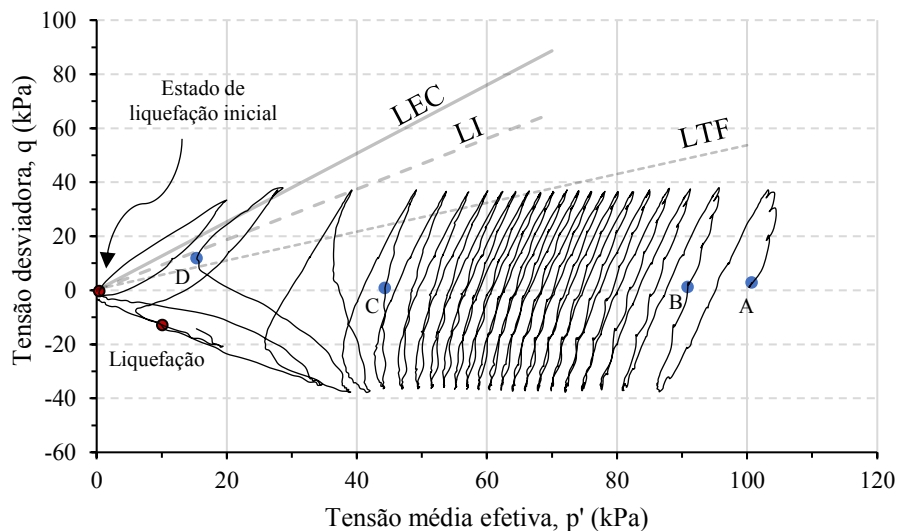


Figura 40 - Trajetória de tensões típica em ensaios cíclicos não drenados para a areia pura.



A resposta cíclica do solo pode ser explicada em termos de três diferentes estágios. No estágio inicial (Ponto A ao Ponto B) ocorre um aumento considerável da poropressão durante o primeiro ciclo de carregamento. Para o ensaio em questão, ao final do primeiro ciclo o excesso de poropressão e deformação axial máximas atingiram valores de 10 kPa e 0,079%, respectivamente. A eliminação da instabilidade local nos pontos de contato e rearranjo das partículas são os principais responsáveis por esse acréscimo inicial de poropressão (GEORGIANNOU; TSOMOKOS; STAVROU, 2008).

Durante o segundo estágio (Ponto B ao Ponto C), com a aplicação de mais ciclos, a taxa de geração de poropressão é reduzida e se torna praticamente constante. Nesse caso, o ponto C foi atingido ao final do 19º ciclo e o excesso de poropressão e deformação axial máximas foram de 58,5 kPa e 0,185%. Isso ocorre em função de uma tendência de contração volumétrica plástica em consequência do carregamento cíclico que, para uma condição não drenada, é contrabalanceado pelo aumento na poropressão (ASADI *et al.*, 2018). Como consequência da geração de excessos de poropressão positivos, há uma redução na tensão média efetiva e a trajetória de tensões se move em direção a origem do ponto B ao ponto C.

Em relação às deformações, durante os primeiros dois estágios as deformações axiais desenvolvidas são pequenas, inferiores a 0,2% e a taxa de geração de deformações se mantém baixa e praticamente constante.

No terceiro estágio, quando a trajetória de tensões atinge o ponto C, um aumento súbito da poropressão ocorre, nesse instante, o solo perde resistência e as deformações também crescem rapidamente, essa condição é definida como a condição de instabilidade. A partir do ponto C, em amostras mais densas, ocorre a geração de grandes excessos de poropressão durante a fase de descarregamento, fazendo a trajetória passar próximo à origem. Com o carregamento subsequente, seja de extensão ou compressão, a poropressão reduz e o solo ganha resistência, apresentando comportamento dilatante e fazendo com que a trajetória de tensões se mova no sentido contrário ao da origem (Ponto D). Esse comportamento permite a execução de ciclos completos mesmo sob pequenos níveis de tensão média efetiva.

Esses pontos onde ocorre alteração da tendência de contrativa para dilatante são chamados de pontos de transformação de fase, a união desses pontos é chamada de Linha de Transformação de Fase (LTF) ou “*Phase Transformation Line*” (PTL). Nesse estágio, a poropressão continua a subir rapidamente, igualando a tensão de confinamento e atingindo a condição de início de liquefação. Essa condição é acompanhada pelo crescimento súbito das deformações até o critério de ruptura ($\varepsilon_{DA} \geq 5\%$), que para esse ensaio ocorreu no 23º ciclo. Para os solos onde ocorre mobilidade cíclica a poropressão iguala momentaneamente a tensão

de confinamento, anulando a tensão média efetiva que volta a crescer com uma nova fase de carregamento.

Em amostras de menor densidade, como pode ser visto na seção 5.2.1.4, a tendência continua a ser fortemente contrativa na condição de instabilidade e o solo evolui rapidamente para uma liquefação por fluxo manifestada em completa perda de resistência e tensão média efetiva e surgimento de grandes deformações. No geral, o comportamento apresentado pela areia eólica de Natal é típico do encontrado em areias puras (YANG; PAN, 2017).

Comportamentos similares foram reportados por diversos autores que estudaram o fenômeno de liquefação por carregamentos cíclicos em areias puras e com finos (AKHILA; RANGASWAMY; SANKAR, 2019; ASADI *et al.*, 2018; MOHAMMADI; QADIMI, 2015). A resistência e a resposta do solo dependem de fatores como intensidade de carregamento, tensão de confinamento e densidade relativa. A influência desses fatores no comportamento não drenado em ensaios cíclicos para a areia eólica de Natal no estado puro é apresentada e discutida nas seções seguintes.

5.2.1.2 Influência da intensidade do carregamento

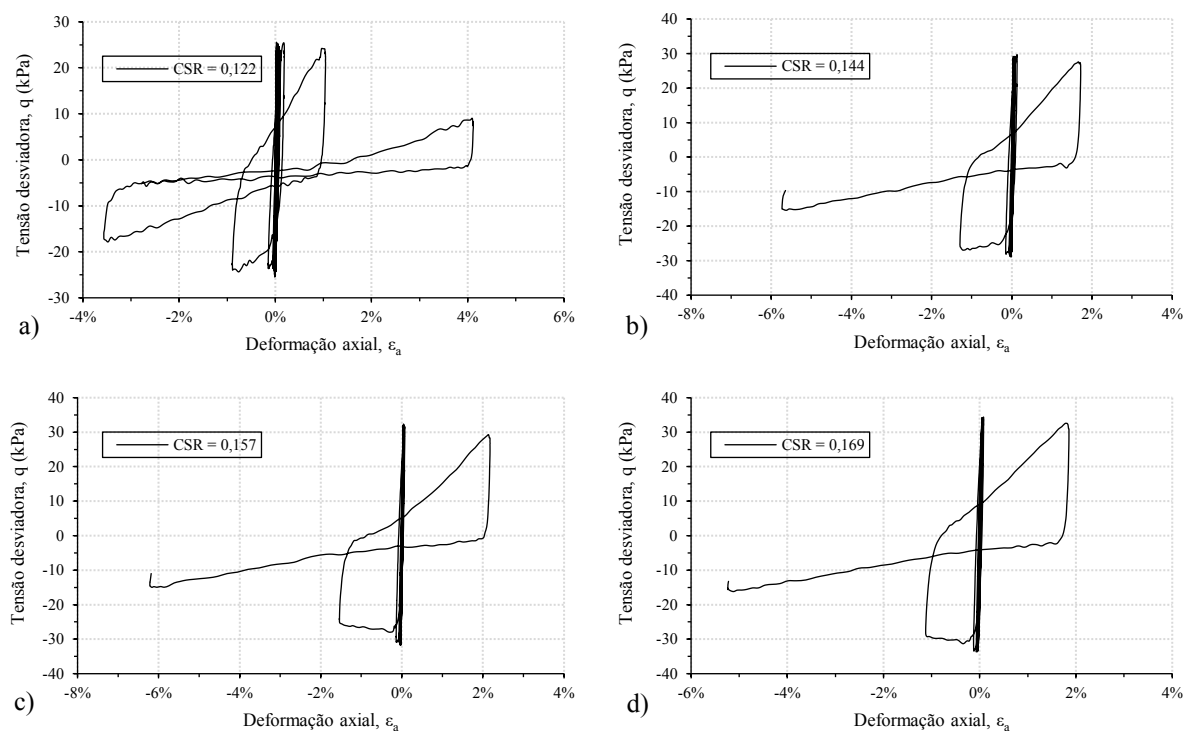
Alguns fatores afetam a resistência não drenada de areias puras reconstituídas. Entre eles, a densidade relativa, tensão de confinamento bem como o nível de carregamento aplicado são importantes no estudo do desenvolvimento das deformações e excessos de poropressão. Nesta seção é apresentada a influência da intensidade do carregamento no comportamento tensão-deformação, geração de poropressões e deformações, trajetória de tensões bem como resistência ao fenômeno de liquefação dinâmica para a areia pura preparada no estado fofo e sob uma tensão de confinamento de 100 kPa.

5.2.1.2.1 Comportamento tensão-deformação

Na Figura 41 é apresentado o comportamento tensão-deformação da areia pura para diferentes intensidades de carregamento cíclico. É possível verificar que na maioria dos ciclos a deformação axial apresentada pelas amostras é pequena e o ciclo de histerese apresenta grande inclinação com pouca diferença existente entre os ciclos adjacentes. Entretanto, nos ciclos finais de carregamento, as deformações aumentam consideravelmente e há uma redução na inclinação das curvas, resultado da perda de rigidez das amostras com a ocorrência de liquefação. Esse comportamento é similar ao obtido por Wang *et al.* (2018b) na avaliação da resistência à

liquefação de sedimentos arenosos e demonstra a instabilidade sofrida pelo solo nos momentos anteriores à liquefação.

Figura 41 - Comportamento tensão-deformação da areia pura para CSR de a) 0,122 b) 0,144 c) 0,157 e d) 0,169.



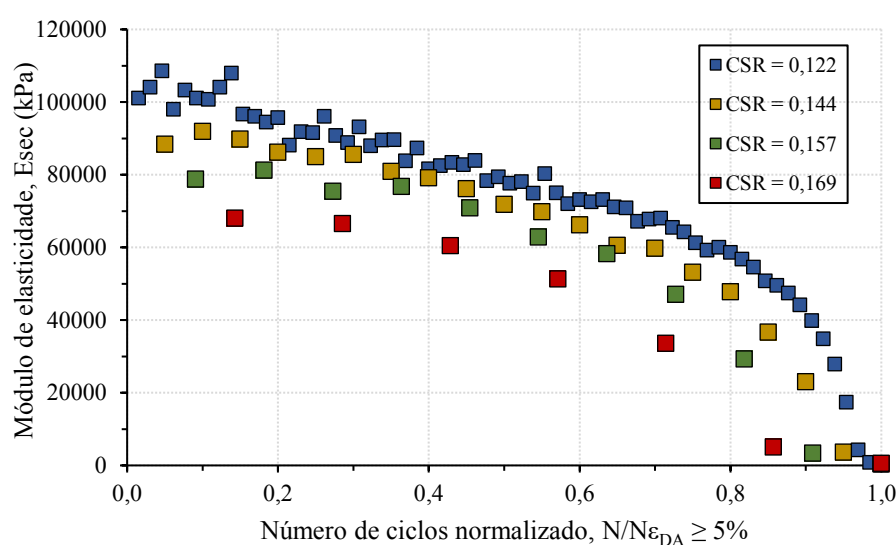
É possível ainda afirmar que as curvas tensão-deformação possuem loops aproximadamente fechados durante o cisalhamento e formatos elípticos, entretanto, nos últimos ciclos, em uma condição próxima à da liquefação, os loops adquirem formatos horizontais mais abertos, como reportado em outras pesquisas (AKHILA; RANGASWAMY; SANKAR, 2019; LOMBARDI *et al.*, 2014; ROUHOLAMIN; BHATTACHARYA; ORENSE, 2017), e grandes deformações na compressão e extensão ocorrem. O formato da curva de histerese indica as características de fluxo do fluido e, nesse caso, uma perda de resistência e aumento da fluidez do solo (GUOXING *et al.*, 2021).

Quanto ao formato, os loops de histerese obtidos nos primeiros ciclos são praticamente simétricos, entretanto, próximo ao estado de liquefação os ciclos se tornam altamente assimétricos. Assim, para se avaliar as propriedades dinâmicas nas próximas seções, foi utilizada a metodologia apresentada por Kumar, Krishna e Dey (2017). Um aumento no valor de CSR não parece provocar alterações significativas no formato dos ciclos. Entretanto, para o menor valor de CSR , 0,122, o solo foi capaz de suportar um ciclo completo mesmo sob pequena rigidez, resultando na falha em um ponto diferente do apresentado nos demais ensaios.

Parâmetros dinâmicos

Para os gráficos de tensão desviadora versus deformação axial foi calculado a cada ciclo o módulo de elasticidade secante (E_{sec}), numericamente igual à inclinação da reta que liga os pontos de pico das regiões de compressão e extensão. O resultado da variação do E_{sec} com o número de ciclos normalizado ($N/N_{\varepsilon_{DA} \geq 5\%}$) pode ser visualizado na Figura 42.

Figura 42 - Variação do módulo de elasticidade secante com o número de ciclos para diferentes intensidades de carregamento cíclico.



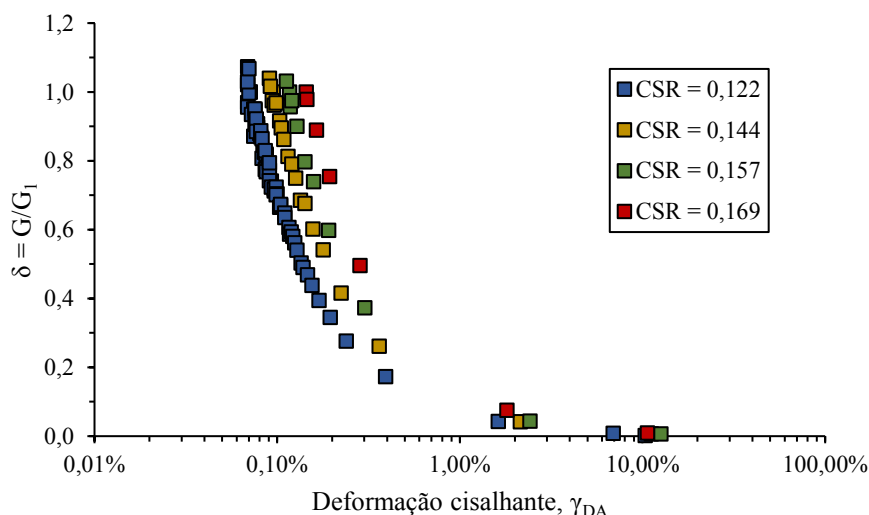
O módulo de elasticidade é alto nos primeiros ciclos, porém diminui consideravelmente com o aumento no número de ciclos normalizado. Nos últimos ciclos essa taxa de degradação aumenta e o módulo se reduz rapidamente para valores próximos a zero, em concordância com a rápida perda de rigidez nos últimos ciclos de carregamento. Um aumento no valor de CSR implica em pontos localizados em uma região mais inferior do gráfico, indicando que um aumento na intensidade do carregamento acarreta em menores valores de E_{sec} , especialmente para valores de $N/N_{\varepsilon_{DA} \geq 5\%}$ inferiores a 0,9.

Para um valor de $N/N_{\varepsilon_{DA} \geq 5\%}$ de aproximadamente 0,7, o E_{sec} reduz de 68,1 MPa, na amostra submetida a um CSR de 0,122, para 59,8 MPa, 47,1 MPa e 33,7 MPa, nas amostras testadas com CSR de 0,144, 0,157 e 0,169, respectivamente. Isso equivale a uma redução de 12%, 21% e 28%, respectivamente.

Uma vez que o módulo de cisalhamento secante G pode ser encontrado a partir do módulo de elasticidade usando-se a Equação 4, o seu comportamento ao longo do número de ciclos normalizado é semelhante ao visto na Figura 42. Entretanto, costuma-se verificar a

degradação desse parâmetro por meio do índice de degradação (δ) que é definido como a razão entre o módulo de cisalhamento secante a qualquer ciclo e o módulo obtido no primeiro ciclo para um dado valor de CSR (Equação 6). A variação de δ com a deformação cisalhante está ilustrada na Figura 43.

Figura 43 - Variação do índice de degradação com a deformação cisalhante para diferentes intensidades de carregamento cíclico.

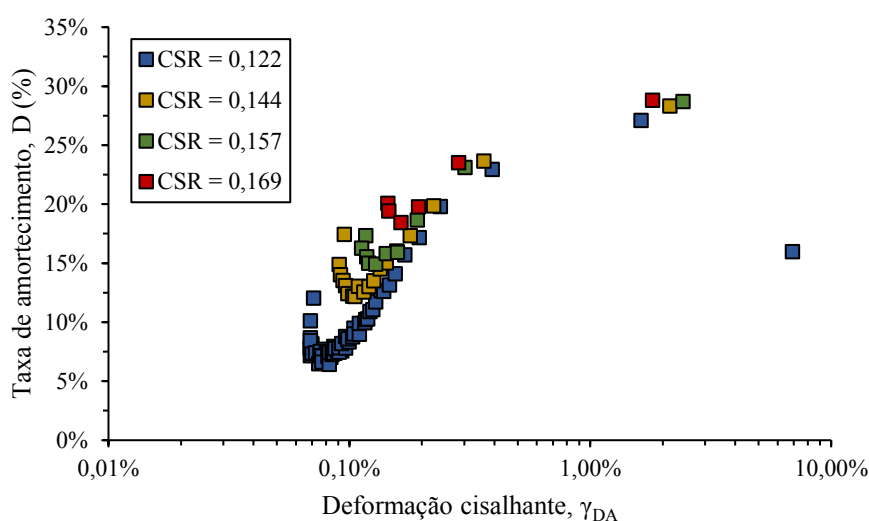


Verifica-se que o índice de degradação cai de maneira acentuada entre as deformações cisalhantes de 0,1% e 1,0% variando de valores próximos a 1 para valores inferiores a 0,1 nesse intervalo. Esse padrão é semelhante ao obtido por Chattaraj e Sengupta (2016) em ensaios cíclicos conduzidos na areia do rio Kasai na Índia e reforça a degradação da rigidez do solo ao longo do ensaio.

O formato das curvas é semelhante sugerindo uma variação de δ com a deformação cisalhante também semelhante. Entretanto, maiores valores de δ são encontrados com o aumento na intensidade do carregamento cíclico, para uma mesma deformação cisalhante. Ou maiores deformações são necessárias para se atingir um determinado valor de δ . Para um CSR de 0,122, uma deformação cisalhante de 0,135% é necessária para se atingir um valor de δ de 0,5. Enquanto isso para $CSRs$ de 0,144, 0,157 e 0,169 a deformação é de 0,179%, 0,201% e 0,284%, respectivamente. Isso está relacionado às maiores deformações apresentadas pelas amostras desde o primeiro ciclo, com o crescimento do CSR que fazem a curva se deslocar para a direita. Sağlam e Bakir (2014) reportaram um aumento na degradação da rigidez de solos siltosos com o aumento na amplitude do carregamento cíclico.

Enquanto o módulo de cisalhamento reflete a rigidez do material, a taxa de amortecimento ou “*damping ratio*” (D) descreve a porcentagem de energia perdida a cada ciclo do carregamento, sendo essas propriedades dependentes do nível de deformação cisalhante (KUMAR; KRISHNA; DEY, 2017). Na Figura 44 está plotada a variação da taxa de amortecimento com a dupla amplitude de deformação cisalhante.

Figura 44 - Variação da taxa de amortecimento com a deformação cisalhante para diferentes intensidades de carregamento cíclico.



Inicialmente, há uma queda no valor de D até um valor mínimo, em deformações que variam de 0,07% a 0,15% a depender do CSR aplicado, em seguida o comportamento se inverte e esse parâmetro cresce até atingir um valor máximo em deformações próximas a 2,0% quando então volta a cair até o fim do ensaio. Rasouli, Fatahi e Nimbalkar (2020) encontraram um padrão de variação de D semelhante para uma areia de Sydney na Austrália. Kumar, Krishna e Dey (2017) encontraram picos na taxa de amortecimento para valores de deformação cisalhante próximas a 1%.

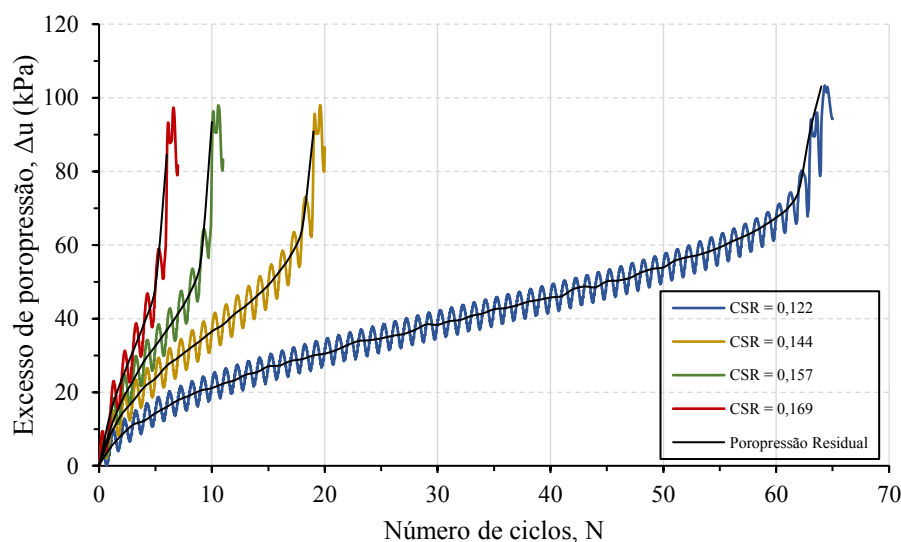
Uma redução na intensidade do carregamento provoca uma translação da região inicial das curvas para a esquerda e para baixo, com redução na taxa de amortecimento mínima e deformação associada a esse ponto. Rasouli e Fatahi (2022) também apresentaram curvas de variação da taxa de amortecimento para diferentes valores de CSR em uma areia pura. Embora as curvas estejam deslocadas, não fica claro esse comportamento na região inicial do gráfico. A taxa de amortecimento mínima é de 18,4%, 14,9%, 12,1% e 6,4% para os CSR s de 0,169, 0,144, 0,157 e 0,169, respectivamente. Após valores de deformação da ordem de 0,2% as curvas se unem em uma região estreita do gráfico até o fim do ensaio. Ou seja, no momento próximo

à ocorrência de liquefação os solos apresentam um comportamento de histerese e uma taxa na dissipação de energia muito similares.

5.2.1.2.2 Variação da poropressão

Como visto anteriormente, a cada ciclo de carregamento, a tendência de contração do solo gera excessos de poropressão positivos em ensaios não drenados que são responsáveis pela perda de rigidez e o desencadeamento da liquefação. A taxa de acumulação também depende da intensidade do carregamento e aumenta com um aumento no *CSR* fazendo com que o estado de liquefação seja atingido em um menor número de ciclos (Figura 45). A poropressão máxima gerado no 5º ciclo aumenta de aproximadamente 17 kPa, na amostra submetida a uma *CSR* de 0,122, para 26 kPa, 34 kPa e 49 kPa nas amostras sob um *CSR* de 0,144, 0,157 e 0,169, respectivamente. Mesmo comportamento foi observado por Jradi *et al.* (2020) em amostras de areia com diferentes teores de finos em testes de carregamento triaxial cíclico.

Figura 45 - Variação da poropressão com o número de ciclos para diferentes intensidades de carregamento cíclico.



Pode-se notar que ao final do ensaio o nível de poropressão é muito próximo de 100 kPa que é correspondente à tensão de confinamento efetiva usada para essa série de ensaios. Em alguns casos, a poropressão pode ultrapassar a tensão de confinamento. Esse efeito está relacionado às grandes deformações que ocorrem na amostra com o processo de liquefação. Nesse momento o pistão se movimenta rapidamente dentro da câmara, gerando variações na tensão de confinamento em razão da baixa compressibilidade da água. Além disso, imprecisões

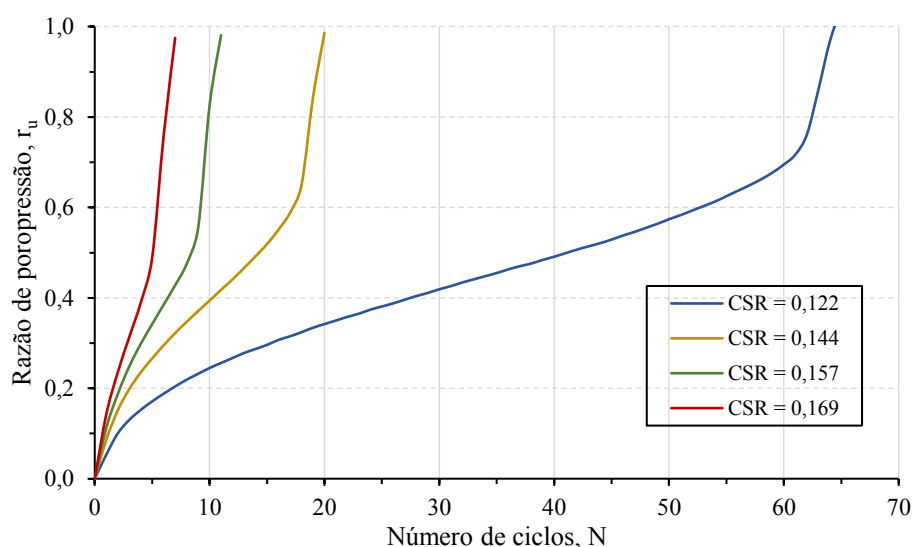
no sistema de aplicação da tensão confinante pela interface ar-água também podem provocar esse efeito.

A geração do excesso de poropressão durante o carregamento cíclico pode ser dividido em duas parcelas. Uma é a parcela transiente que ocorre em razão da variação total de tensões em condições não drenadas e é igual a máxima poropressão em cada ciclo, tendo menor influência no comportamento final do solo. A segunda parcela é a poropressão residual que ocorre em razão das deformações plásticas e que não é dissipada com a remoção do carregamento (POLITO; GREEN; LEE, 2008).

Assim, a poropressão residual é definida como a poropressão existente quando a tensão desviadora é igual a zero em cada ciclo e representa o efeito cumulativo da poropressão sob o carregamento cíclico. Esse parâmetro está representado pela linha preta contínua no gráfico. É possível ver que para todos os valores de *CSR* a poropressão residual segue um padrão de crescimento similar ao da poropressão máxima com três estágios de crescimento bem definidos. Além disso, ao final do ensaio foram atingidos valores superiores a 80 kPa demonstrando a grande quantidade de poropressão que é acumulada durante o carregamento cíclico do solo.

A geração de poropressão durante o ensaio também pode ser avaliada pelo parâmetro r_u , razão de excesso de poropressão, que relaciona o excesso de poropressão máxima a cada ciclo e a tensão de confinamento efetiva (Equação 1). Na Figura 46 pode-se visualizar a variação do parâmetro r_u com o número de ciclos para diferentes valores de *CSR*.

Figura 46 - Variação da razão de poropressão com o número de ciclos para diferentes intensidades de carregamento cíclico.

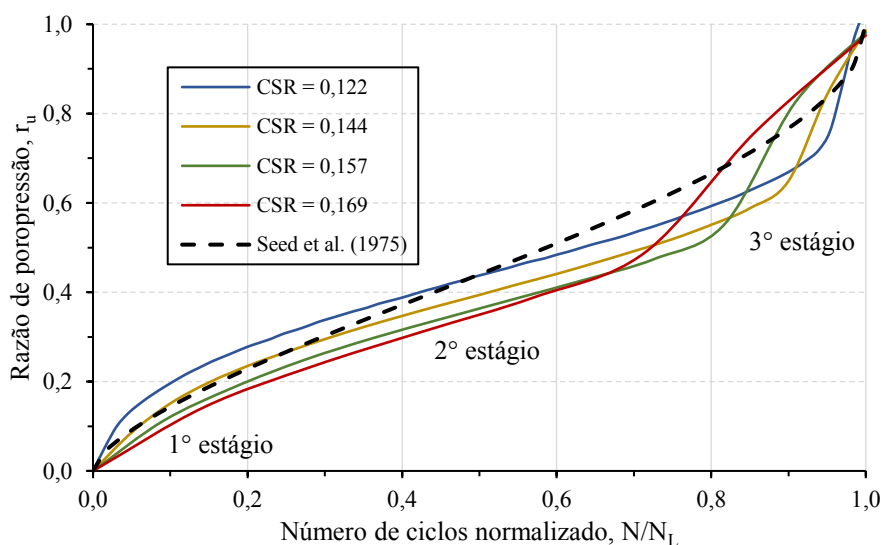


Nos primeiros ciclos, o valor de r_u cresce rapidamente e então essa taxa de crescimento reduz e se torna estável. Nos últimos ciclos esse parâmetro aumenta subitamente em razão do aumento nas deformações da amostra, e atinge o valor de 1 indicando que a poropressão igualou a tensão de confinamento. Nesse estágio, a tensão média efetiva se torna igual a zero e o fenômeno de liquefação se desenvolve com grandes deformações da amostra. Um aumento no valor do CSR produz um crescimento de r_u mais rapidamente. Para um CSR de 0,169, r_u atinge um valor igual a 1 em 7 ciclos, o que caracteriza a liquefação do solo. Para 7 ciclos os valores de r_u nos ensaios conduzidos com CSR de 0,157, 0,144 e 0,122 são de 0,43, 0,32 e 0,20, respectivamente.

É possível ainda verificar que com a diminuição no valor de CSR o valor de r_u para o qual ocorre um aumento na taxa de geração de poropressão (fim do segundo estágio) também aumenta. Para um CSR de 0,169 o valor desse r_u crítico é inferior a 0,5, para um CSR de 0,122 esse valor aumenta para 0,7. O ponto de inflexão das curvas é próximo a 0,4, como também encontrado por Mohammadi e Qadimi (2015).

No sentido de permitir uma comparação entre todos os ensaios, com diferentes números de ciclos para desencadeamento da liquefação, os valores de r_u são apresentados em função do número de ciclos normalizado (Figura 47) igual ao valor de N dividido pelo número de ciclos no qual r_u atinge um valor próximo a 1 (N/N_L), e que para todos os ensaios na areia pura coincide com o N na qual a dupla amplitude de deformação é superior a 5%, $N/N_{(\varepsilon_{DA} \geq 5\%)}$.

Figura 47 - Variação da razão de poropressão com o número de ciclos normalizado para diferentes intensidades de carregamento cíclico.



Em um gráfico normalizado a resposta da areia para diferentes valores de *CSR* é muito semelhante. Todas as curvas possuem um formato em “S” com três estágios bem definidos, sendo um estágio inicial de rápido aumento no r_u , seguido de um estágio de acumulação onde esse parâmetro cresce de maneira linear até valores entre 0,5 e 0,8 quando o solo atinge a condição de instabilidade e a poropressão cresce rapidamente atingindo um valor próximo a 1 em ambos os eixos.

Nos primeiro e segundo estágios as curvas de maior *CSR* estão posicionadas mais abaixo no gráfico, entretanto, no terceiro estágio esse comportamento é invertido e menores são os valores de r_u e N/N_L para o qual a condição de instabilidade é atingida. Isso ocorre uma vez que com o aumento na intensidade do carregamento há uma redução no número de ciclos do ensaio. Isso faz com que os ciclos que a condição de instabilidade seja atingida em um menor número de ciclo normalizado. Ademais, os pontos finais de todos os ensaios estão próximos. Os valores de N/N_L no início do terceiro estágio são de, aproximadamente, 0,95, 0,9, 0,8 e 0,7 para *CSRs* de 0,122, 0,144, 0,157 e 0,169, respectivamente.

A resposta da areia eólica de Natal é similar ao observado em outros solos arenosos como a areia silicosa de Toyoura no Japão (ASADI *et al.*, 2018) e a areia eólica fina de Alappuzha na Índia (AKHILA; RANGASWAMY; SANKAR, 2019). Mohammadi e Qadimi (2015) também encontraram curvas semelhantes para o caso de areias silicosas e mal graduadas de Anzali no Iran.

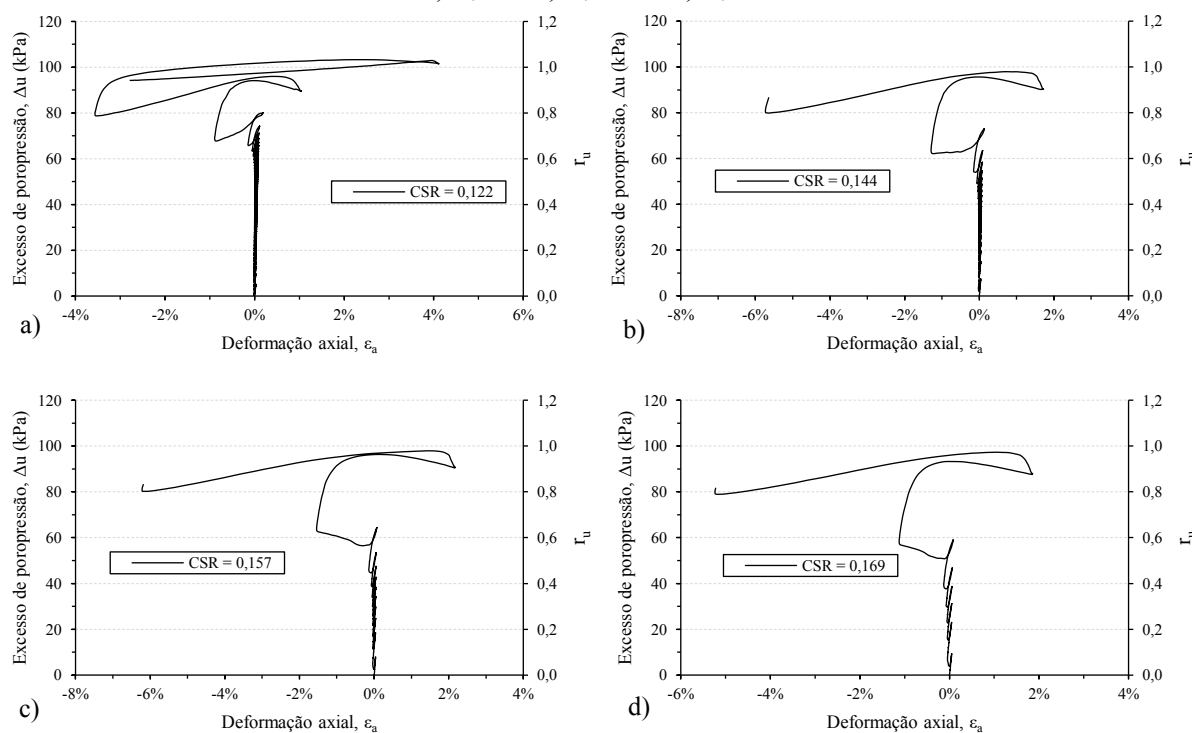
O aumento da poropressão em ensaios sob tensão controlada pode ser analisada por meio de modelos empíricos como o desenvolvido por Seed, Martin e Lysmer (1975), mostrado na Equação 11. Esse modelo relaciona os valores de r_u e N/N_L por meio de uma equação que segue mostrada abaixo. O parâmetro ψ é uma constante empírica que depende das características do solo. Na Figura 47 a linha tracejada representa a curva de ajuste desse modelo aos dados do ensaio conduzido com *CSR* igual a 0,122. Os valores encontrados de ψ para os *CSRs* de 0,122, 0,144, 0,157 e 0,169 foram, respectivamente, 0,769, 0,633, 0,574 e 0,580, isso mostra que há uma tendência de redução de ψ com o aumento no valor de *CSR*.

$$r_u = \frac{1}{2} + \frac{1}{\pi} \arcsin \left[2 \cdot \left(\frac{N}{N_L} \right)^{1/\psi} - 1 \right] \quad \text{Eq. (11)}$$

O surgimento de grandes deformações está intimamente relacionado à geração de poropressões ao longo dos ciclos. A relação entre o crescimento das poropressões e deformações pode ser visualizada por meio da Figura 48 onde está mostrada a variação do excesso de

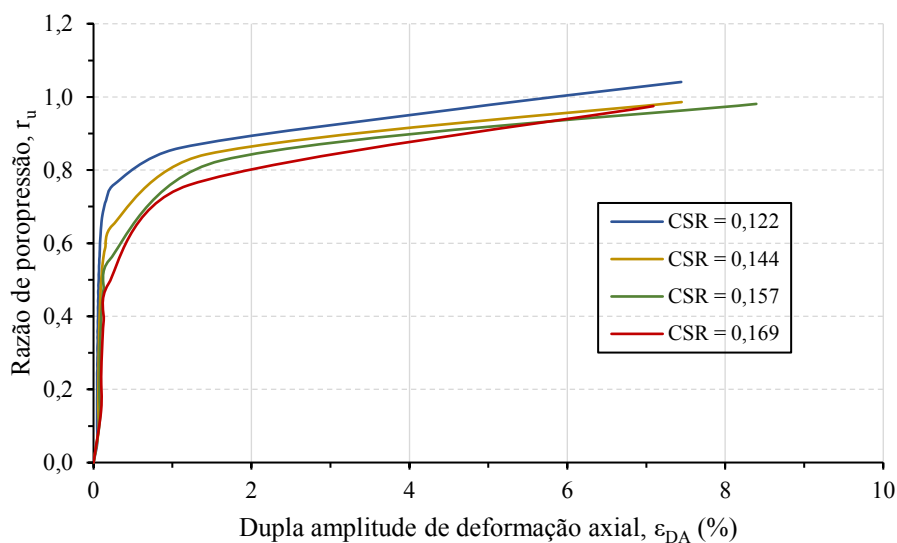
poropressão e razão de poropressão com a deformação axial para todos os ensaios em areia fofa conduzidos sob 100 kPa de tensão confinante. Verifica-se que a poropressão cresce continuamente enquanto pequenas deformações se desenvolvem na amostra até um r_u igual a 0,6 quando o solo perde sua rigidez e as deformações aumentam subitamente. Isso demonstra a necessidade de elevados valores de poropressão para o desencadeamento de deformações consideráveis na amostra.

Figura 48 - Variação da deformação axial com o excesso de poropressão para CSR de a) 0,122 b) 0,144 c) 0,157 e d) 0,169.



Em relação à dupla amplitude de deformação (Figura 49), os valores de r_u crescem rapidamente até níveis próximos a 1% de deformação quando a taxa de crescimento é então reduzida e se mantém praticamente constante até o fim do ensaio. As curvas referentes a maiores valores de CSR estão posicionadas em regiões inferiores no gráfico, indicando que, para um mesmo nível de poropressão, maiores deformações ocorrem na amostra.

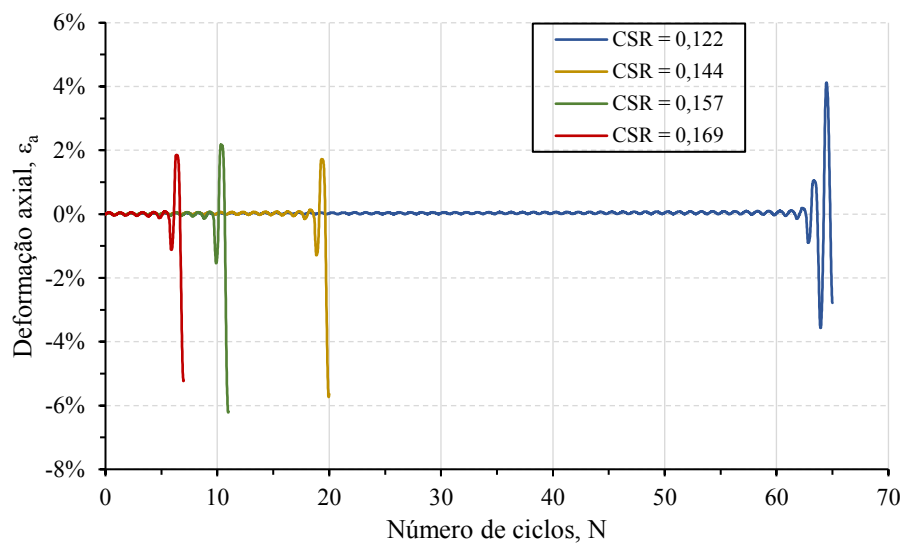
Figura 49 - Variação da razão de poropressão com a dupla amplitude de deformação para diferentes intensidades de carregamento cíclico.



5.2.1.2.3 Evolução das deformações

A influência da intensidade do carregamento cíclico na evolução das deformações pode ser analisada por meio da Figura 50 onde são apresentados os gráficos de variação da deformação axial com o número de ciclos.

Figura 50 - Variação da deformação axial com o número de ciclos para diferentes intensidades de carregamento cíclico.



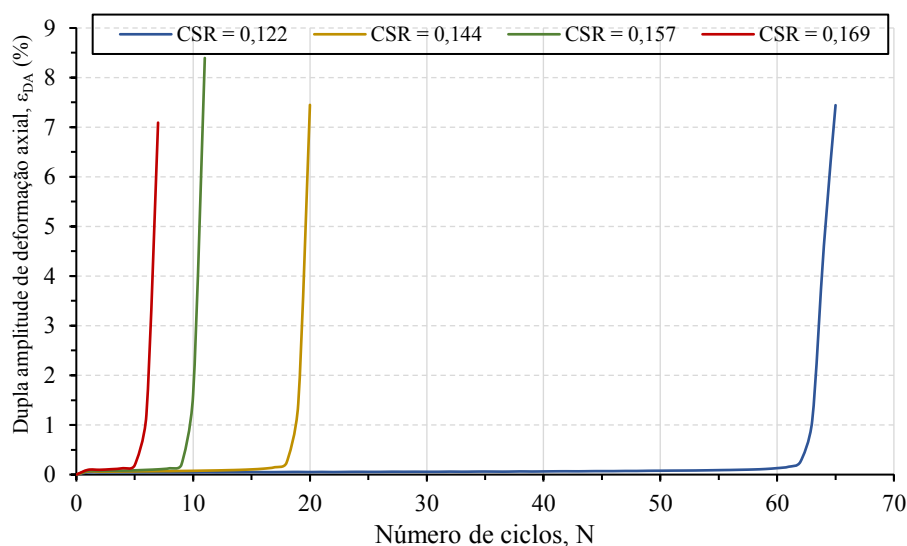
Verifica-se que na maior parte dos ciclos as deformações axiais desenvolvidas são pequenas, inferiores a 0,2%. Essa taxa de geração de deformações se mantém baixa e

praticamente constante até o ponto de instabilidade, que é atingido em uma maior quantidade de ciclos com a redução no *CSR*. A partir desse ponto as deformações crescem subitamente tanto durante a fase de compressão quanto de extensão levando ao alcance do critério de ruptura ($\epsilon_{DA} \geq 5\%$). O ponto de instabilidade é atingido no 62º, 18º, 9º e 5º ciclos para os *CSRs* de 0,122, 0,144, 0,157 e 0,169, respectivamente.

A amplitude da deformação axial na região de compressão é minimamente incrementada a cada ciclo, enquanto são reduzidas as deformações na região de extensão. Porém, quando a liquefação se inicia, as deformações aumentam subitamente nos dois sentidos e, para o caso das amostras de solo fofo submetidas a ensaios sob 100 kPa de confinante, se atinge o critério de parada durante a fase de extensão.

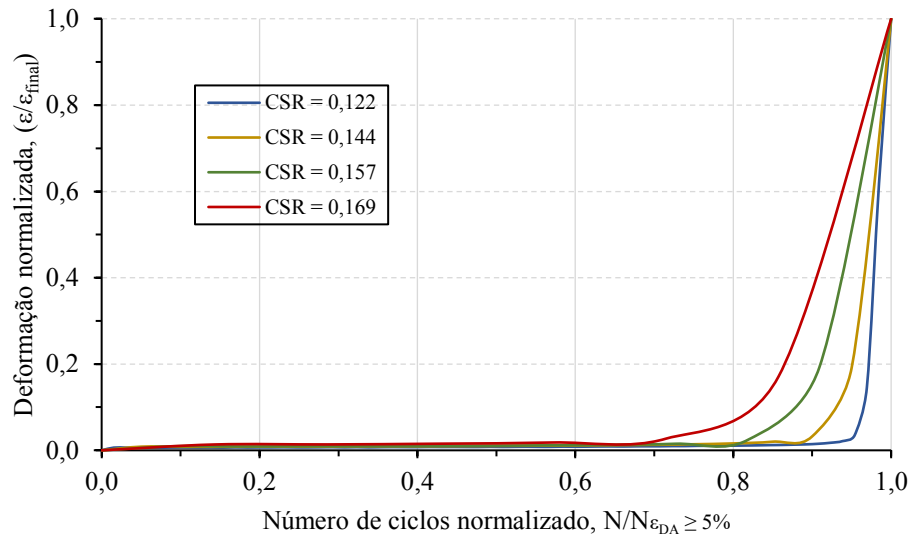
Observando o gráfico de variação da dupla amplitude de deformação com o número de ciclos (Figura 51) percebe-se que a deformação apresenta um pequeno aumento a cada ciclo até quando cresce rapidamente e se atinge do critério de ruptura na região final. Em relação ao número de ciclos normalizado, as deformações são pequenas até valores de $N/N_{(\epsilon \geq 5\%)}$ superiores a 0,8 quando então crescem subitamente (Figura 52).

Figura 51 - Variação da dupla amplitude de deformação axial com o número de ciclos para diferentes intensidades de carregamento cíclico.



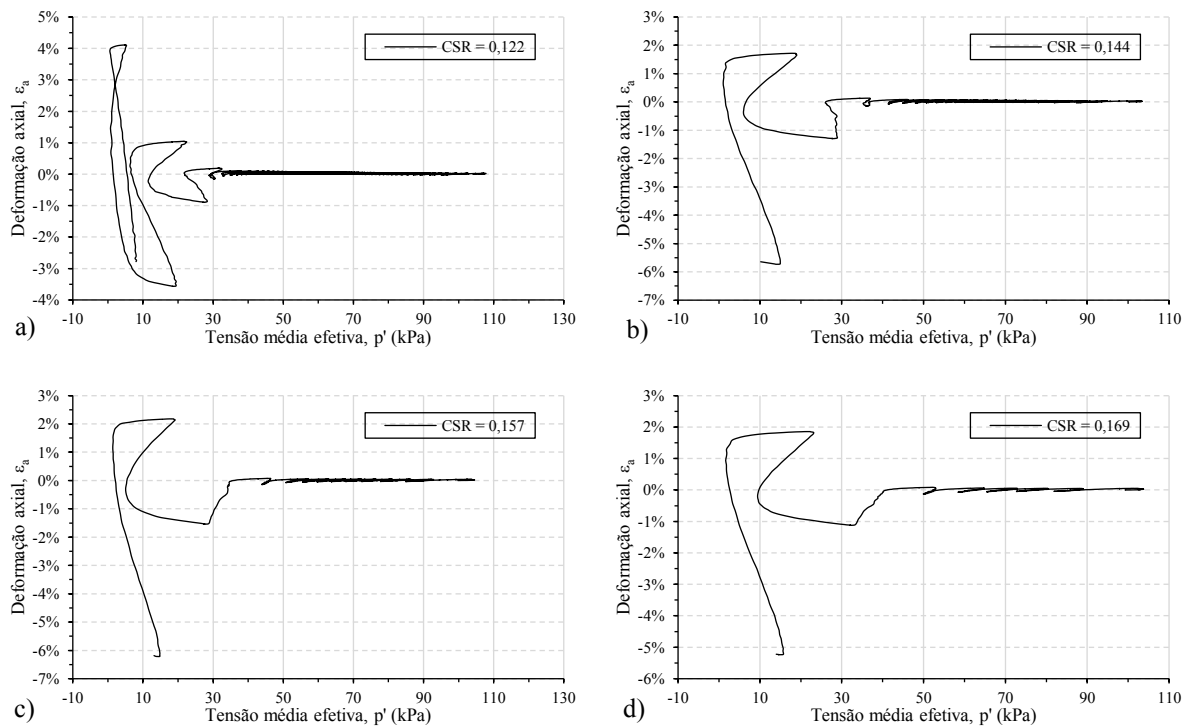
Um aumento do *CSR* causa uma redução no valor de $N/N_{(\epsilon \geq 5\%)}$ para o qual se atinge o ponto de instabilidade. Além disso, para maiores valores de *CSR*, e um mesmo valor de $N/N_{(\epsilon \geq 5\%)}$ maiores são as deformações normalizadas na região final do gráfico. Segundo Cristofaro *et al.* (2022), isso ocorre provavelmente em virtude de maiores deformações plásticas ocorridas na região de instabilidade.

Figura 52 - Variação da deformação normalizada com o número de ciclos normalizado para diferentes intensidades de carregamento cíclico.



Como visto anteriormente, a cada ciclo de carregamento a geração de excessos de poropressão positivos reduzem a tensão média efetiva até um certo nível em que o solo perde subitamente sua rigidez e inicia o processo de liquefação. Esse aspecto é melhor visualizado observando-se a variação das deformações com a tensão média efetiva como está exposto no gráfico da Figura 53.

Figura 53 - Variação da deformação axial com a tensão média efetiva para CSR de a) 0,122 b) 0,144 c) 0,157 e d) 0,169.



A tensão mínima para a qual as deformações crescem subitamente é maior com o aumento no valor do *CSR*, o valor dessa tensão foi de, aproximadamente, 30 kPa, 40 kPa, 50 kPa e 60 kPa para os *CSRs* de 0,122, 0,144, 0,157 e 0,169, respectivamente.

5.2.1.2.4 Trajetórias de tensões

Nesta seção são apresentadas as trajetórias de tensões efetivas obtidas para os ensaios conduzidos em diferentes intensidades de carregamento cíclico na areia fofa consolidada sob uma tensão de 100 kPa. Essas trajetórias podem ser visualizadas da Figura 54 a Figura 57. Observa-se que a cada ciclo de carregamento ocorre uma redução da tensão média efetiva e um deslocamento das trajetórias de tensões na direção da origem.

Figura 54 - Trajetória de tensões efetivas para *CSR* de 0,122.

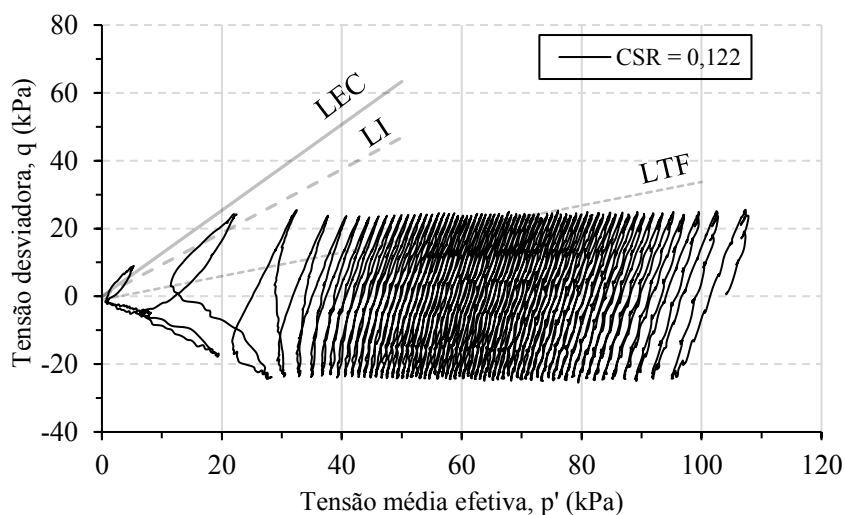


Figura 55 - Trajetória de tensões efetivas para *CSR* de 0,144.

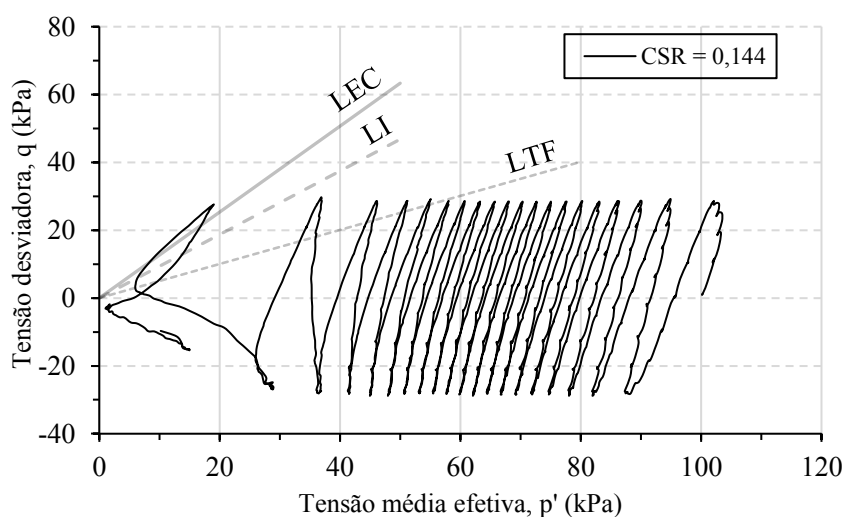
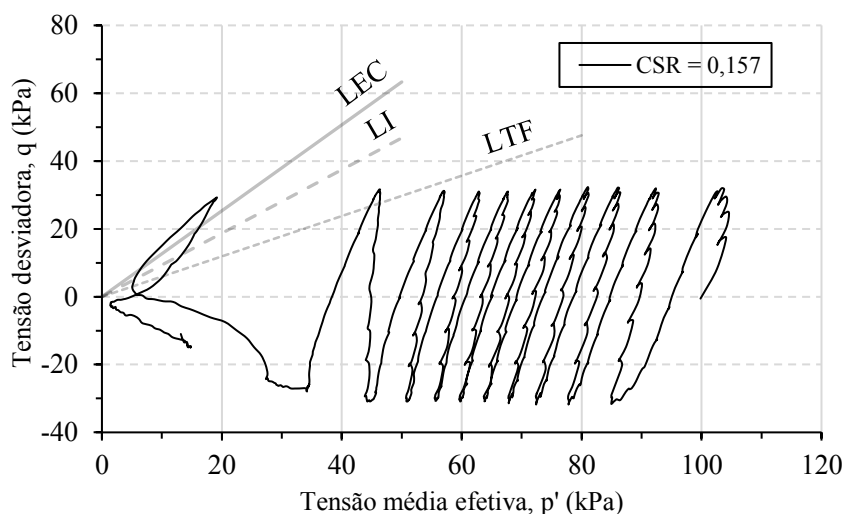
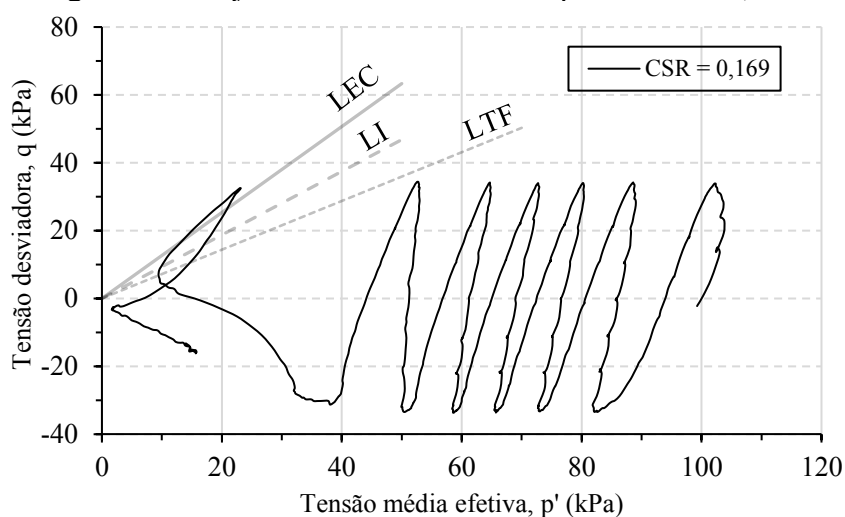


Figura 56 - Trajetória de tensões efetivas para CSR de 0,157.Figura 57 - Trajetória de tensões efetiva para CSR de 0,169.

Nos primeiros ciclos há uma maior redução de p' e depois essa redução ocorre de maneira praticamente constante até o alcance da região em que se inicia o processo de liquefação. Nos ciclos finais, quando a trajetória atinge a Linha de Transformação de Fase (LTF), há uma inversão do comportamento contrativo para dilatante e a trajetória segue no sentido contrário ao da origem até atingir a tensão desvio máxima quando sofre uma nova inversão. Por se tratar de amostras com baixa densidade relativa, o processo de liquefação ocorre por fluxo e a trajetória passa apenas 1 ou 2 vezes próximo a origem para então atender ao critério de parada do ensaio.

Para permitir uma correlação entre os dados do ensaio cíclico com a resposta do solo em carregamentos monotônicos, estão plotadas também as linhas de instabilidade e de estado crítico obtidas para a areia pura por Souza Júnior (2019). Essas linhas funcionam como

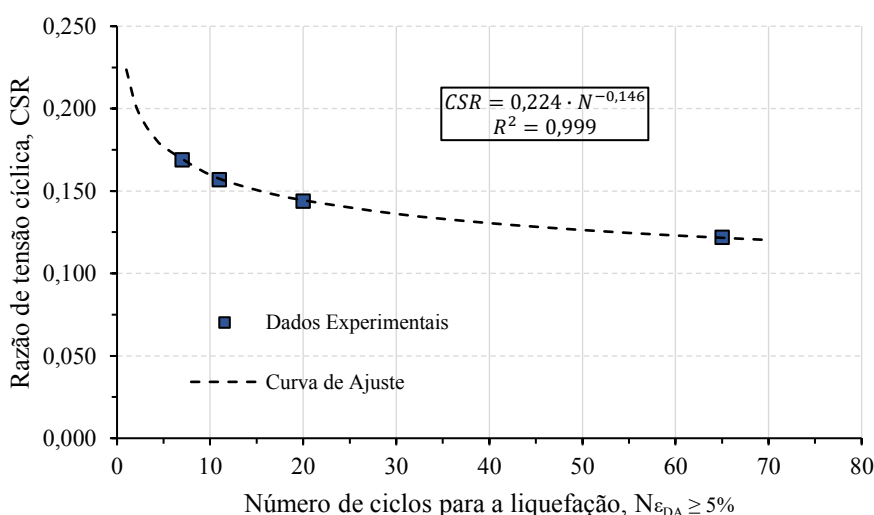
fronteiras no plano $p': q$ uma vez que representam os estados onde são atingidas as resistências de pico e residual, respectivamente. Quando a trajetória toca a LI tende-se a dar início ao processo de liquefação por fluxo, por outro lado, ao atingir a LEC a trajetória tende a seguir em inclinações semelhantes até o fim do ensaio.

Nos menores valores de CSR pode-se ver uma maior quantidade de ciclos executados e uma menor amplitude na tensão desviadora que é usado no cálculo do CSR . Além disso, a inclinação da LTF aumenta de 19° no ensaio com CSR de 0,122, para 27° , 31° e 36° nos CSR s de 0,144 e 0,157 e 0,169, respectivamente, indicando que o estado de transformação de fase é atingido mais rapidamente com o aumento na intensidade do carregamento cíclico.

5.2.1.2.5 Resistência à liquefação

A curva de variação do número de ciclos requerido para atingir 5% da dupla amplitude de deformação para diferentes valores de CSR pode ser vista na Figura 58. Um aumento no valor do CSR provoca a liquefação do solo em um menor número de ciclos em uma tendência que pode ser ajustada a uma curva de equação semelhante a Equação 3. Para a areia pura no estado fofo e sob uma tensão de confinamento de 100 kPa, foram necessários 65, 20, 11 e 7 ciclos para desencadear a liquefação sob CSR de 0,122, 0,144, 0,157 e 0,169, respectivamente.

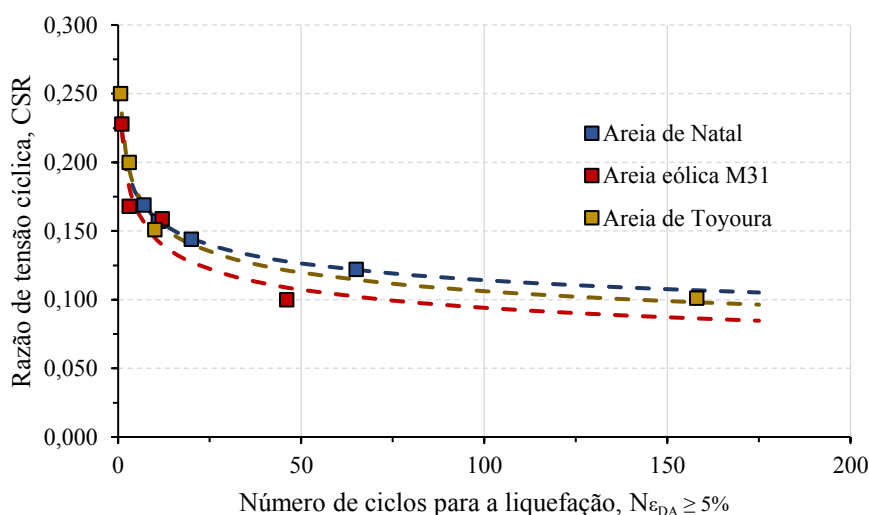
Figura 58 - Razão de tensão cíclica versus número de ciclos para liquefação.



Na Tabela 8 são mostradas a quantidade de ciclos $N_{\epsilon_{DA} \geq 5\%}$, e os valores de CSR para provocar a liquefação em todas as amostras de areia pura estudadas. Na prática isso significa que abalos sísmicos de maior intensidade irão provocar a liquefação de depósitos de solo suscetíveis em uma menor quantidade de ciclos.

No ajuste dos dados à Equação 3 encontraram-se valores dos coeficientes a e b iguais, respectivamente, a 0,224 e 0,146. Esses valores estão próximos ao observado em solos arenosos reportados em outras pesquisas (ASADI *et al.*, 2018; SALEM; ELMAMLOUK; AGAIBY, 2013). A curva de resistência cíclica da areia eólica de Natal foi comparada com as curvas da areia de Toyoura, uma areia quartzosa uniforme comumente utilizada em testes de laboratório no Japão, obtida por Toyota e Takada (2017) e a curva de uma areia de origem eólica usada por Vranna e Tika (2019) todas no estado fofo e submetidas a uma tensão de confinamento de 100 kPa (Figura 59).

Figura 59 - Comparação da curva de resistência da areia de Natal com as de outras areias.



As curvas dos três solos estão próximas, indicando que a resistência cíclica é similar. Esse fato já era esperado por se tratarem de materiais com características semelhantes, areias uniformes de mineralogia predominantemente quartzosa, além de estarem no estado fofo e submetidas a um ensaio sob mesma tensão de confinamento. Essa similaridade também pode ser observada por meio dos coeficientes a e b da Equação 3, obtidas para cada solo e mostrados na Tabela 9.

Tabela 9 - Coeficientes de ajuste para as curvas de resistência cíclica dos solos.

Material	Coeficientes de ajuste da curva de resistência	
	a	b
Areia de Natal	0,224	0,146
Areia de Toyoura (TOYOTA; TAKADA, 2017)	0,236	0,173
Areia eólica M31 (VRANNA; TIKA, 2019)	0,224	0,188

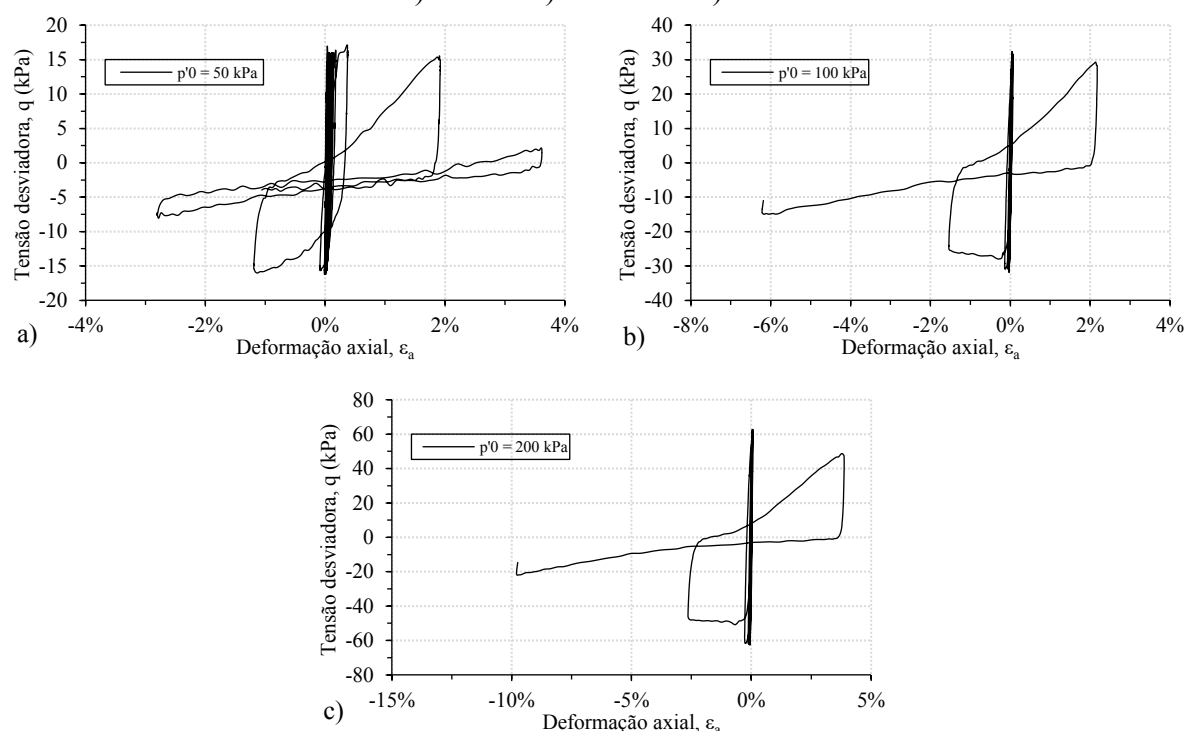
5.2.1.3 Influência da tensão de confinamento

A resistência dos solos é dependente da tensão de confinamento aplicada. No caso de ensaios cíclicos, para um mesmo valor de *CSR*, um aumento da tensão de confinamento ocasiona um aumento na tensão desvio cíclica aplicada. Além disso, o índice de vazios ao final da consolidação também é alterado, influenciando no entrosamento entre as partículas e como elas reagem aos carregamentos. Nesta seção é investigada a influência da tensão de confinamento na resistência à liquefação da areia pura, assim como no seu comportamento tensão-deformação, padrão de geração de poropressões e deformações e trajetória de tensões por meio de ensaios conduzidos sob tensões de 50 kPa, 100 kPa e 200 kPa e *CSR* médio de 0,155 em amostras preparadas no estado fofo.

5.2.1.3.1 Comportamento tensão-deformação

Observando-se a Figura 60 é possível verificar que a tensão de confinamento não apresenta grande influência no formato das curvas de histerese da areia pura e o comportamento geral pode ser descrito como na seção 5.2.1.2.1.

Figura 60 - Comportamento tensão-deformação da areia pura para as tensões de confinamento de a) 50 kPa b) 100 kPa e c) 200 kPa.



Embora as tensões cíclicas aplicadas cresçam com o incremento na tensão de confinamento, as deformações permanecem pequenas durante a maioria dos ciclos e aumentam substancialmente nos ciclos finais quando o solo experimenta uma instabilidade provocada pelo início do processo de liquefação. Nesse momento há uma redução na rigidez das amostras e os loops se tornam mais abertos, com grandes deformações na compressão e extensão.

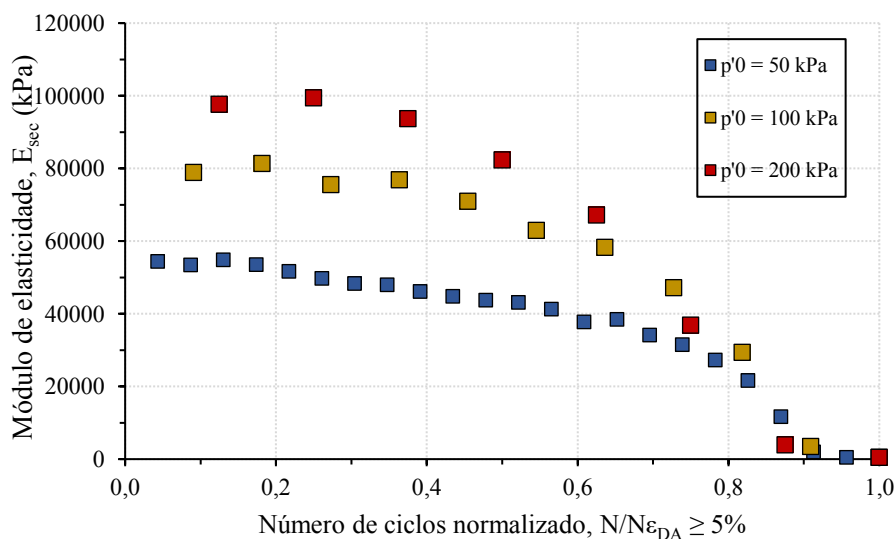
Na condição de instabilidade, enquanto as amostras testadas sob tensões de 100 kPa e 200 kPa suportaram apenas um ciclo, no teste com 50 kPa dois ciclos foram executados nesse momento, o que indica uma maior resistência da amostra frente ao carregamento. Por fim, todos os ensaios foram paralisados durante o estágio de extensão.

Parâmetros dinâmicos

Em relação aos parâmetros dinâmicos, todos os testes apresentaram comportamentos semelhantes. No início do ensaio, o módulo de elasticidade é alto e, para valores de ciclo normalizado inferiores a 0,8, maiores valores são obtidos com o aumento da tensão de confinamento (Figura 61). Para um $N/N_{(\epsilon_{DA} \geq 5\%)}$ de 0,5, os valores de E_{sec} para as tensões de confinamento de 50 kPa, 100 kPa e 200 kPa são de, aproximadamente, 43,4 MPa, 66,9 MPa e 82,3 MPa, respectivamente.

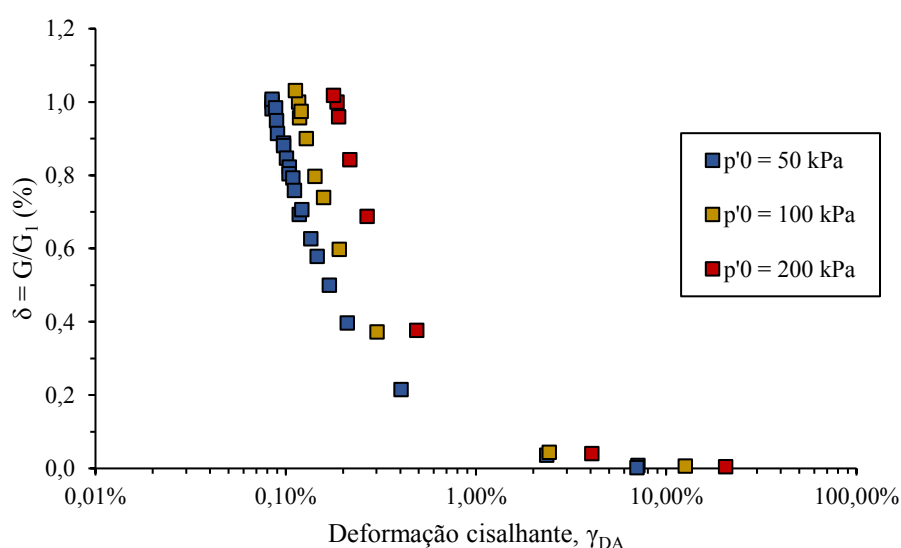
Entretanto, a partir desse ponto até o fim do ensaio os módulos reduzem rapidamente e se tornam muito próximos, mostrando que a tensão de confinamento não influencia na rigidez do solo durante o estágio de instabilidade.

Figura 61 - Variação do módulo de elasticidade secante com o número de ciclos para diferentes tensões de confinamento.



Pela Figura 62 pode-se ver que a variação do índice de degradação do módulo de cisalhamento secante com a deformação cisalhante possui um padrão similar independente da tensão de confinamento, indicando uma mesma taxa de variação desse parâmetro. Entretanto, um aumento da confinante acarreta em maiores valores de δ para uma mesma deformação cisalhante. Assim como ocorre com o aumento na intensidade do carregamento cíclico, maiores deformações são apresentadas pelas amostras submetidas a maiores tensões de confinamento desde o início do ensaio, provocando o deslocamento da curva para a direita.

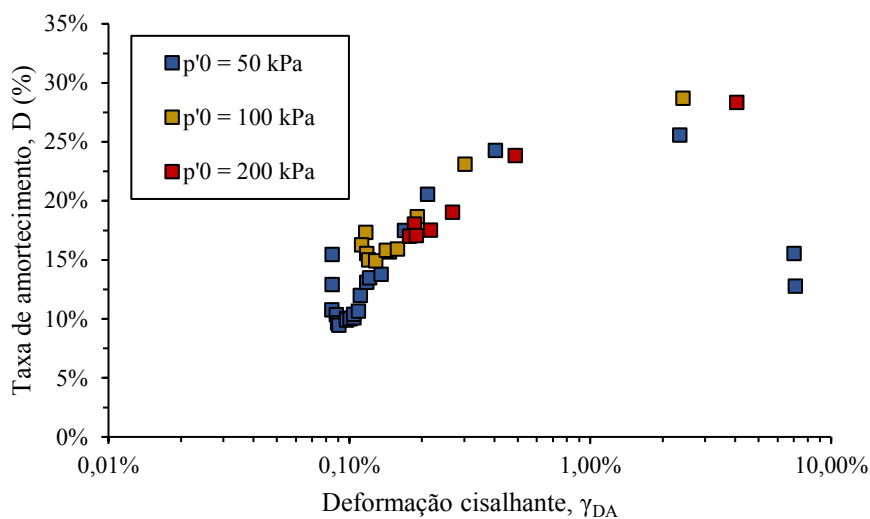
Figura 62 - Variação do índice de degradação com a deformação cisalhante para diferentes tensões de confinamento.



Um aumento na taxa de amortecimento mínima (D_{min}), bem como na deformação nesse ponto são observadas com o aumento na tensão de confinamento (Figura 63). Os valores de D_{min} são, respectivamente, 9,4%, 14,9% e 17,1% para as tensões de confinamento de 50 kPa, 100 kPa e 200 kPa. É possível ainda verificar que as curvas se aproximam a partir de uma deformação de 0,2% e atingem um valor máximo entre 2% e 5% de deformação cisalhante.

De maneira geral, embora a degradação nos parâmetros dinâmicos ocorra mais rapidamente, em razão do menor número de ciclos até a liquefação, maiores valores desses parâmetros são obtidos com o aumento na tensão de confinamento para um número normalizado de ciclos ou deformação cisalhante. A maior rigidez pode ser explicada também pelo fato de que com o aumento na tensão de confinamento uma maior variação volumétrica ocorre no processo de consolidação levando a estrutura do solo para um estado mais compacto.

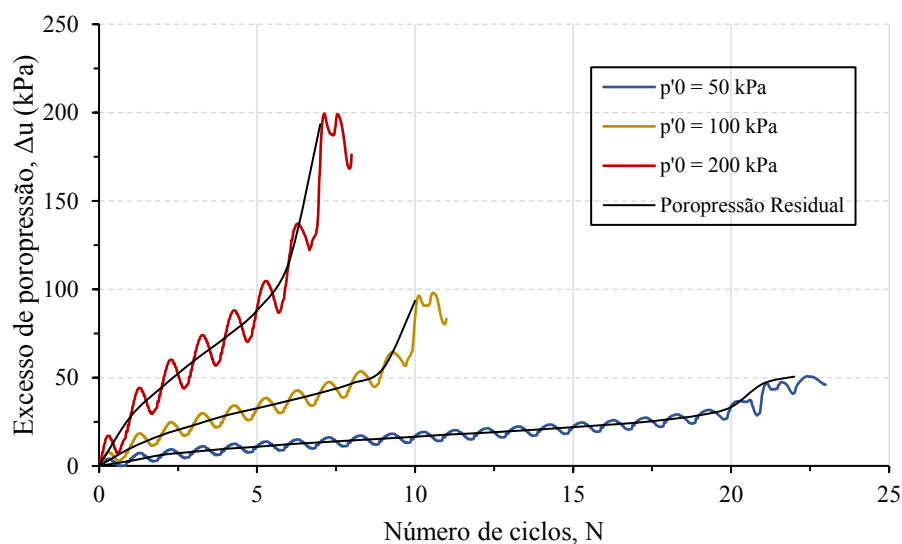
Figura 63 - Variação da taxa de amortecimento com a deformação cisalhante para diferentes tensões de confinamento.



5.2.1.3.2 Variação da poropressão

A variação dos excessos de poropressão com o número de ciclos para cada tensão de confinamento pode ser vista na Figura 64.

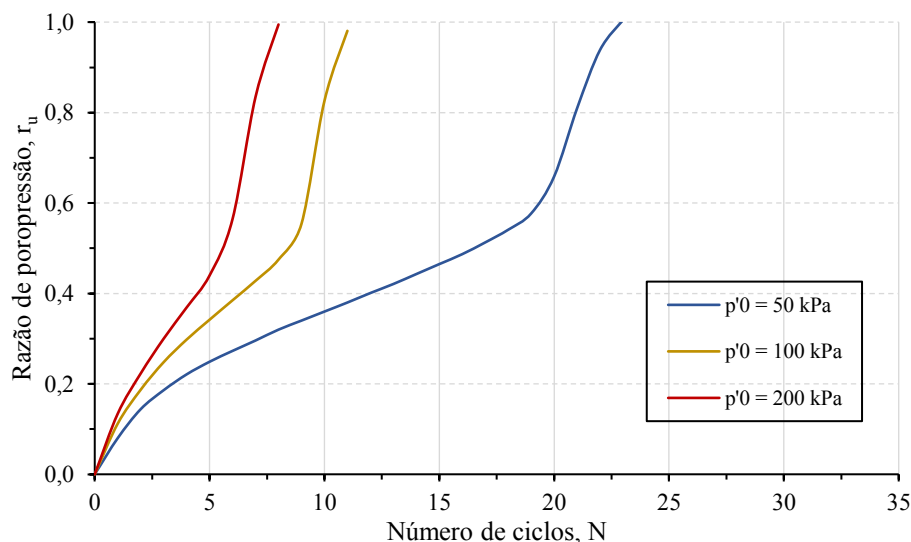
Figura 64 - Variação da poropressão com o número de ciclos para diferentes tensões de confinamento.



Com o aumento na tensão de confinamento maiores poropressões são geradas a cada ciclo, levando o solo a um estado de liquefação mais rapidamente. Os níveis de poropressão final também aumentam uma vez que se igualam a tensão de confinamento aplicada. A normalização da poropressão em relação a p'_0 elimina a influência da tensão de confinamento

na posição das curvas em relação ao eixo das ordenadas (Figura 65). Pode-se notar que uma mudança na tensão de confinamento influencia especialmente no primeiro e segundo estágios do gráfico, onde a inclinação da curva aumenta consideravelmente. Enquanto isso, o terceiro estágio parece não ser afetado.

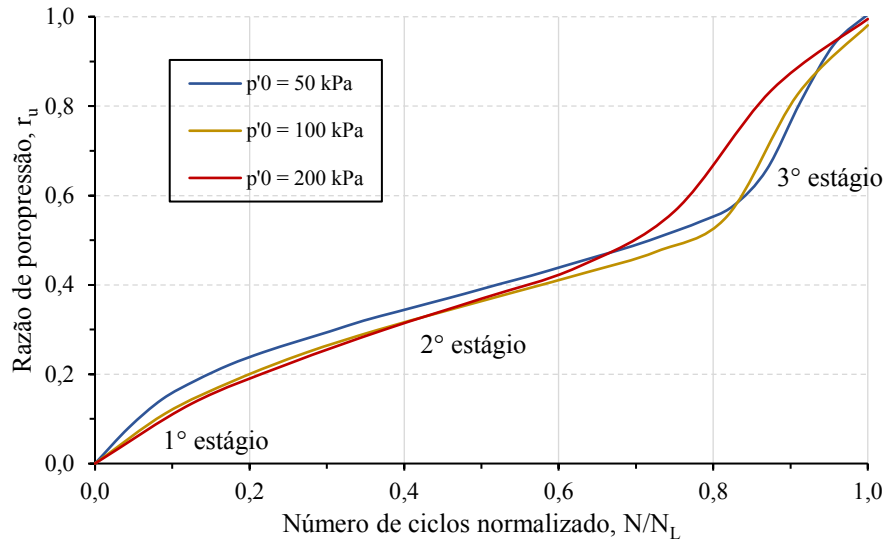
Figura 65 - Variação da razão de poropressão com o número de ciclos para diferentes tensões de confinamento.



Tomando, por exemplo, a variação de r_u entre o 4º e 5º ciclos, onde todas as amostras já se encontram no segundo estágio, com o aumento na tensão de confinamento de 50 kPa para 100 kPa e 200 kPa, essa variação passou de 0,028 para 0,044 e 0,069, respectivamente, indicando um maior crescimento desse parâmetro a cada ciclo. Além disso, o valor de r_u no fim do segundo estágio é maior com o aumento da tensão de confinamento, permanecendo na faixa entre 0,5 e 0,6. O valor de r_u igual a 1 é atingido em 23, 11 e 8 ciclos para as tensões de 50 kPa, 100 kPa e 200 kPa, respectivamente.

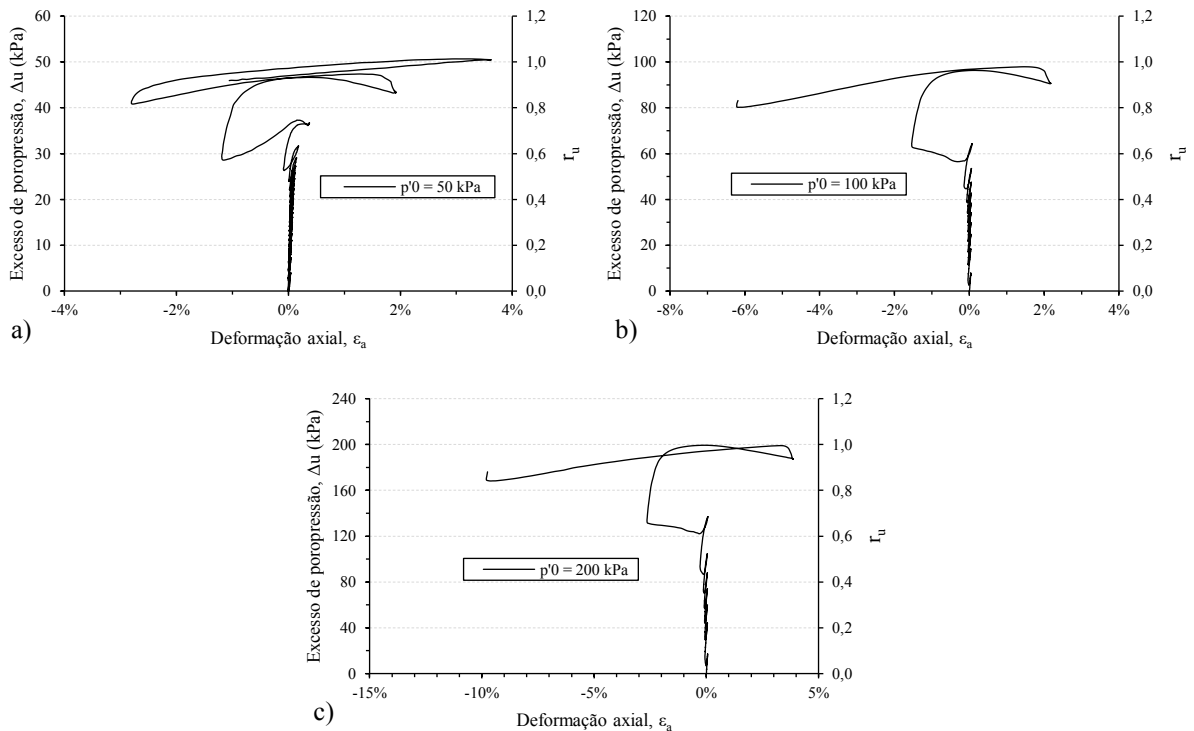
A resposta da areia pura sob diferentes tensões de confinamento também pode ser analisada em termos de ciclos normalizados (Figura 66). As curvas apresentam formatos semelhantes e praticamente se sobrepõem no primeiro e segundo estágios. No terceiro estágio a curva referente a p'_0 de 200 kPa se desloca para a esquerda, indicando que há um crescimento antecipado da poropressão. Os valores de N/N_L no início do terceiro estágio são de aproximadamente 0,85, 0,8 e 0,7 para as tensões de confinamento de 50 kPa, 100 kPa e 200 kPa, respectivamente. O ajuste das curvas ao modelo de Seed, Martin e Lysmer (1975) retornaram valores de ψ iguais a 0,653, 0,574 e 0,631, mostrando que não há uma grande influência desse fator no ajuste das curvas ao modelo.

Figura 66 - Variação da razão de poropressão com o número de ciclos normalizado para diferentes tensões de confinamento.



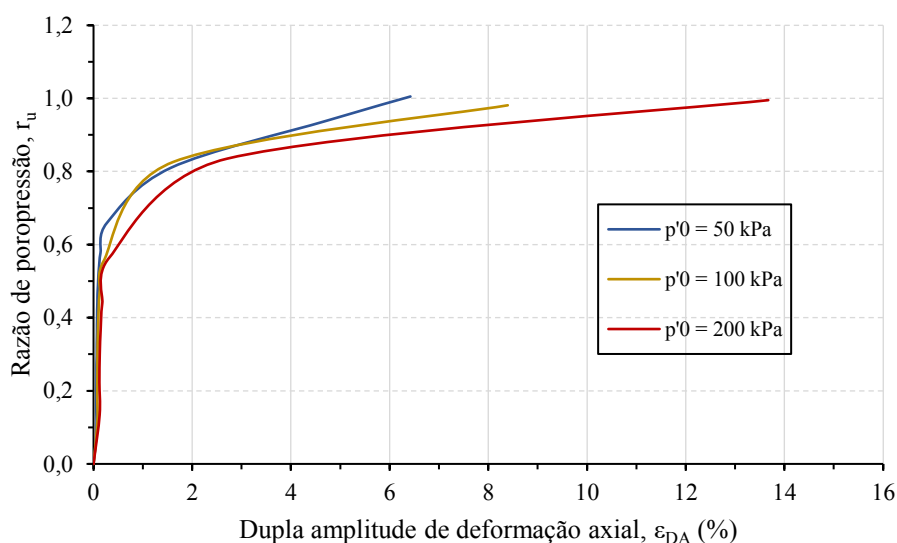
A alteração da tensão de confinamento também não afeta de maneira significativa o padrão de geração das poropressões em relação às deformações axiais. As poropressões crescem continuamente até um nível de r_u em torno de 0,6 quando há um início da liquefação e grandes deformações surgem na amostra (Figura 67).

Figura 67 - Variação da deformação axial com o excesso de poropressão para as tensões de confinamento de a) 50 kPa b) 100 kPa e c) 200 kPa.



Na parte inicial do gráfico, as curvas permanecem próximas, entretanto, em valores de r_u superiores a 0,5, a curva referente ao ensaio conduzido sob tensão de confinamento de 200 kPa está posicionada mais abaixo no gráfico. Isso implica em menores valores de razão de poropressão, se comparado aos ensaios com 50 kPa e 100 kPa, para um mesmo nível de dupla amplitude de deformação axial (Figura 68).

Figura 68 - Variação da razão de poropressão com a dupla amplitude de deformação axial para diferentes tensões de confinamento.



5.2.1.3.3 Evolução das deformações

Na Figura 69 e Figura 70 estão mostrados, respectivamente, os gráficos de variação da deformação axial e dupla amplitude de deformação com o número de ciclos para cada tensão de confinamento. Em todos os casos, as deformações se mantêm pequenas até os últimos ciclos quando aumentam significativamente até superar os 5% de dupla amplitude de deformação na região de extensão. A deformação final aumenta com o aumento da tensão de confinamento, o que pode ser causado pelas maiores tensões desvio aplicadas. Esse efeito é semelhante ao observado com o aumento na intensidade do carregamento cíclico.

Figura 69 - Variação da deformação axial com o número de ciclos para diferentes tensões de confinamento.

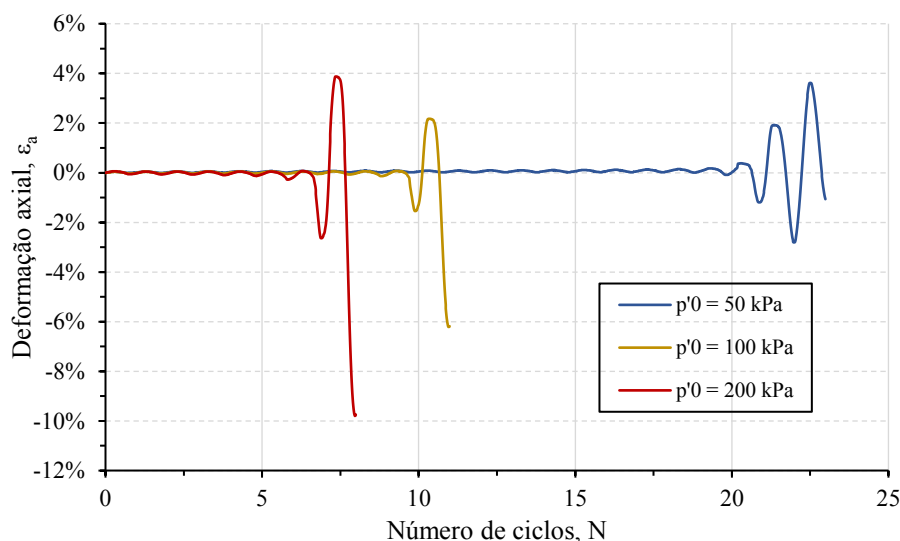
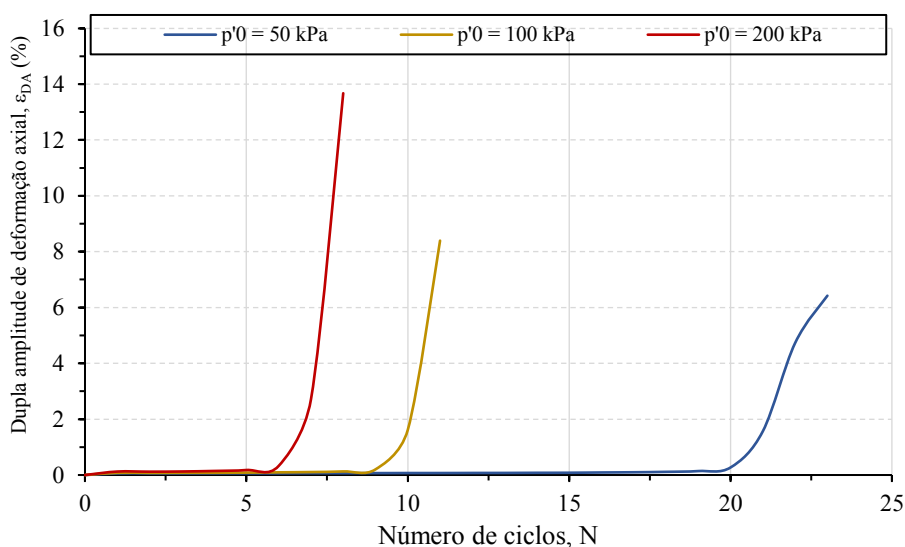


Figura 70 - Variação da dupla amplitude de deformação com o número de ciclos para diferentes tensões de confinamento.



A normalização dos ciclos e das deformações (Figura 71) mostra que nos ensaios com maior tensão de confinamento as deformações se desenvolvem mais rapidamente durante a fase de instabilidade, o que é semelhante ao observado na variação das poropressões. O aumento súbito das deformações ocorre nos valores de $N/N_{(\epsilon \geq 5\%)}$ de, aproximadamente, 0,85, 0,8 e 0,75, para as tensões de confinamento de 50 kPa, 100 kPa e 200 kPa, respectivamente. A tensão média efetiva para o qual há um aumento súbito das deformações se mantém em torno de 40% da tensão de confinamento efetiva inicial (Figura 72).

Figura 71 - Variação da deformação normalizada com o número de ciclos normalizado para diferentes tensões de confinamento.

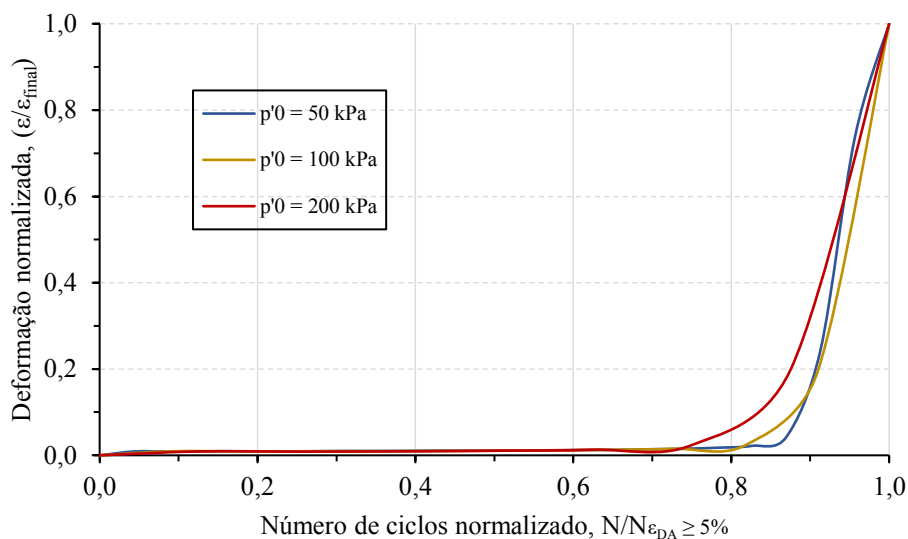
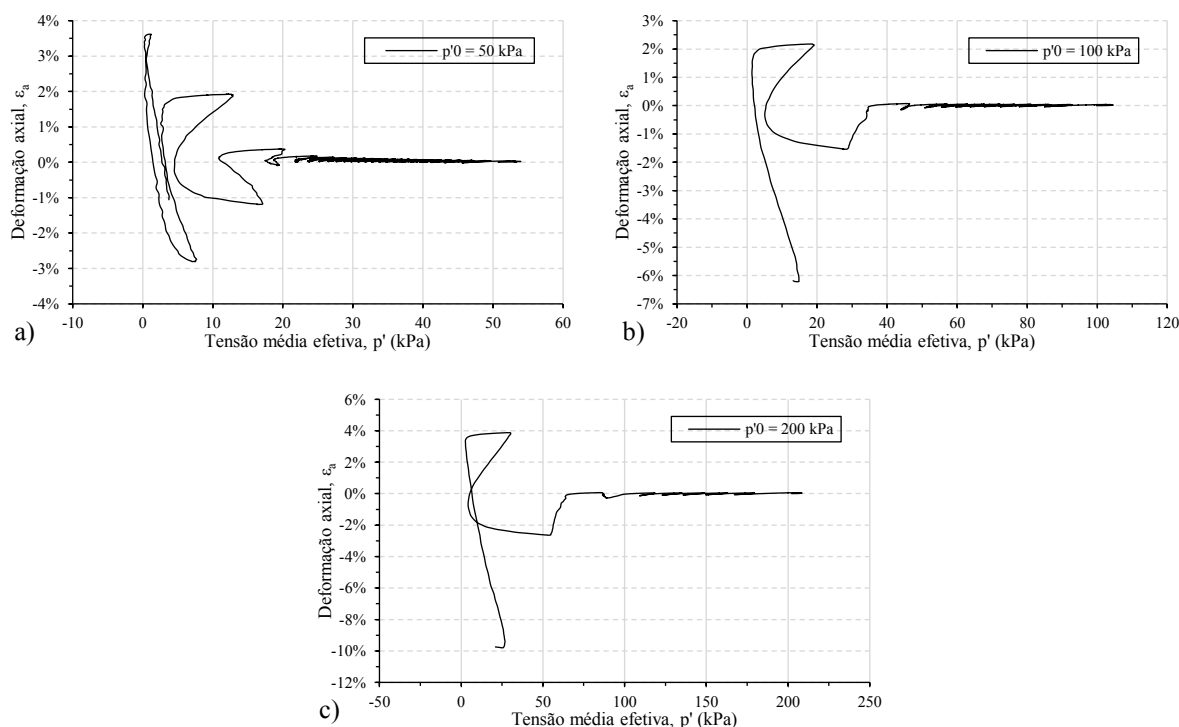


Figura 72 - Variação da deformação axial com a tensão média efetiva para as tensões de confinamento de a) 50 kPa b) 100 kPa e c) 200 kPa.



5.2.1.3.4 Trajetórias de tensões

As trajetórias de tensões para os testes de carregamento triaxial cíclico conduzidos sob cada tensão de confinamento são mostradas na Figura 73, Figura 74 e Figura 75.

Figura 73 - Trajetória de tensões efetivas para a tensão de confinamento de 50 kPa.

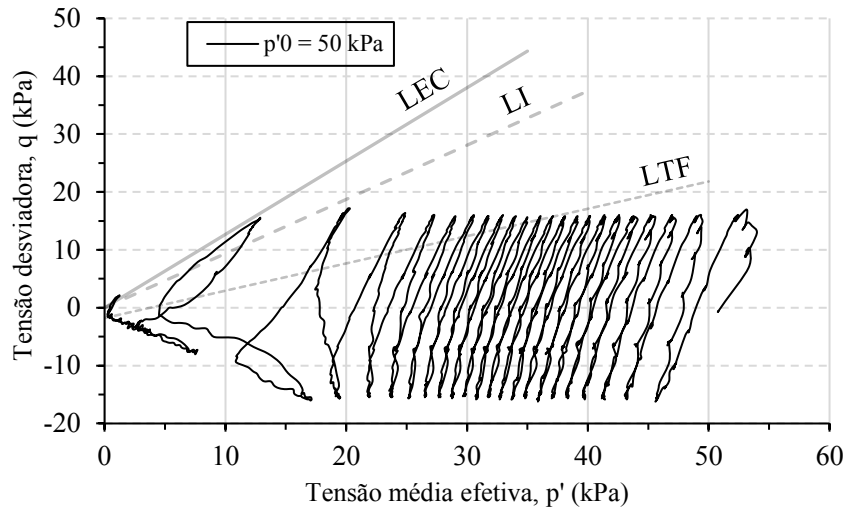


Figura 74 - Trajetória de tensões efetivas para a tensão de confinamento de 100 kPa.

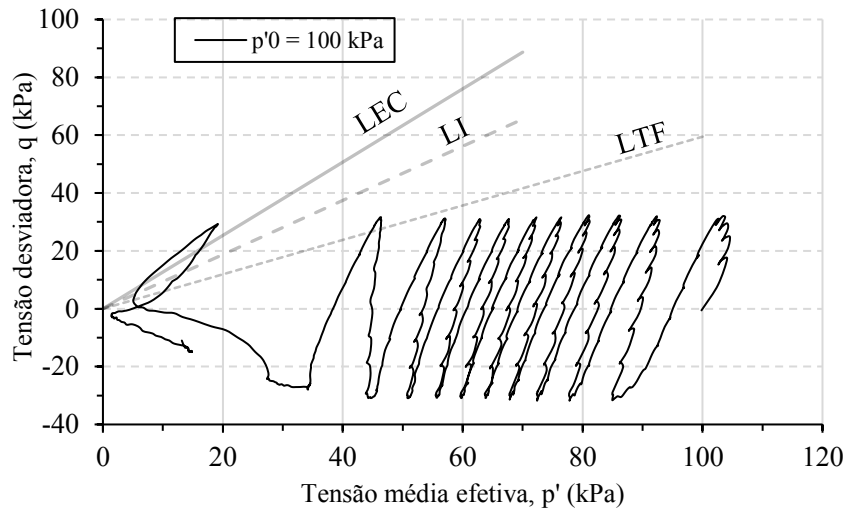
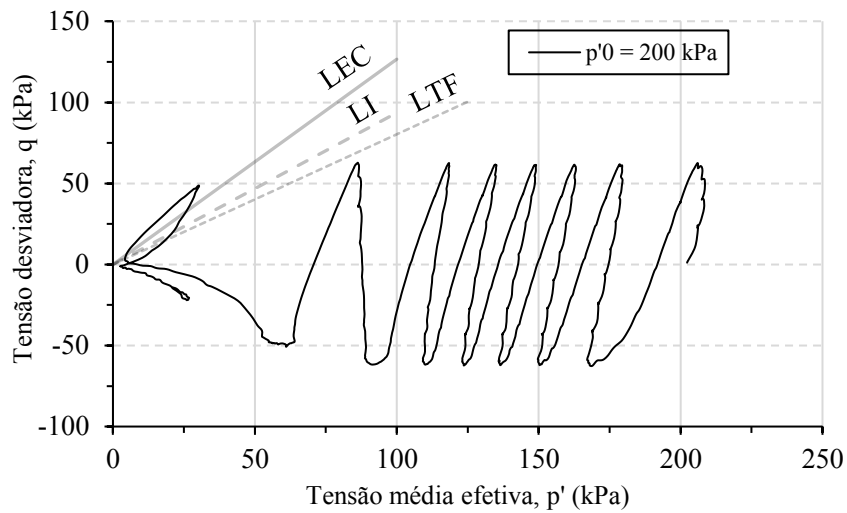


Figura 75 - Trajetória de tensões efetivas para a tensão de confinamento de 200 kPa.



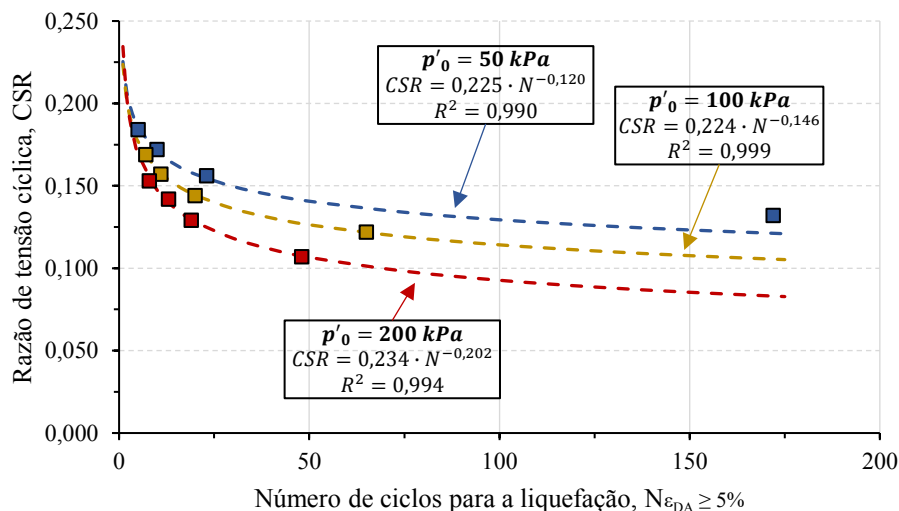
Independente da tensão aplicada, a trajetória se desloca no sentido da origem a cada ciclo, em razão da diminuição na tensão média efetiva. Para todos os casos, o solo atinge um estado de liquefação por fluxo com poucos ciclos sendo executados na região de instabilidade. A inversão de comportamento ao atingir a LTF também é observada nesses ensaios. A inclinação da LTF para as tensões de 50 kPa, 100 kPa e 200 kPa foi de, aproximadamente, 25°, 31° e 39°, respectivamente, ou seja, há um aumento na inclinação dessa linha com o aumento na tensão de confinamento.

Pode-se notar ainda que, no caso do ensaio com 50 kPa, a trajetória de tensões fica limitada à LEC, o que não se verifica nos ensaios com 100 kPa e 200 kPa. A diferença na inclinação da trajetória e da LEC na região de instabilidade aumenta com o aumento da tensão de confinamento e pode ser causada por imprecisões na medição das poropressões ou alteração na tensão de confinamento em razão do rápido movimento do pistão dentro da câmara triaxial no momento da liquefação.

5.2.1.3.5 Resistência à liquefação

A influência da tensão de confinamento na resistência à liquefação da areia pura pode ser melhor analisada por meio da Figura 76 onde estão plotadas as curvas de variação do número de ciclos para liquefação com a intensidade do carregamento cíclico, *CSR*. Um aumento da tensão de confinamento causa uma redução na resistência à liquefação da areia, o que pode ser observado com a translação das curvas para baixo. A distância entre as curvas de resistência aumenta com o aumento no número de ciclos, indicando uma maior dependência a esse fator.

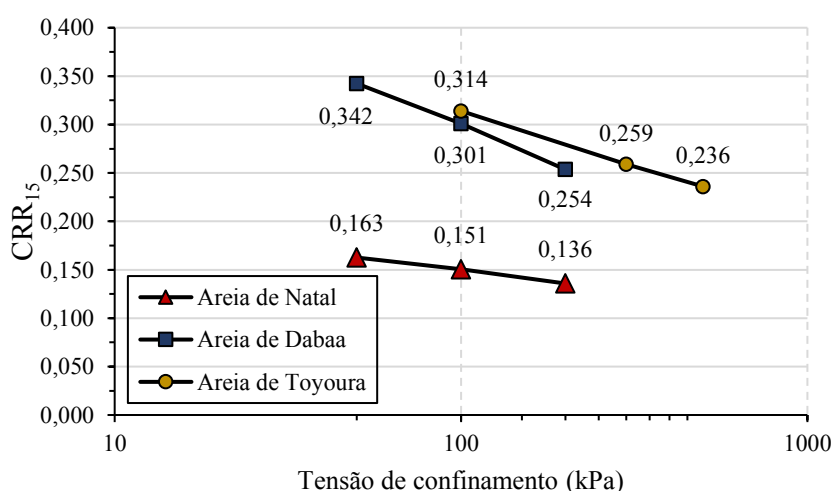
Figura 76 - Curvas de resistência cíclica para cada tensão de confinamento.



Para um mesmo CSR de 0,150 um aumento da tensão de confinamento de 50 kPa para 100 kPa provocou uma redução no número de ciclos necessários para causar liquefação de 23 para 11 ciclos, ou seja, uma redução de 52,17%. De 50 kPa para 200 kPa essa redução foi de 65,21%. Salem, Elmamlouk e Agaiby (2013), Sağlam e Bakir (2014) e Wei e Yang (2019) também encontraram uma redução da resistência à liquefação de solos arenosos e siltosos com o aumento na tensão de confinamento. Para estes autores isso pode ser atribuído a um aumento na tendência contrativa das amostras com o aumento da tensão de confinamento. Liu (2020) obteve um aumento do número de ciclos para o desencadeamento da liquefação com o aumento na tensão de confinamento para areias com finos plásticos. Nesse caso, a plasticidade das partículas pode ter influenciado no comportamento distinto encontrado, com a criação de uma estrutura mais estável com o aumento da tensão de confinamento.

Na Figura 76 também pode ser visto o ajuste das curvas de resistência à Equação 3. O parâmetro a da equação influencia a posição vertical da curva enquanto b controla sua inclinação em função do número de ciclos aplicados (AJMERA; BRANDON; TIWARI, 2019). Esses parâmetros determinam a sensibilidade da curva de resistência ao carregamento cíclico. É possível ver que o incremento na tensão de confinamento não afeta de maneira significativa o parâmetro a enquanto o parâmetro b aumenta, indicando que a tensão de confinamento tem maior influência na inclinação das curvas de resistência. A resistência das amostras também pode ser comparada por meio do gráfico da Figura 77 que mostra a variação do CRR_{15} com a tensão de confinamento para a areia de Natal, bem como para uma areia calcárea de Dabaa no norte do Egito e para a areia de Toyoura no Japão, obtidos dos resultados reportados por Salem, Elmamlouk e Agaiby (2013) e Wei e Yang (2019), respectivamente.

Figura 77 - Variação do CRR_{15} com a tensão de confinamento.



A curva descendente indica a perda de resistência. Os *CSRs* necessários para desencadear a liquefação nas amostras de areia de Natal no estado fofo em 15 ciclos sob tensões de confinamento de 100 kPa e 200 kPa, são 92,6% e 83,4% do *CSR* referente à tensão de 50 kPa, respectivamente. Mesmo comportamento foi observado nos demais solos mostrados no gráfico, entretanto, as resistências obtidas foram maiores. Isso ocorreu uma vez que estes se encontravam em uma densidade relativa compatível com a de solos medianamente compactos.

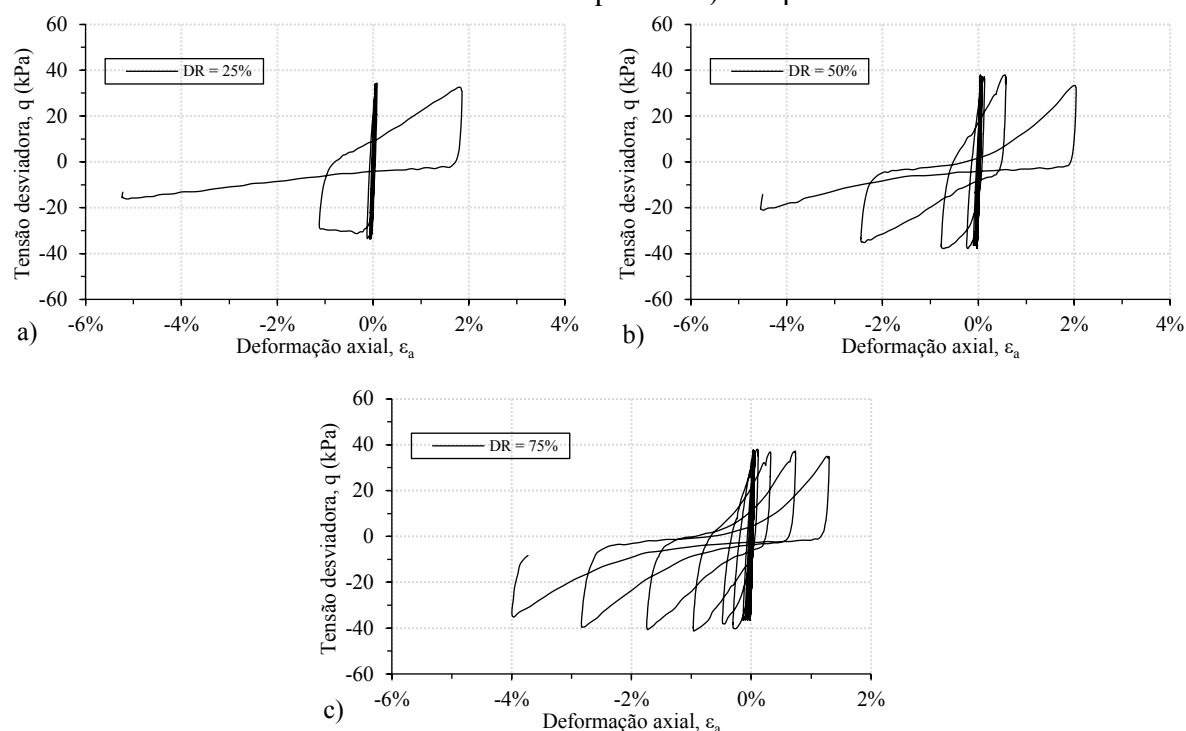
5.2.1.4 Influência da densidade relativa

A densidade relativa de uma areia está diretamente relacionada ao entrosamento entre os grãos e à resposta da estrutura aos carregamentos. Uma vez que a resistência do solo muda com esse parâmetro, diferentes *CSRs* são necessários para induzir a liquefação em uma mesma faixa de ciclos, no caso desse trabalho entre 1 e 100 ciclos. Com isso, nessa seção são mostrados os resultados obtidos para areias fofa, medianamente compacta e compacta testadas sob um *CSR* médio de 0,180 e sob uma mesma tensão de confinamento (100 kPa) de maneira a isolar o efeito da densidade relativa no comportamento não drenado do solo.

5.2.1.4.1 Comportamento tensão-deformação

Os comportamentos tensão-deformação da areia pura no estado fofo, medianamente compacto e compacto podem ser visualizados na Figura 78. Até o momento de instabilidade, quando as deformações crescem mais rapidamente, o comportamento da areia é muito semelhante, entretanto, com o aumento da densidade relativa há um aumento no número de ciclos capazes de serem executados durante essa condição. Enquanto na areia fofa, no último ciclo as deformações aumentam subitamente até os 5% de dupla amplitude, na areia compacta, as deformações crescem em uma taxa menor até o alcance do critério de ruptura. Esse comportamento pode ser explicado pelo maior entrosamento das partículas e um comportamento menos contrativo, o que proporciona maior rigidez e estabilidade mesmo sob baixos níveis de tensão de confinamento.

Figura 78 - Comportamento tensão-deformação da areia pura no estado a) fofo b) medianamente compacto e c) compacto.

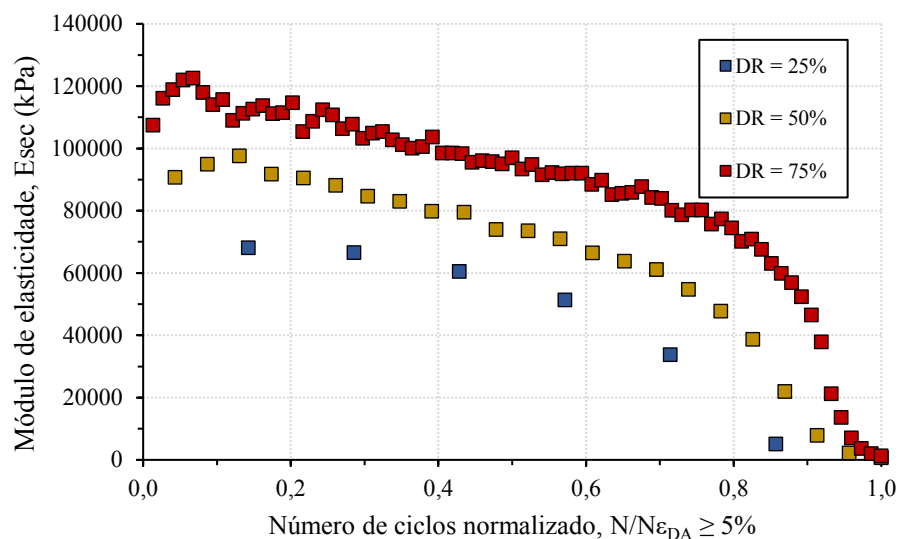


Embora ocorram deformações tanto no lado de compressão quanto de extensão, independente da densidade relativa as amostras atingiram a dupla amplitude de deformação superior aos 5% durante a fase de extensão. Boominathan, Rangaswamy e Rajagopal (2010) obtiveram deformações progressivas no lado de extensão para areias fofas, enquanto areias medianamente compactas e compactas falharam na compressão. Akhila, Rangaswamy e Sankar (2019) também reportaram o alcance da condição de liquefação com deformações de compressão para areias com finos medianamente compactas.

Parâmetros dinâmicos

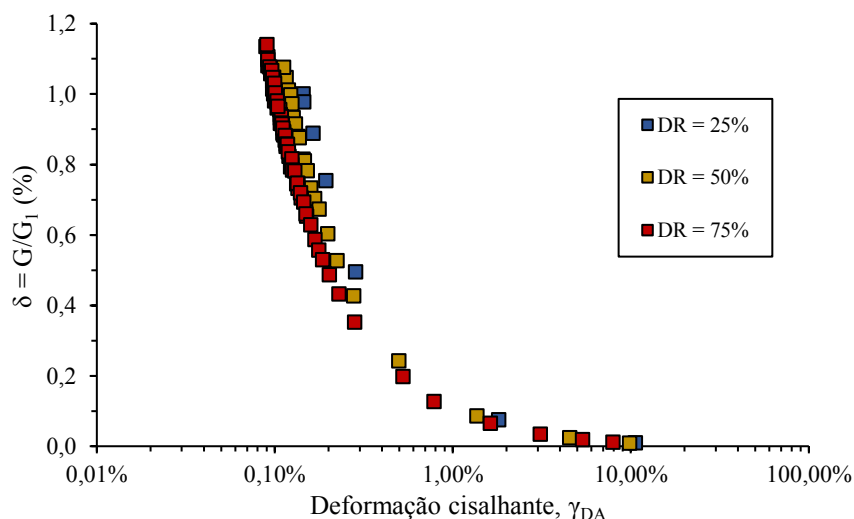
Com relação aos parâmetros dinâmicos, um estudo da variação do módulo de elasticidade secante pelo número de ciclos normalizado (Figura 79) mostra que maiores valores de E_{sec} são obtidos com o aumento da densidade relativa para qualquer $N/N_{\varepsilon_{DA} \geq 5\%}$, embora o comportamento seja semelhante, com a degradação do módulo até valores próximos a zero no final do ensaio. Para um $N/N_{\varepsilon_{DA} \geq 5\%}$ igual a 0,7, o valor de E_{sec} para as densidades relativas de 25%, 50% e 75% são de, aproximadamente, 33,7 MPa, 61,0 MPa e 83,9 MPa, respectivamente.

Figura 79 - Variação do módulo de elasticidade secante com o número de ciclos para diferentes densidades relativas.



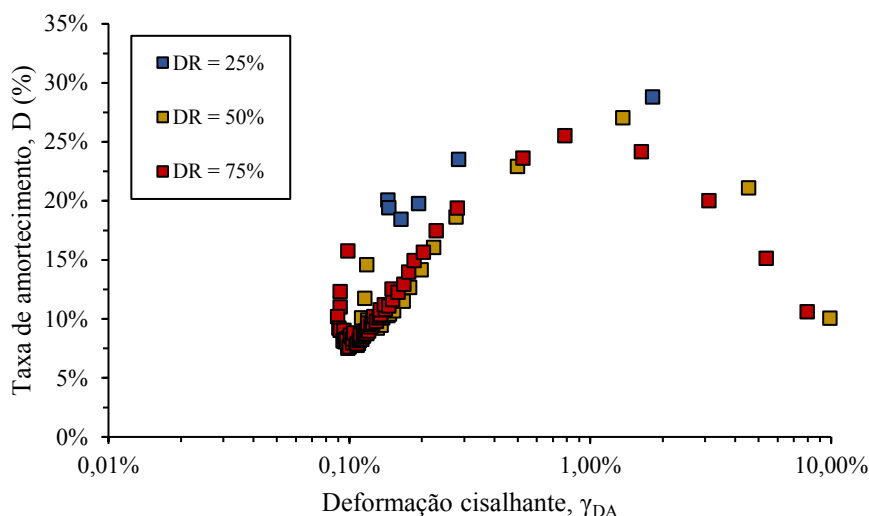
A taxa de degradação do módulo de cisalhamento secante com a deformação cisalhante para cada densidade relativa é mostrada na Figura 80. Assim como obtido por Chattaraj e Sengupta (2016) a densidade relativa não possui influência considerável no padrão de variação do índice de degradação que reduz consideravelmente de valores próximos a 1 até valores em torno de 0,1 entre as deformações cisalhantes de 0,1% e 1,0%.

Figura 80 - Variação do índice de degradação com a deformação cisalhante para diferentes densidades relativas.



Quanto à taxa de amortecimento, em relação à deformação cisalhante, o aumento na densidade relativa provoca uma alteração semelhante à redução na intensidade do carregamento, com translação dos pontos de mínimo para a esquerda e para baixo (Figura 81).

Figura 81 - Variação da taxa de amortecimento com a deformação cisalhante para diferentes densidades relativas.



Os valores de D_{min} para as densidades relativas de 25%, 50% e 75% foram de 18,4%, 9,2% e 7,5%, respectivamente. Entretanto, os pontos permanecem em uma estreita região indicando que a densidade relativa não provoca grandes alterações nesse parâmetro. Ademais a taxa de amortecimento inicialmente reduz até um valor mínimo, em seguida cresce para grandes deformações e volta a reduzir próximo ao fim do ensaio. Chattaraj e Sengupta (2016) encontraram um comportamento semelhante para areias do rio Kasai na Índia.

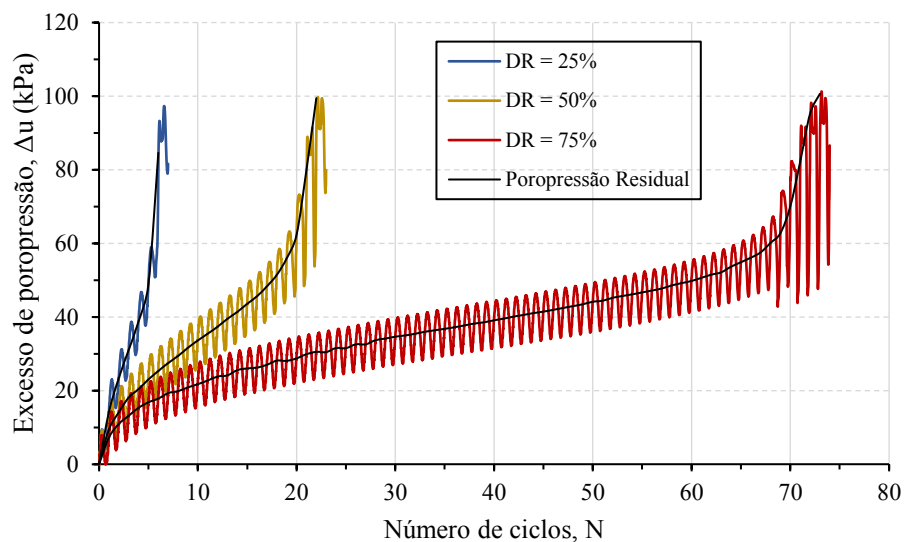
5.2.1.4.2 Variação da poropressão

A variação dos excessos de poropressão com o número de ciclos está mostrado na Figura 82. No caso do solo no estado fofo há um maior acúmulo de poropressão a cada ciclo, especialmente durante o primeiro e segundo estágios, fazendo com que o solo experimente o processo de liquefação em um menor número de ciclos. Enquanto nos dois primeiros estágios o padrão de geração e recuperação de poropressões é semelhante independente da densidade relativa, no terceiro estágio o comportamento é consideravelmente diferente.

Na amostra fofo o alcance do ponto de instabilidade é imediatamente marcado pela condição de início de liquefação ($r_u \geq 0,95$). Nas amostras mais compactas o terceiro estágio é marcado por uma grande geração de poropressão na fase de descarregamento e uma diminuição na fase subsequente de carregamento (compressão ou extensão) levando a um padrão de geração e recuperação das poropressões a cada ciclo (maior amplitude) e que está associado à ocorrência de mobilidade cíclica. Com isso, as amostras mais compactas são mais

estáveis após o ponto C (Figura 40) e mais ciclos são necessários para o alcance da condição de início de liquefação.

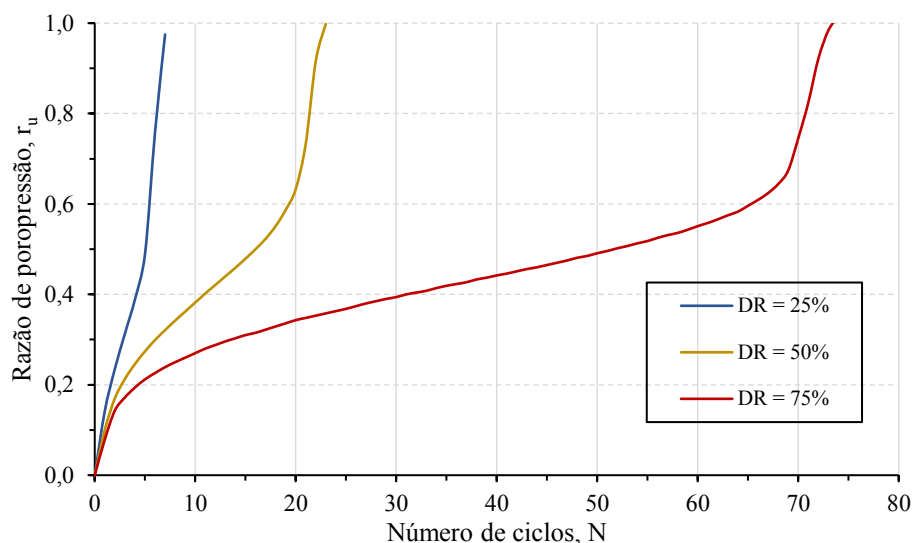
Figura 82 - Variação da poropressão com o número de ciclos para diferentes densidades relativas.



Aumento no número de ciclos necessários para provocar a liquefação com o aumento na densidade relativa também foi encontrado por Lombardi *et al.* (2014) em estudo com duas areias silicosas. Segundo esses autores, a tendência de contração e, conseqüentemente, de geração de excessos de poropressão positivos que levam ao desencadeamento da liquefação, dependem principalmente do grau de empacotamento das partículas na amostra.

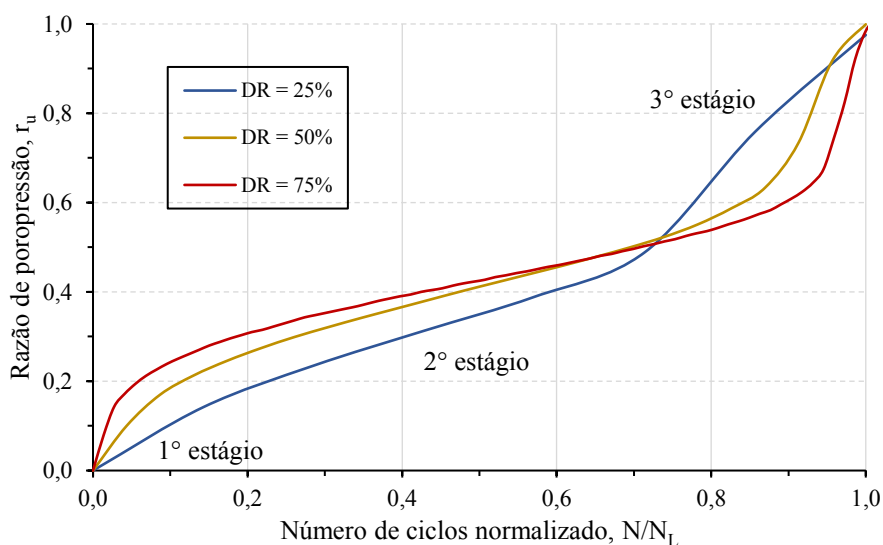
O padrão de crescimento do r_u a cada ciclo, mostrado na Figura 83, indica que a principal diferença entre as respostas para as areias de diferentes densidades relativas ocorre no segundo estágio onde a poropressão cresce mais rapidamente com a redução na densidade relativa. O terceiro estágio parece não ser afetado uma vez que a inclinação das curvas é semelhante. Boutaraa *et al.* (2020) também obtiveram uma redução na taxa de crescimento do r_u com o aumento na densidade relativa.

Figura 83 - Variação da razão de poropressão com o número de ciclos para diferentes densidades relativas.



Observando-se a Figura 84 onde está apresentada a variação do r_u com o número de ciclos normalizado pode-se ver que na região inicial do gráfico a curva referente ao solo fofo se encontra abaixo das curvas dos solos compacto e medianamente compacto, entretanto, a partir de um certo ponto, em torno de $N/N_L = 0,7$ ocorre uma inversão do comportamento e maiores valores de r_u são obtidos para o solo fofo.

Figura 84 - Variação da razão de poropressão com o número de ciclos normalizado para diferentes densidades relativas.



Apesar de formatos semelhantes tanto os valores de deformação normalizada quanto de r_u no início do terceiro estágio são menores para o caso da amostra fofo, sendo o r_u em torno

de 0,45, 0,55 e 0,6 para as densidades relativas de 25%, 50% e 75%, respectivamente. Os valores de N/N_L são de, aproximadamente, 0,7, 0,85 e 0,95, respectivamente. Um ajuste das curvas ao modelo de Seed, Martin e Lysmer (1975) retornou valores do parâmetro de ajuste ψ iguais a 0,580, 0,705 e 0,775, para as densidades relativas de 25%, 50% e 75%, indicando que há um aumento de ψ com o aumento na densidade relativa.

Por meio da Figura 85 é possível ver que a areia pura no estado de maior densidade relativa possui uma razoável estabilidade mesmo sob valores de r_u elevados, de maneira que as deformações crescem progressivamente, em contraste com a areia no estado fofo onde as deformações aumentam subitamente para valores de r_u acima de 0,4. Além disso, para qualquer valor de r_u menores deformações axiais são obtidas com o aumento da densidade relativa (Figura 86).

Figura 85 - Variação da deformação axial com o excesso de poropressão para a areia pura no estado a) fofo b) medianamente compacto e c) compacto.

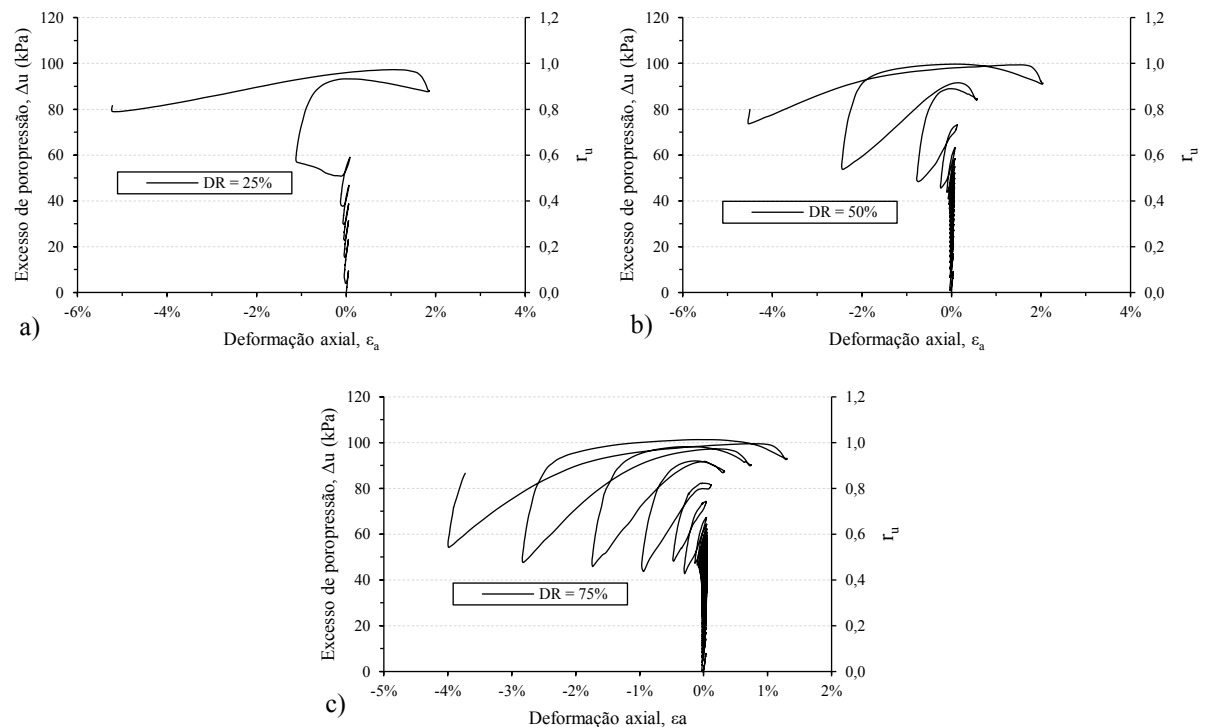
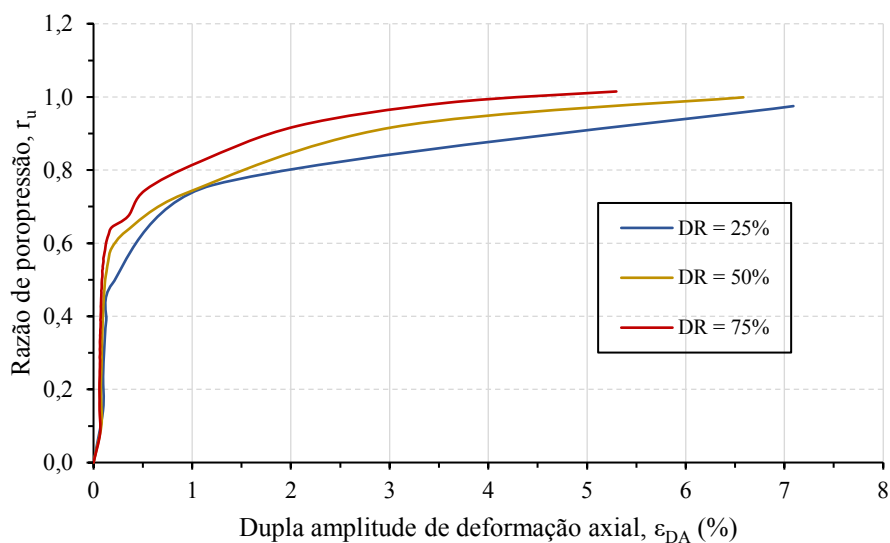


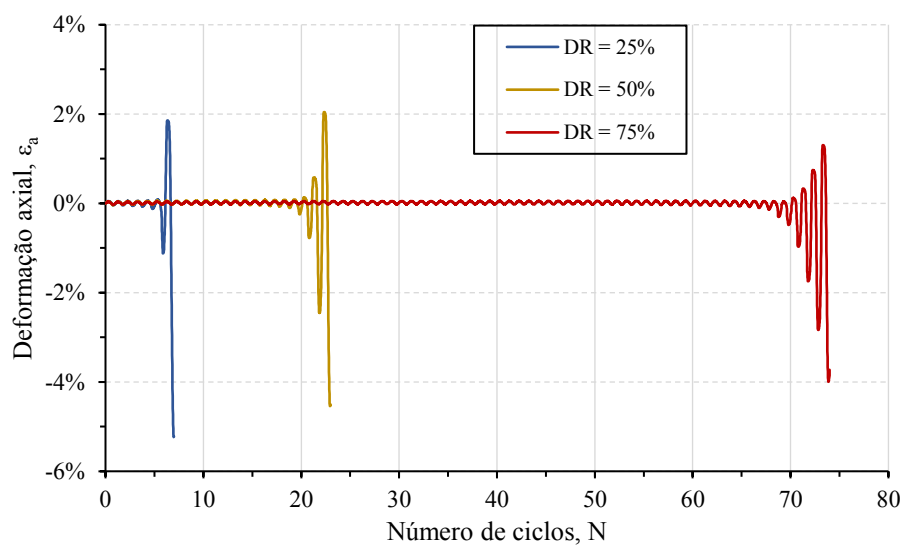
Figura 86 - Variação da razão de poropressão com a dupla amplitude de deformação para diferentes densidades relativas.



5.2.1.4.3 Evolução das deformações

Para todas as condições de densidade relativa as deformações permanecem pequenas até os últimos ciclos quando então aumentam rapidamente até atingirem os 5% de dupla amplitude (Figura 87 e Figura 88).

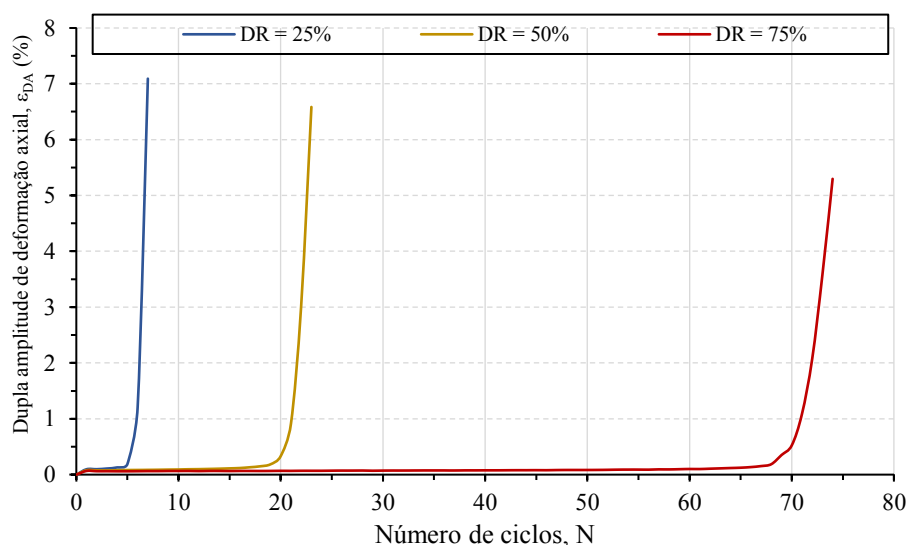
Figura 87 - Variação da deformação axial com o número de ciclos para diferentes densidades relativas.



Após o alcance da condição de instabilidade, as amostras mais compactas são capazes de suportar mais ciclos até o critério de deformação máxima, o que caracteriza a ocorrência do

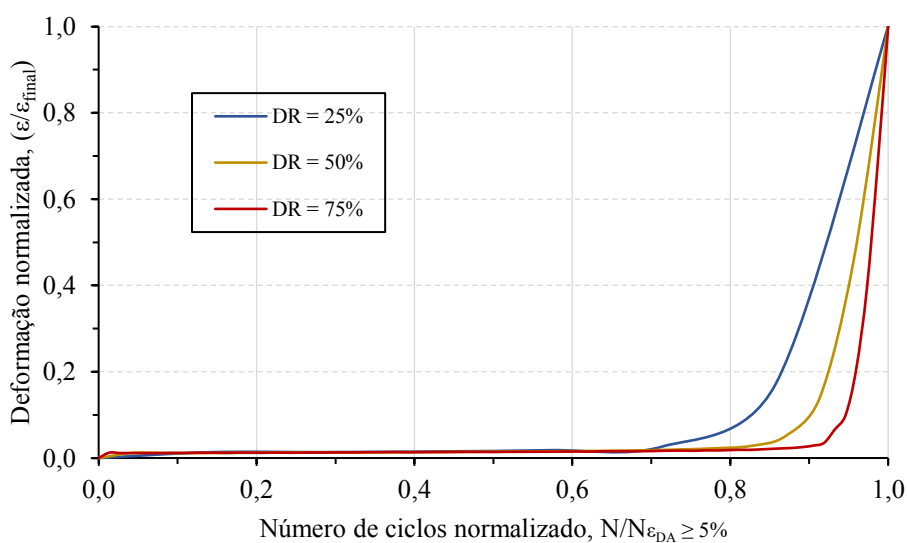
fenômeno de mobilidade cíclica. Pode-se notar que a dupla amplitude de deformação no final do ensaio é maior para o caso da areia fofa, fato que ocorre em razão da menor rigidez dessas amostras sob elevadas poropressões. A deformação final foi de 7,1%, 6,6% e 5,3% para as amostras fofa, medianamente compacta e compacta.

Figura 88 - Variação da dupla amplitude de deformação com o número de ciclos para diferentes densidades relativas.



Com uma redução na densidade relativa o ponto de instabilidade onde as deformações crescem rapidamente é atingido em valores de $N/N_{(\epsilon \geq 5\%)}$ menores (Figura 89).

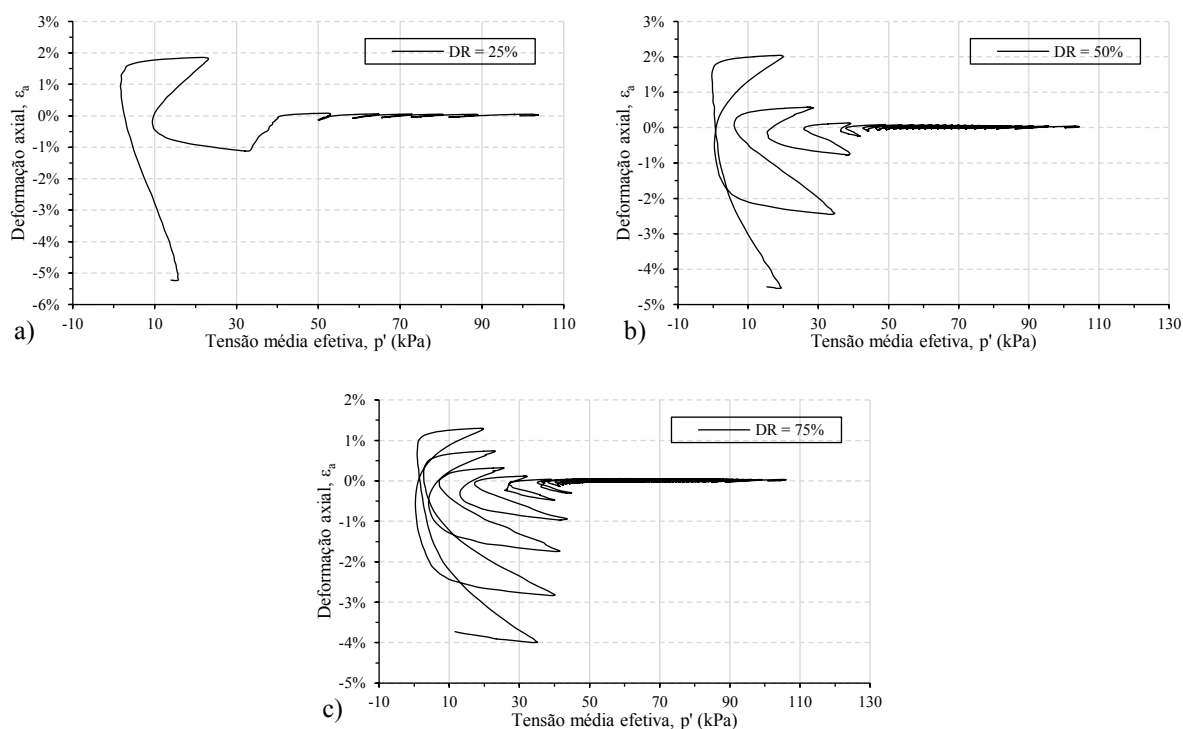
Figura 89 - Variação da deformação normalizada com o número de ciclos normalizado para diferentes densidades relativas.



Para uma tensão de confinamento de 100 kPa, esses valores são em torno de 0,7, 0,8 e 0,9 para as amostras fofa, medianamente compacta e compacta, respectivamente. Além disso, em qualquer ponto da região de instabilidade as deformações normalizadas são menores com o aumento da densidade relativa.

A densidade relativa também influencia na relação entre as deformações e a tensão média efetiva durante o carregamento cíclico (Figura 90). A tensão mínima para o qual deformações mais expressivas surgem na amostra é de aproximadamente 50 kPa, 45 kPa e 40 kPa para as densidades relativas de 25%, 50% e 75%, mostrando que as amostras mais compactas retardam o desenvolvimento de grandes deformações.

Figura 90 - Variação da deformação axial com o número de ciclos para a areia pura no estado a) fofo b) medianamente compacto e c) compacto.



5.2.1.4.4 Trajetórias de tensões

A Figura 91, Figura 92 e Figura 93 apresentam as trajetórias de tensões obtidas para a areia fofa, medianamente compacta e compacta cisalhadas ciclicamente sob uma tensão de confinamento de 100 kPa. Na condição fofa maiores excessos de poropressão são gerados a cada ciclo e a trajetória se move rapidamente para a origem culminando em uma liquefação por fluxo. Nas amostras mais compactas a trajetória se move lentamente até atingir a origem quando ocorre um padrão de geração e recuperação das poropressões a cada ciclo. Nessa condição a

trajetória atinge a origem e em seguida se afasta, resultando em um formato de “borboleta” similar ao reportado em outras pesquisas (JRADI *et al.*, 2020; LOMBARDI *et al.*, 2014; RAHMAN; SITHARAM, 2020).

Esse comportamento com mudança na tendência de contrativa para dilatante a cada ciclo ocorre quando a trajetória atinge a LTF e está associado à ocorrência de mobilidade cíclica e também foi reportado por Salem, Elmamlouk e Agaiby (2013). Assim como observado por Jefferies e Been (2015) a inclinação da LTF reduz com o aumento na densidade relativa, indicando que o padrão de inversão na tendência de contrativa para dilatante é atingido mais rapidamente em amostras mais compactas. A inclinação dessa linha para o solo fofo, medianamente compacto e compacto foi de, aproximadamente, 36°, 28° e 13°, respectivamente.

Figura 91 - Trajetória de tensões efetivas para a areia fofoa.

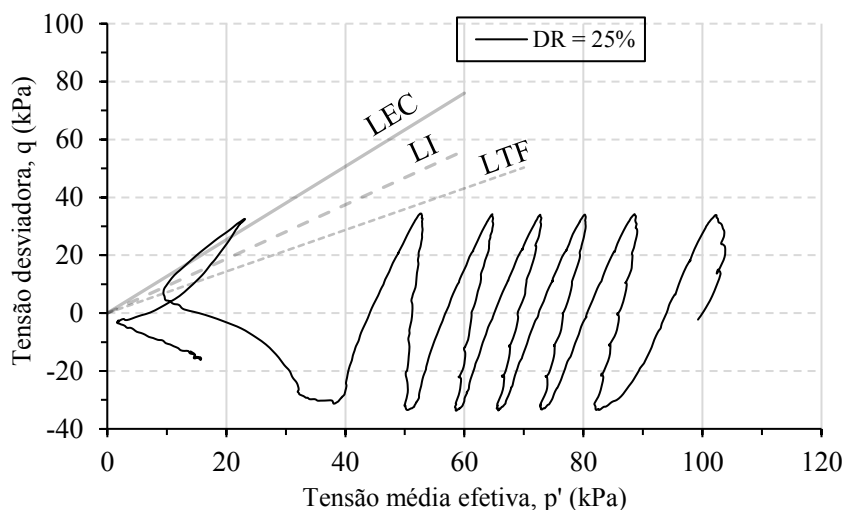


Figura 92 - Trajetória de tensões efetivas para a areia medianamente compacta.

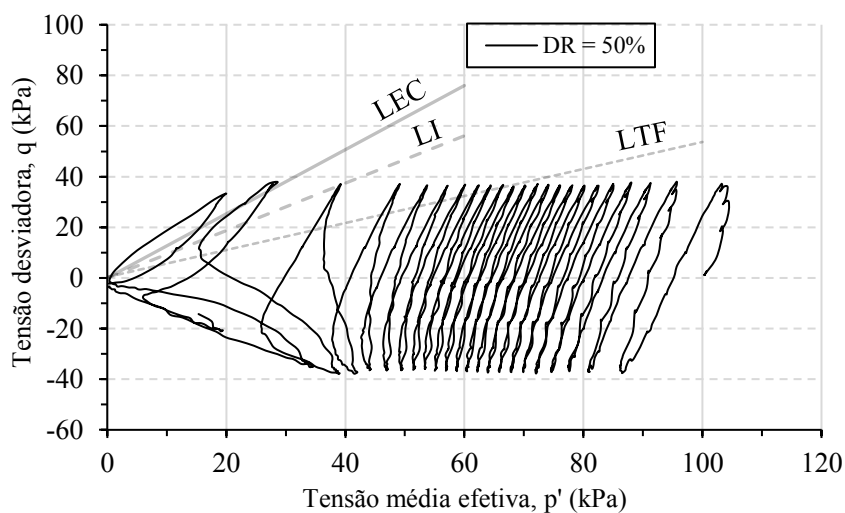
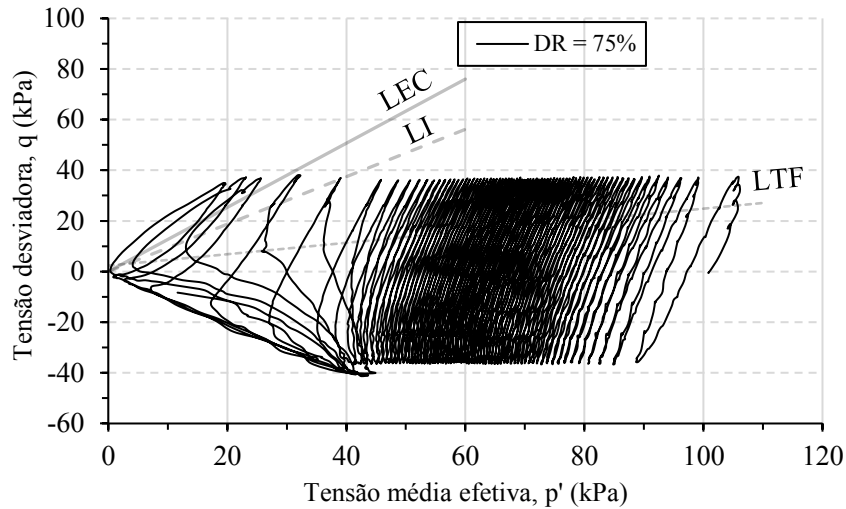


Figura 93 - Trajetória de tensões efetivas para a areia compacta.

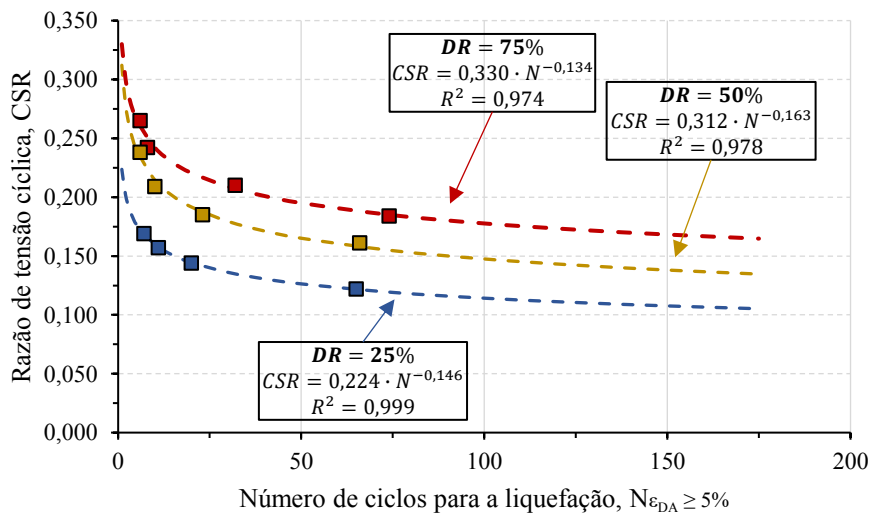


Durante o mecanismo de mobilidade cíclica os loops não são simétricos em torno do plano $p':q$, os loops de extensão são mais inclinados indicando que essa característica é alcançada primeiro na fase de extensão. Jradi *et al.* (2020) também relataram uma assimetria nos loops de histerese.

5.2.1.4.5 Resistência à liquefação

A Figura 94 mostra as curvas de resistência obtidas para cada densidade relativa. Em todos os casos há um aumento no número de ciclos necessário para liquefazer a amostra com a redução no CSR .

Figura 94 - Curvas de resistência para cada densidade relativa.

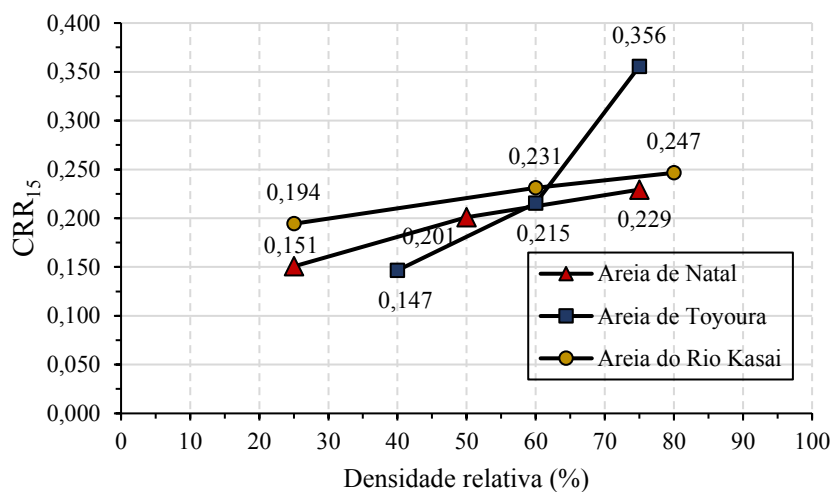


Para um mesmo *CSR* uma maior quantidade de ciclos é necessária para liquefazer a areia pura com o aumento na densidade relativa. Para um *CSR* médio de 0,180, 7, 23 e 74 ciclos são necessários para liquefazer a areia com densidade relativa de 25%, 50% e 75%, respectivamente.

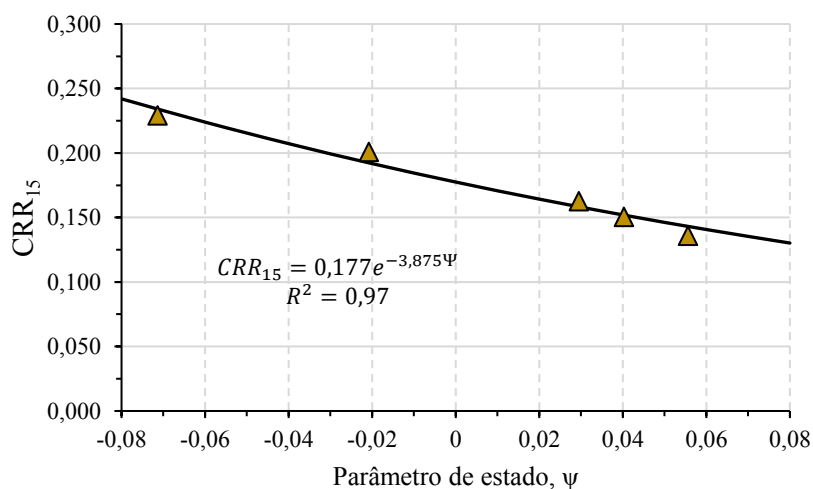
Com relação ao ajuste das curvas de resistência, a densidade relativa influencia especialmente na posição relativa entre as curvas. Há um crescimento do parâmetro a da Equação 3 com o aumento na densidade relativa. Uma otimização no número de contato entre as partículas e uma redução dos vazios bem como da tendência contrativa estão entre as principais causas para a melhoria de resistência.

Missoum *et al.* (2013) e Toyota e Takada (2017) também encontraram um ganho de resistência com o aumento na densidade relativa para as areias de Chlef e Toyoura, respectivamente, sob carregamento triaxial cíclico. Lombardi *et al.* (2014) verificaram incrementos de resistência com o aumento na densidade relativa para duas areias silicosas. Salem, Elmamlouk e Agaiby (2013) obtiveram resultados semelhantes para areias de origem calcárea.

Para uma melhor avaliação do efeito da densidade relativa na resistência à liquefação dinâmica da areia pura sob diferentes densidades, na Figura 95, esta plotada a curva de variação do CRR_{15} com a densidade relativa para a areia de Natal. Para fins de comparação também são apresentadas as curvas da areia de Toyoura no Japão (TOYOTA; TAKADA, 2017) e da areia do Rio Kasai na Índia (CHATTARAJ; SENGUPTA, 2016). É possível ver que os valores de resistência CRR_{15} para as amostras medianamente compacta e compacta da areia de Natal são 33% e 52% superiores se comparadas ao da areia no estado fofo, reforçando o ganho de resistência. Mesma tendência foi apresentada pela areia de Toyoura e areia do Rio Kasai, entretanto, a primeira obteve um aumento mais significativo, especialmente entre as densidades relativas de 60% e 75%. Isso pode estar relacionado a existência de grãos de formato mais angular, o que aumenta o embricamento entre esses grãos, elevando a resistência friccional e reduzindo a tendência contrativa do material.

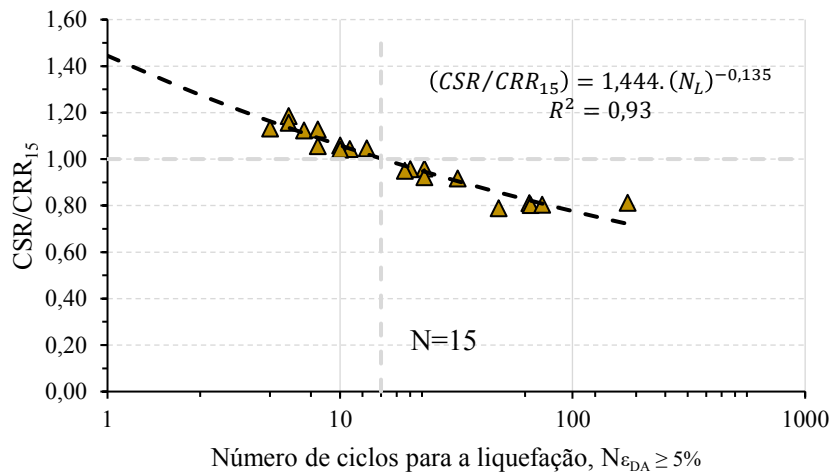
Figura 95 - Variação do CRR_{15} com a densidade relativa.

A resistência à liquefação dinâmica das amostras pode ser correlacionada com a teoria dos Estados Críticos por meio de curvas que relacionam o parâmetro de estado (Ψ) com o valor de CRR_{15} . Para o caso do solo desta pesquisa, e observando a Figura 96, pode-se notar que há uma forte correlação ($R^2 = 0,97$) entre esses dois parâmetros, à medida que Ψ aumenta um menor valor de CSR será necessário para provocar a liquefação com 15 ciclos. Ou seja, um aumento da tendência contrativa da areia em ensaios monotônicos está associado a uma redução da resistência cíclica em ensaios não drenados. Relações similares foram obtidas em outras pesquisas (MOHAMMADI; QADIMI, 2015; STAMATOPOULOS, 2010; WEI; YANG, 2019).

Figura 96 - Relação entre o CRR_{15} e o parâmetro de estado (Ψ).

Valores da razão de tensão cíclica normalizada pelo valor de CRR_{15} para todos os ensaios está mostrado na Figura 97. Existe uma relação única entre todos os pontos com valor de a igual a 1,444 e valor de b igual a 0,135, independente da densidade relativa e tensão de confinamento. Essa constatação está em concordância com o reportado por Wei e Yang (2019) que também encontraram uma relação única entre os dados de ensaios triaxiais cíclicos conduzidos em areias com diferentes densidades relativas, tensões de confinamento e teor de finos. O valor de b encontrado por esses autores foi de 0,138, próximo ao desta pesquisa.

Figura 97 - Relação entre o CSR normalizado e o número de ciclos para todos os ensaios em areia pura da pesquisa.



5.2.2 Resposta em ensaios triaxiais cíclicos sob deformação controlada

Nesta seção são apresentados os resultados dos ensaios triaxiais executados sob deformação controlada na areia pura de acordo com os procedimentos normatizados pela ASTM D3999/2011 no intuito de comparar a sua resposta com a de outros solos já reportados na literatura, e verificar a obtenção dos parâmetros dinâmicos da areia.

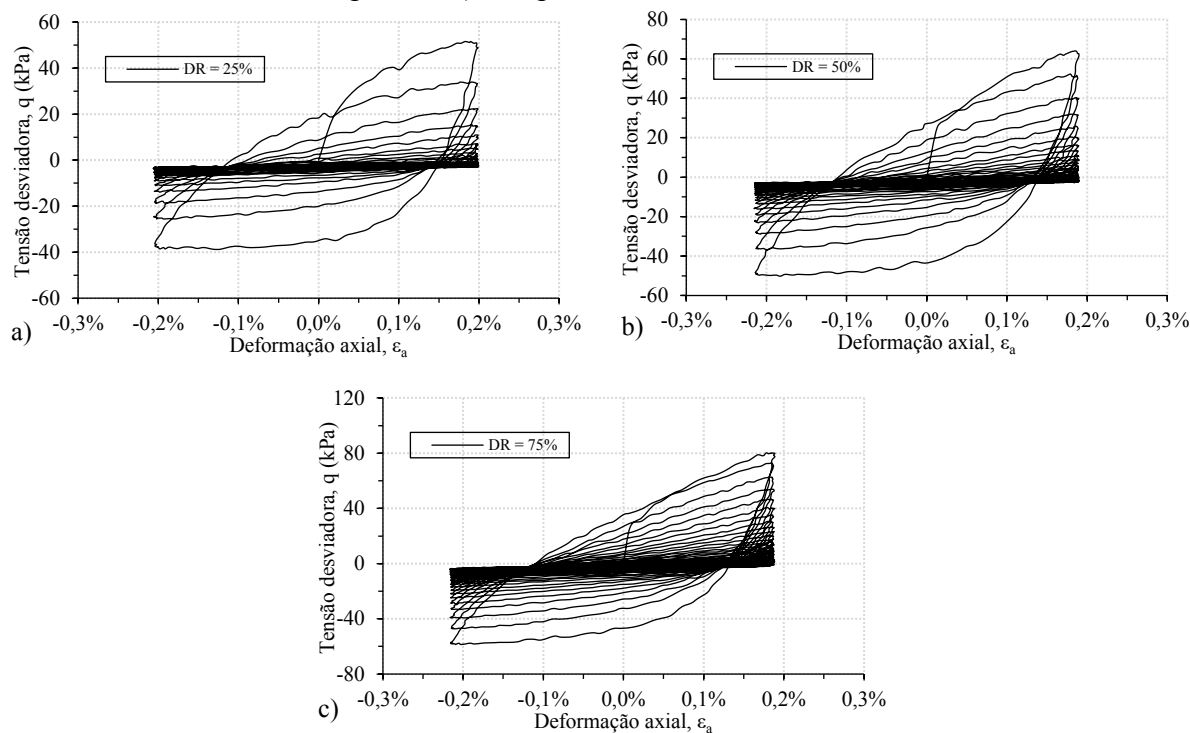
Os ensaios foram conduzidos sob consolidação isotrópica a uma tensão de 100 kPa, sendo aplicados 40 ciclos com uma amplitude de deformação de 0,2% e frequência 0,1 Hz em amostras no estado fofo, medianamente compacto e compacto. São abordados o comportamento tensão-deformação bem como a variação das poropressões e carregamentos, e a trajetória de tensões. Assim como nos demais casos, nestes ensaios o ponto de início da liquefação foi determinado como o momento onde o r_u atinge valores iguais ou superiores a 0,95.

5.2.2.1 Comportamento tensão-deformação

O comportamento tensão-deformação da areia pura em ensaios sob deformação controlada e diferentes densidades relativas pode ser observado na Figura 98. Diferentemente do observado nos ensaios sob tensão controlada, todas as amostras exibem uma intensa redução no carregamento suportado durante os primeiros ciclos e os loops de histerese passam de um formato aberto para loops mais fechados, com menor área e horizontalizados, indicando redução na rigidez bem como no potencial de dissipação de energia a cada ciclo. Após esses ciclos iniciais a resistência do solo se aproxima de zero e não há grandes diferenças entre os ciclos adjacentes. Segundo Kumar, Krishna e Dey (2017), isso está associado ao desencadeamento da liquefação nas areias saturadas em ensaio não drenados, com alcance de grandes níveis de poropressão e redução das forças interpartículas, resultando em redução da tensão média efetiva e rigidez do solo.

Nas amostras mais compactas, uma maior quantidade de ciclos é necessária para provocar uma degradação considerável na resistência do solo, o que está atrelado a maior estabilidade da amostra e menor tendência contrativa. Outros pesquisadores também reportaram uma mudança no formato das curvas de histerese de loops inclinados para horizontalizados em razão da degradação na amplitude da tensão desviadora (DU; CHIAN, 2018; HUSSAIN; SACHAN, 2019; KHASHILA *et al.*, 2021; KUMAR; KRISHNA; DEY, 2017; WANG; WANG, 2017; ZHU *et al.*, 2021). É possível perceber que a tensão desviadora máxima em cada ciclo é assimétrica e maior na fase de compressão, assim como observado por Zhu *et al.* (2021).

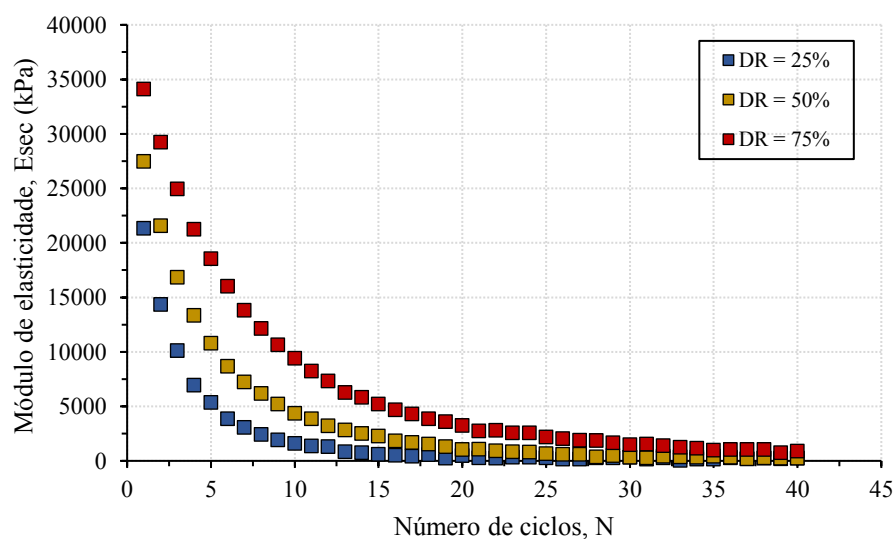
Figura 98 - Comportamento tensão-deformação da areia pura no estado a) fofo b) medianamente compacto e c) compacto em ensaios de deformação controlada.



Parâmetros dinâmicos

A Figura 99 mostra a variação do módulo de elasticidade secante com o número de ciclos para a areia pura sob várias densidades relativas.

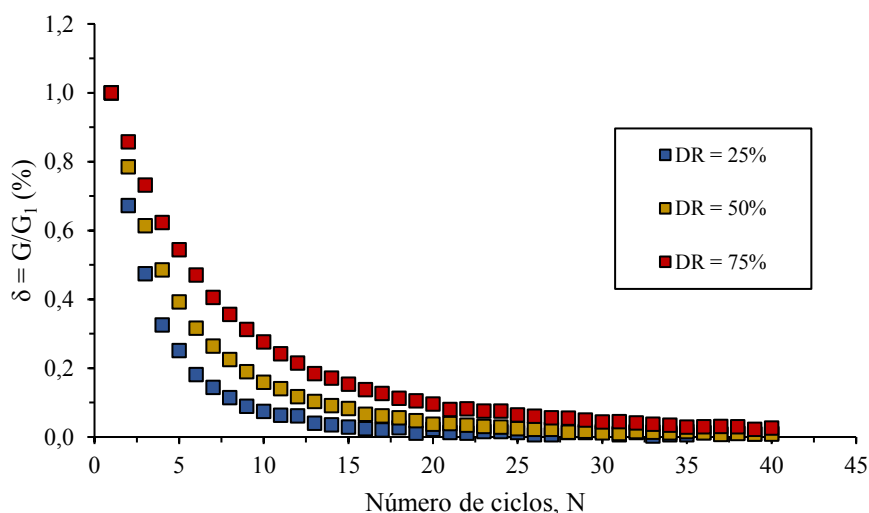
Figura 99 - Variação do módulo de elasticidade secante com o número de ciclos em ensaios de deformação controlada..



Há uma degradação considerável desse parâmetro nos primeiros 10 ciclos de carregamento chegando a valores próximos a zero especialmente na amostra com menor densidade relativa. No primeiro ciclo os valores do E_{sec} para as amostras com densidade relativa de 25%, 50% e 75% são, respectivamente, 21,3 MPa, 27,5 MPa e 34,1 MPa. No 10º ciclo esses valores são de 15,9 MPa, 43,5 MPa e 93,9 MPa, mostrando que um aumento na densidade relativa acarreta em maiores valores de E_{sec} para qualquer ciclo, embora o padrão de degradação seja similar.

O comportamento do índice de degradação pode ser visto na Figura 100. Há uma redução desse parâmetro a cada ciclo, de maneira similar à redução do E_{sec} . Entretanto, mesmo usando um parâmetro normalizado os pontos referentes ao solo mais compacto estão posicionados mais acima no gráfico, ou seja, para um mesmo número de ciclos a degradação do módulo de cisalhamento secante é menor para as amostras mais compactas. Por exemplo, para 10 ciclos o valor de δ para o solo fofo, medianamente compacto e compacto é de, respectivamente, 0,074, 0,159 e 0,276. A magnitude do δ em um determinado número de ciclos tem uma forte correlação com o nível de poropressão e tensão média efetiva atingidos nesse instante.

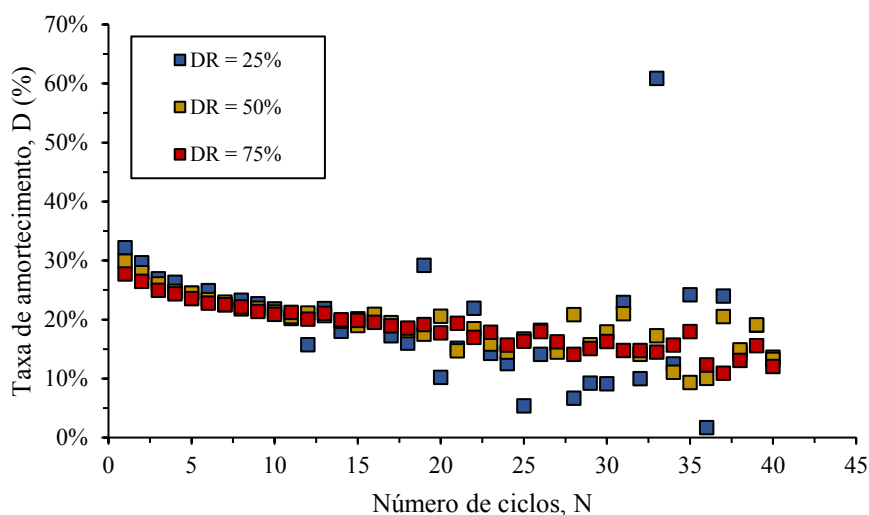
Figura 100 - Variação do índice de degradação com o número de ciclos em ensaios de deformação controlada.



A variação da taxa de amortecimento com o número de ciclos é apresentada na Figura 101. Independente da densidade relativa o valor de D no primeiro ciclo fica próximo aos 30% o que corrobora os loops mais abertos encontrados para os primeiros ciclos. A taxa é reduzida

a cada ciclo de maneira semelhante para todas as amostras até atingir valores próximos a 10% ao final do ensaio.

Figura 101 - Variação da taxa de amortecimento com o número de ciclos em ensaios sob deformação controlada.



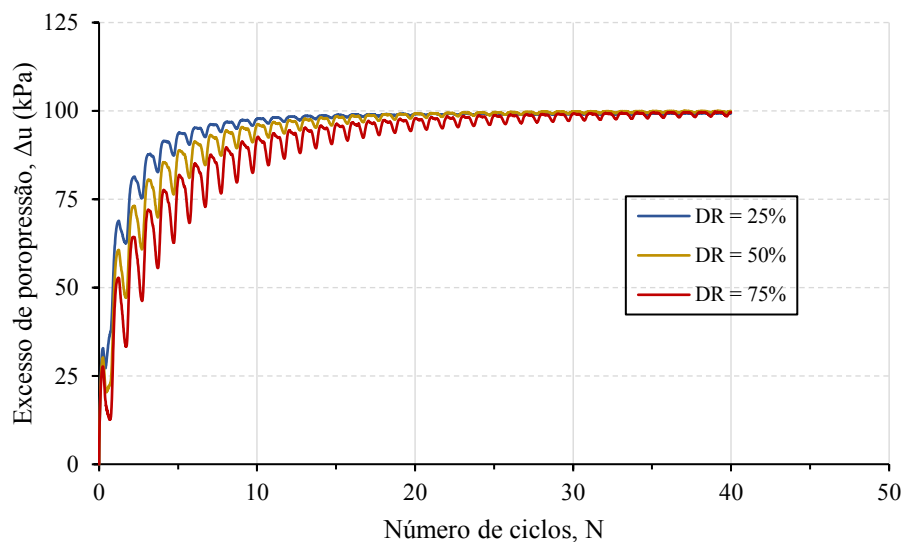
De maneira geral, os parâmetros dinâmicos variam de maneira diferente ao observado para os ensaios sob tensão controlada, onde há um maior retardo para uma degradação considerável desses parâmetros. Isso pode ser explicado pela relativa grande deformação que é imposta nos ensaios sob deformação controlada desde o primeiro ciclo, fazendo com que haja um rápido aumento da poropressão no interior da amostra e redução de sua resistência. Kumar, Krishna e Dey (2017) e Hussain e Sachan (2019) reportaram padrões de variação do índice de degradação e taxa de amortecimento semelhantes aos encontrados nesta pesquisa para solos arenosos coletados na região de Kutch na Índia.

5.2.2.2 Variação da poropressão

A variação dos excessos de poropressão com o número de ciclos para cada ensaio está mostrado na Figura 102. A poropressão aumenta consideravelmente em poucos ciclos quando então atinge o valor da tensão de confinamento efetiva, 100 kPa e se mantém nesse patamar até o fim do ensaio. Esse comportamento é sensivelmente diferente do obtido nos ensaios sob tensão controlada onde os maiores incrementos de poropressão ocorreram nos ciclos finais, porém é semelhante ao obtido em ensaios sob deformação controlada em outras pesquisas e decorre das grandes deformações impostas desde o início do ensaio (DU; CHIAN, 2018;

HUSSAIN; SACHAN, 2019; KHASHILA *et al.*, 2021; KUMAR; KRISHNA; DEY, 2017; WANG; WANG, 2017; ZHU *et al.*, 2021).

Figura 102 - Variação do excesso de poropressão com o número de ciclos em ensaios sob deformação controlada.



O crescimento da poropressão depende de fatores como a densidade relativa do solo. É possível ver que ao final do primeiro ciclo a poropressão para as amostras com densidade relativa de 25%, 50% e 75% é de, respectivamente, 61,7 kPa, 53,2 kPa e 45,6 kPa. Ao final do décimo ciclo esses valores são de 97,7 kPa, 96,0 kPa e 92,3 kPa, mostrando que um aumento da densidade relativa reduz a poropressão residual especialmente nos primeiros ciclos. Além disso, nas amostras mais compactas há uma maior amplitude na variação da poropressão o que, segundo Hussain e Sachan (2019) é uma característica de solos com maior resistência à liquefação.

A poropressão máxima é obtida ao final de cada ciclo, logo o parâmetro r_u possui a mesma tendência da poropressão residual com rápido crescimento e estabilização ao atingir o valor igual a 1. A condição de início de liquefação, para o qual r_u é superior a 0,95, é atingida no 6º, 9º e 13º ciclo para as amostras na condição fofa, medianamente compacta e compacta (Figura 103).

A variação da poropressão com as deformações axiais pode ser vista na Figura 104. A cada ciclo, especialmente durante os estágios de descarregamento da fase de extensão e carregamento na fase de compressão, a poropressão aumenta, entretanto nas fases subsequentes essa poropressão reduz levemente. A poropressão máxima é atingida ao final de cada ciclo e, por essa razão, é numericamente igual à poropressão residual. Nas amostras mais compactas

não só a poropressão gerada é menor, como também maior é a recuperação durante a fase de extensão.

Figura 103 - Variação da razão de poropressão com o número de ciclos em ensaios sob deformação controlada.

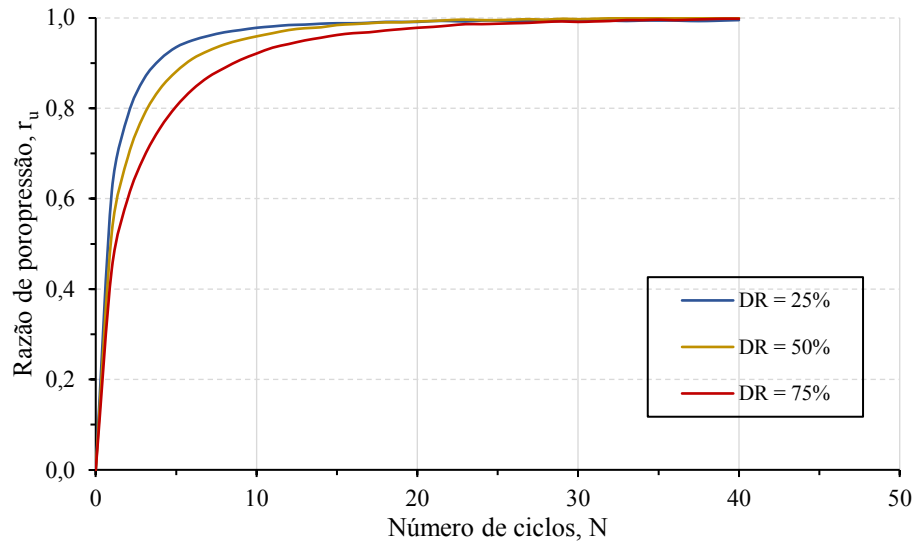
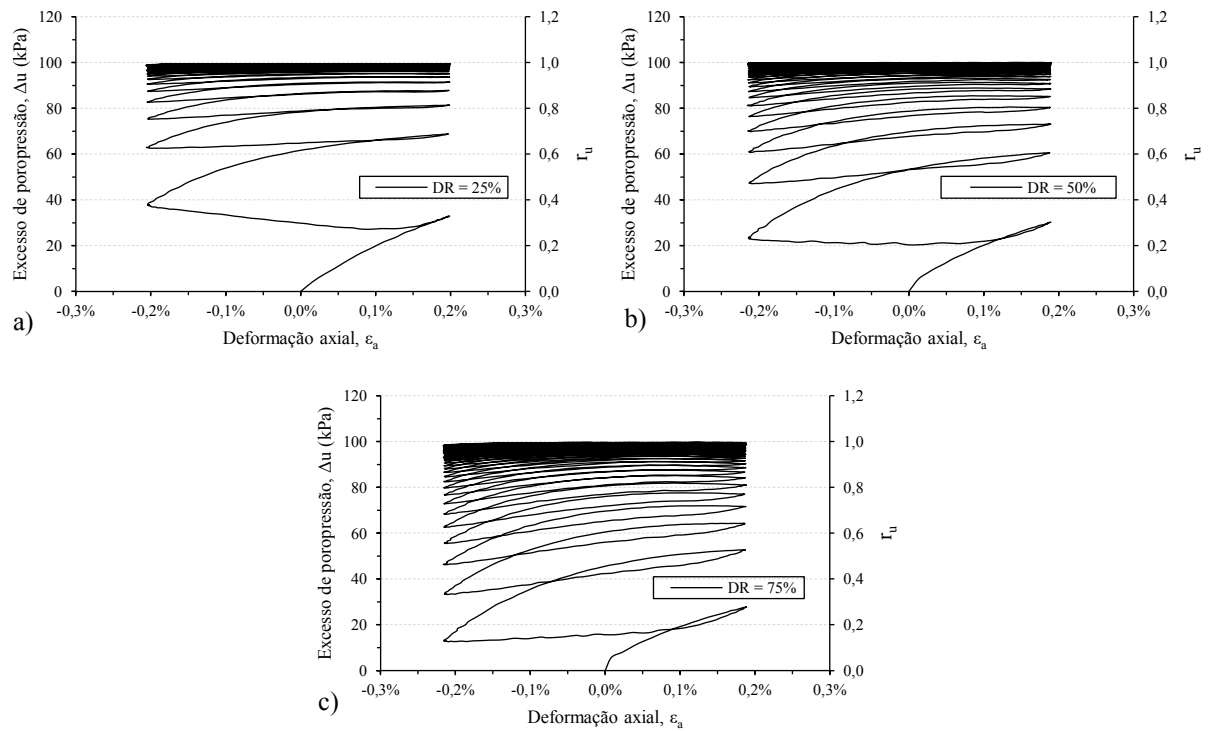


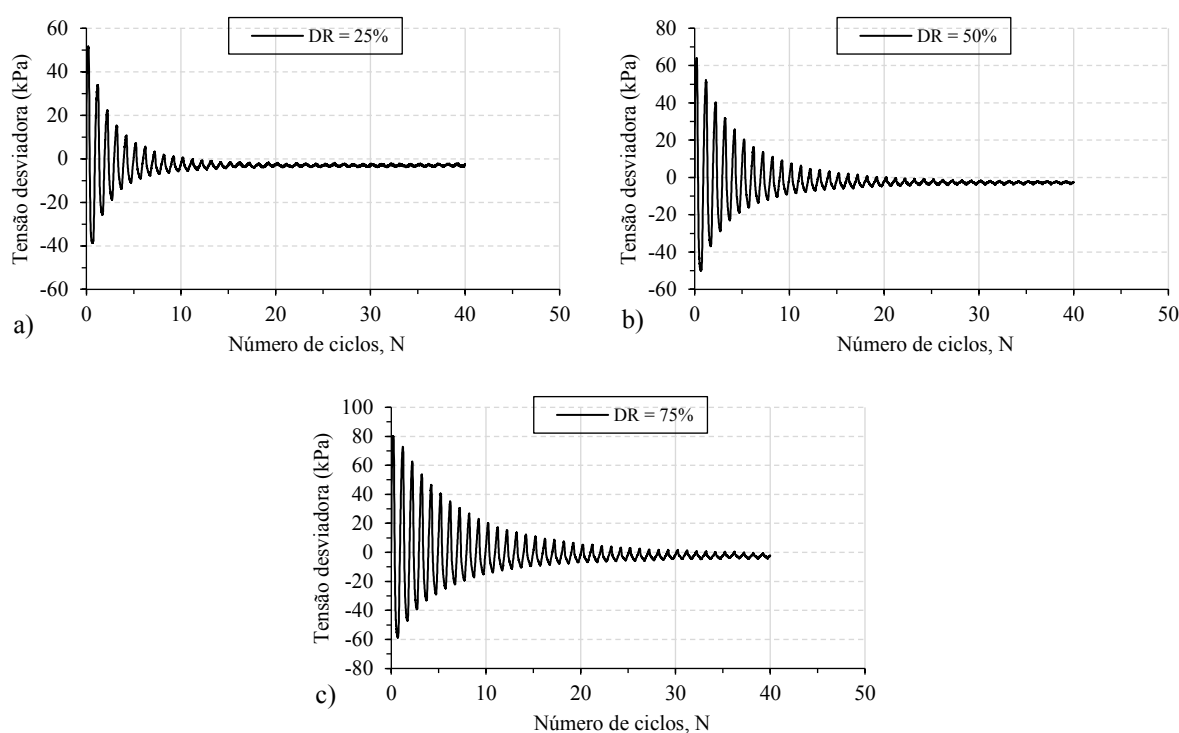
Figura 104 - Variação da poropressão com a deformação axial da areia pura no estado a) fofo b) medianamente compacto e c) compacto em ensaios de deformação controlada.



5.2.2.3 Evolução dos carregamentos

Observando-se a Figura 105, onde está mostrada a variação da tensão desviadora a cada ciclo, é possível ver que, de maneira inversa ao da poropressão, a tensão desviadora reduz consideravelmente do 1º ao 20º ciclo como resultado da perda de tensão de confinamento efetiva e, após a liquefação, a capacidade de resistir aos carregamentos é praticamente nula. Essa resposta está em concordância com o comportamento tensão-deformação e padrão de geração de poropressões exibidos pelo solo. Respostas semelhantes foram relatadas em solos granulares (HUSSAIN; SACHAN, 2019; KHASHILA *et al.*, 2021; KUMAR; KRISHNA; DEY, 2017; WANG; WANG, 2017).

Figura 105 - Variação da tensão desviadora com o número de ciclos da areia pura no estado a) fofo b) medianamente compacto e c) compacto em ensaios de deformação controlada.



A degradação até valores próximos a zero é retardada com o aumento na densidade relativa em razão da menor tendência contrativa o que resulta em menor geração de poropressões a cada ciclo. A tensão desviadora de pico na compressão durante o 10º ciclo para as amostras fofo, medianamente compacta e compacta foi de 1,1 kPa, 9,2 kPa e 23,2 kPa, respectivamente, que são consideravelmente menores em relação às tensões obtidas no primeiro ciclo 51,6 kPa, 64,2 kPa e 80,3 kPa, respectivamente.

Pode-se inferir que o rápido encaminhamento para um processo de liquefação por fluxo está associado à grande intensidade de carregamento cíclico (CSR) que ocorre nos primeiros ciclos, o que consequentemente gera grandes níveis de poropressão na amostra.

A variação da intensidade do carregamento cíclico, por meio do CSR , para cada ciclo pode ser visualizada na Figura 106. Todas as amostras exibiram uma degradação do CSR com N , porém a magnitude e a taxa de degradação dependem da densidade relativa do solo. A degradação na magnitude do carregamento para cada ciclo pode ser estudada por meio do índice de degradação que relaciona o CSR a um dado ciclo com o CSR_0 obtido no primeiro ciclo (Figura 107).

Figura 106 - Variação do CSR com o número de ciclos para diferentes densidades relativas.

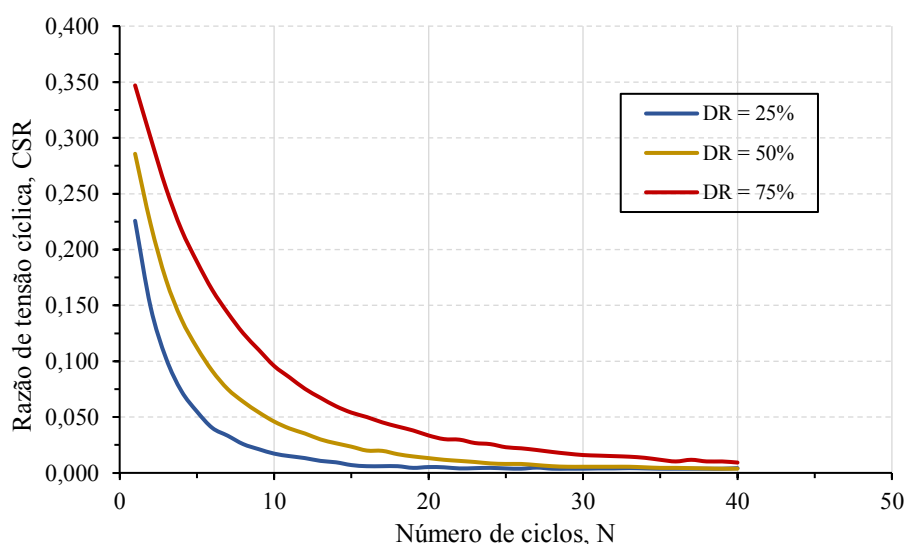
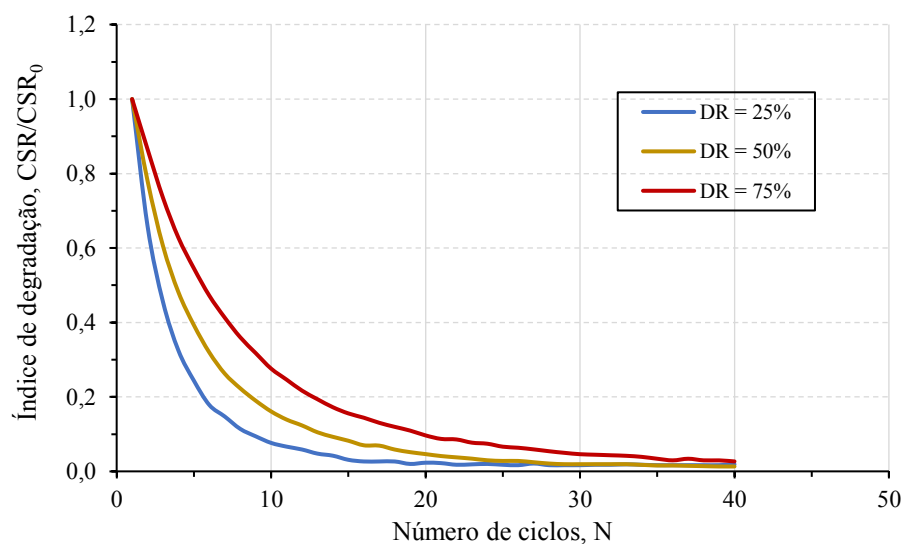


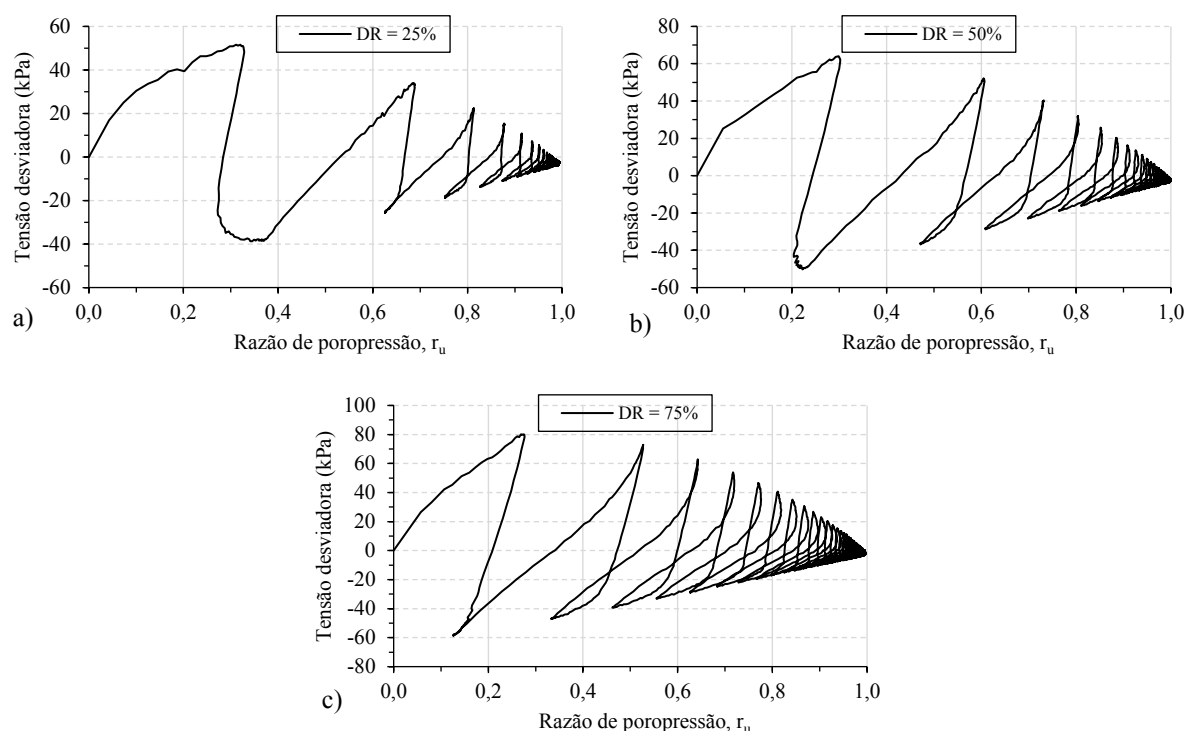
Figura 107 - Variação do índice de degradação do CSR com o número de ciclos para diferentes densidades relativas.



As amostras mais compactas exibem maiores valores de *CSR* e do índice de degradação para um determinado número de ciclos, indicando maior estabilidade dessas amostras frente ao carregamento cíclico. Para 10 ciclos, os valores obtidos de *CSR* para as amostras fofa, medianamente compacta e compacta foram, respectivamente, 0,017, 0,046 e 0,096.

A dependência entre os níveis de poropressão e a capacidade do solo de resistir a carregamentos pode ser melhor visualizada por meio da Figura 108 que mostra a variação da tensão desviadora com o parâmetro r_u . À medida que r_u aumenta, a tensão desviadora máxima em cada ciclo é reduzida até valores próximos a zero quando r_u atinge valores próximos à unidade, que significa completa anulação da tensão média efetiva. Esse mesmo comportamento foi reportado por Khashila *et al.* (2021) em ensaios não drenados sob deformação controlada em areias do Canadá.

Figura 108 - Variação da tensão desviadora com a razão de poropressão da areia pura no estado a) fofo b) medianamente compacto e c) compacto em ensaios de deformação controlada.



5.2.2.4 Trajetórias de tensões

A evolução dos estados de tensão nas amostras de solo pode ser melhor representada no espaço $p': q$ (Figura 109 a Figura 111).

Figura 109 - Trajetória de tensões efetivas para a areia fofa.

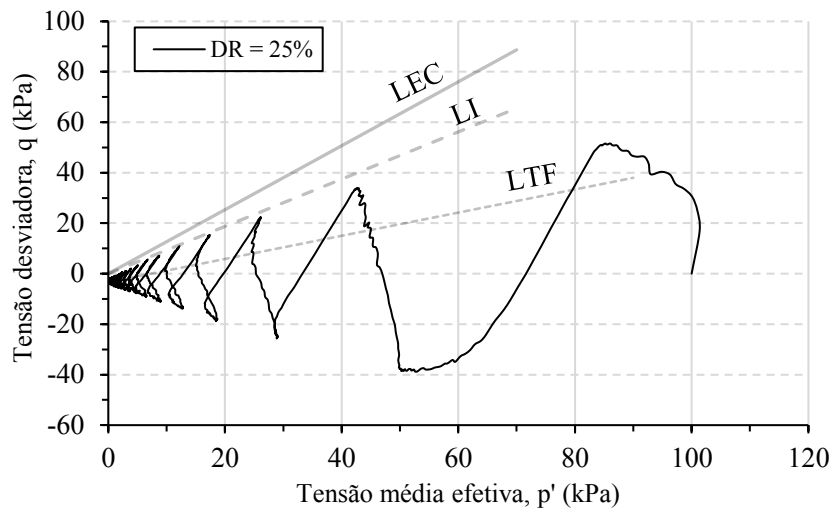


Figura 110 - Trajetória de tensões efetivas para a areia medianamente compacta.

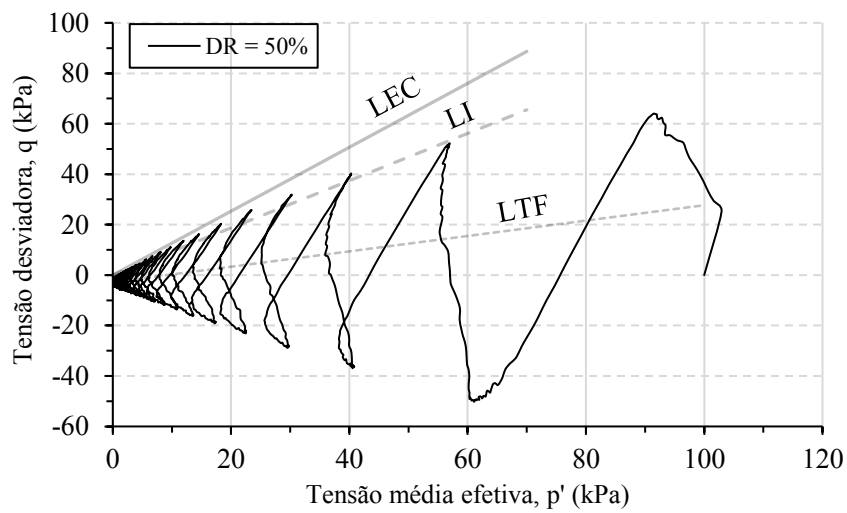
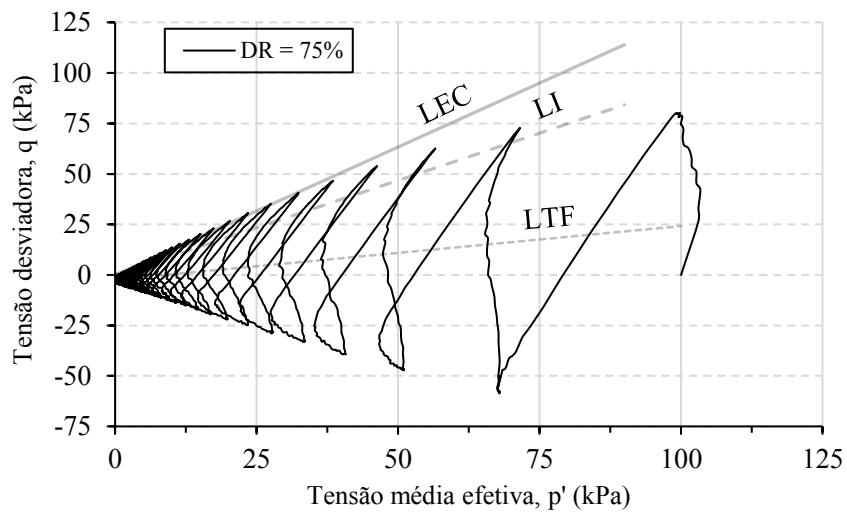


Figura 111 - Trajetória de tensões efetivas para a areia compacta.

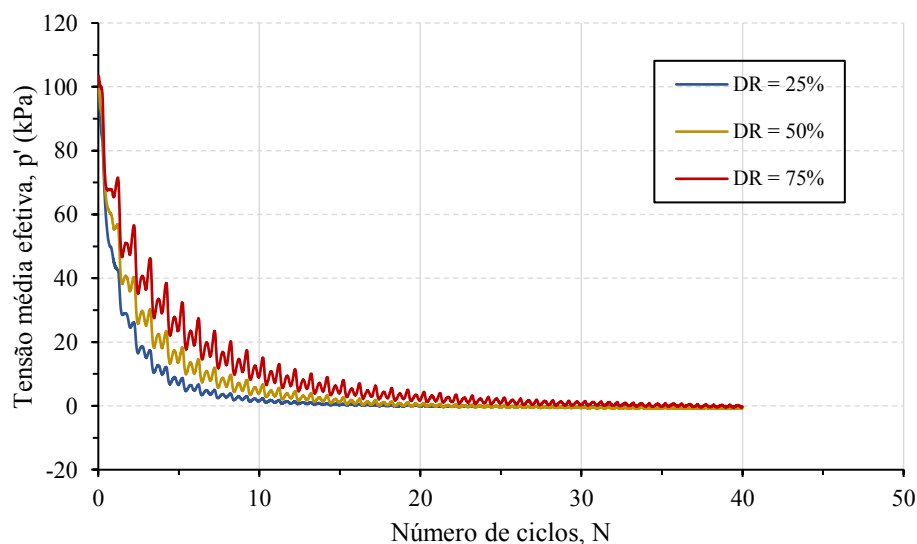


À medida que os ciclos de carregamento são aplicados há uma redução em ambas as tensões até se atingir valores muito próximos a zero e a trajetória se aproximar da origem, nesse momento o solo sofre liquefação e o estado varia pouco até o fim do ensaio. Esse comportamento está relacionado à rápida geração de poropressões e redução da rigidez do solo, como visto anteriormente. Comportamento semelhante foi obtido em ensaios conduzidos em solos mais grossos como areias grossas e pedregulhos (DU; CHIAN, 2018; HUSSAIN; SACHAN, 2019; KUMAR; KRISHNA; DEY, 2017; WANG; WANG, 2017).

Independente da densidade relativa, ao atingir a LTF a trajetória de tensões sofre uma inversão da tendência contrativa para dilatante, sendo a inclinação dessa linha menor com o aumento na densidade relativa, em concordância com o reportado por Jefferies e Been (2015). Na amostra fofa os pontos de $q_{máx}$ não ultrapassam a linha de instabilidade obtida em ensaios monotônicos não drenados, e que tem grande correlação com o mecanismo de liquefação por fluxo, servindo assim como uma fronteira para os estados de tensão. Nas amostras de maior densidade relativa as trajetórias ultrapassam a LI e são limitadas pela Linha de Estados Críticos, o que pode ser explicado pela menor tendência contrativa dessas amostras e menor potencial de liquefação por fluxo.

A redução da tensão média efetiva a cada ciclo pode ser vista na Figura 112. Ao final do 10º ciclo a tensão média efetiva atinge os valores de 2,3%, 4,0% e 7,6% da tensão média efetiva inicial para as amostras com densidade relativa de 25%, 50% e 75%. Assim, nesse ponto, a areia, que é um solo não coesivo, já perdeu consideravelmente sua resistência, como mostrado na redução da intensidade de carregamento suportado.

Figura 112 - Variação da tensão média efetiva com o número de ciclos para diferentes densidades relativas.



6 CARACTERIZAÇÃO INICIAL DAS MISTURAS

Nessa seção são apresentados os métodos e resultados e discussão de um estudo sobre a influência da incorporação do resíduo de polimento de porcelanato e cal hidratada na areia eólica de Natal, visando fazer uma avaliação inicial nas propriedades mecânicas do solo estabilizado.

6.1 MÉTODOS

Nesta etapa da pesquisa foram realizados testes de resistência à compressão não confinada e resistência à tração na compressão diametral com o objetivo de verificar, inicialmente, a influência da estabilização e dos fatores densidade relativa, teor de cal hidratada, teor de RPP e tempo de cura no desempenho mecânico da areia eólica. Os resultados dessa etapa também serviram como base para escolha das características das misturas utilizadas nas etapas seguintes.

Ainda foram realizados testes de caracterização microestrutural (morfologia, mineralogia e comportamento térmico) com o intuito de compreender os mecanismos que ocorreram no processo de estabilização, confrontando os resultados obtidos nos testes de resistência mecânica.

6.1.1 Moldagem e cura das amostras

Para moldagem das amostras nesta etapa também se optou pela técnica de compactação úmida uma vez que, por meio desse procedimento obtém-se uma melhor dispersão do estabilizante na matriz de areia, evitando eventuais segregações e concentração de grãos que poderiam ocorrer nos outros métodos. Foram utilizadas amostras cilíndricas com dimensões de 50 mm de diâmetro e 100 mm de altura.

Inicialmente, o RPP e a areia na condição seca foram misturados manualmente até a obtenção de uma aparência homogênea. Em seguida, adicionou-se a cal hidratada, que não passou por processo de aeração, e procedeu-se uma nova homogeneização. Ao material final foi adicionada água destilada. Uma vez que a umidade requerida por cada material é diferente, a massa de água (M_w) foi calculada com base na Equação 12 somando-se 5% em relação à massa de areia (M_A) com uma relação água/estabilizante de 0,32. O estabilizante foi tomado

como a somatória da massa do RPP (M_R) com a massa da cal hidratada (M_C) e esse teor foi escolhido com base em testes prévios visando uma boa trabalhabilidade na moldagem.

$$M_w = 0,05 \times M_A + 0,32 \times (M_C + M_R) \quad \text{Eq. (12)}$$

As misturas foram compactadas estaticamente em um molde cilíndrico tripartido, revestidos internamente com vaselina, e em quatro camadas de mesma altura, sendo o topo escarificado para melhoria da aderência entre camadas. O processo de mistura e compactação se deu em tempos inferiores a 30 minutos, visando minimizar sua influência na cimentação das partículas. Três amostras foram retiradas para verificação da umidade. As Equações 13 a 17 foram utilizadas para o cálculo da massa de cada material com base no índice de vazios e massa total seca.

$$e_i = e_{máx} - DR(e_{máx} - e_{mín}) \quad \text{Eq. (13)}$$

$$M_S = \frac{(A + C + R)}{\left(\frac{A}{\rho_A} + \frac{C}{\rho_C} + \frac{R}{\rho_R}\right)} \cdot \frac{V_t}{(1 + e)} \quad \text{Eq. (14)}$$

$$M_A = \frac{M_S}{1 + C} \cdot A \quad \text{Eq. (15)}$$

$$M_C = \frac{M_S}{1 + C} \cdot C \quad \text{Eq. (16)}$$

$$M_R = \frac{M_S}{1 + C} \cdot R \quad \text{Eq. (17)}$$

Onde:

e_i = índice de vazios calculado

DR = densidade relativa

M_S = massa total seca

M_A = massa de areia

M_C = massa de cal hidratada

M_R = massa de RPP

A = teor de areia

C = teor de cal hidratada

R = teor de RPP

ρ_A = massa específica das partículas de areia

ρ_C = massa específica das partículas de cal hidratada

ρ_R = massa específica das partículas de RPP

V_t = volume total da amostra

Ao final da moldagem, as amostras foram removidas do molde e então pesadas para verificação de seu peso úmido com precisão de 0,01 g. Em algumas amostras também se procedeu a verificação das dimensões com precisão de 0,01 mm para obtenção de um volume médio de moldagem a ser utilizado no cálculo da densidade relativa. As tolerâncias máximas adotadas para aceitação das amostras foram de $\pm 0,5\%$ para a umidade e $\pm 2\%$ para a densidade relativa.

Em seguida, as amostras foram colocadas em uma câmara úmida para cura a uma temperatura de $23^{\circ}\text{C} \pm 3^{\circ}\text{C}$ e umidade acima dos 95%. O tempo de cura padrão foi de 28 dias, entretanto, para a mistura com maior teor de RPP e cal hidratada também foram analisadas amostras com 7 e 91 dias de cura para acompanhar o desenvolvimento das reações de cimentação ao longo das idades em ao menos uma mistura. A escolha dessa mistura se deu em razão da elevada quantidade de estabilizante usada, o que potencializa as reações pozolânicas.

6.1.2 Programa de ensaios

Os fatores controláveis das variáveis independentes utilizadas nesta etapa da pesquisa foram a densidade relativa, o teor de cal hidratada e o teor de RPP. Os fatores constantes foram o tipo de solo, cal e resíduo e relação água/estabilizante. Para a minimização de fatores ruído como equipamento, operador e condições ambientais adotou-se a utilização de um único equipamento, climatização do local, limitação no número de operadores e padronização nos processos de mistura e produção das amostras.

Para definição dos níveis de cada variável e otimização do programa experimental aplicou-se um planejamento fatorial 2^3 com delineamento composto central rotacional. Essa técnica, juntamente com a metodologia de análise por superfície de resposta, permite a combinação e análise de experimentos de forma eficaz e a obtenção de funções complexas da variável resposta. O estudo do fenômeno pode ser otimizado de forma a se obter a melhor resposta. Os efeitos de cada variável independente podem ser avaliados de forma isolada bem como os efeitos de interação com as demais (MONTGOMERY, 2017).

Para tal, são definidos pontos fatoriais e ponto central entre os fatores envolvidos no intuito de verificar a influência de cada fator e a interação entre eles nas variáveis resposta em diferentes níveis. Na metodologia rotacional são incluídos ainda pontos axiais que visam a rotação do modelo e uma melhoria no ajuste aos dados experimentais. Para cada variável são escolhidos níveis baixo, intermediário e alto e então calculados os níveis referentes aos pontos axiais. O número de combinações é definido com base na Equação 18, sendo k o número de fatores e PC o número de pontos centrais.

$$n = 2^k + PC + 2 \times k \quad \text{Eq. (18)}$$

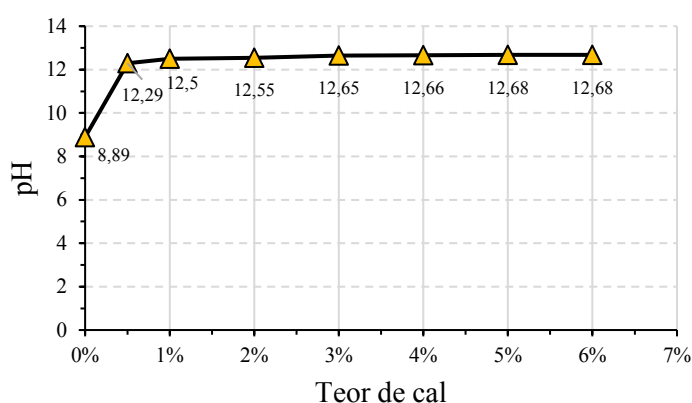
Logo, para 3 fatores são obtidas 15 combinações, sendo 8 pontos fatoriais (PF), 6 pontos axiais (PA) e 1 ponto central (PC). Nesta pesquisa, por se tratar do material estabilizante que é incorporado em maior quantidade na mistura, os teores de RPP foram definidos em substituição à areia. Os teores de cal hidratada foram definidos como uma adição em relação à mistura areia mais RPP, uma vez que este componente é utilizado com fins de ativação alcalina e em menor quantidade.

Visando avaliar a influência de baixos a altos teores de incorporação do RPP e com base em outros trabalhos que avaliaram a incorporação de materiais pozolânicos em aplicações de melhoria de solos (ABBASI; MAHDIEH, 2018; CONSOLI *et al.*, 2018, 2021), foram escolhidos 10%, 20% e 30% como níveis para esta variável. Estudos que avaliaram a incorporação do RPP em processos apenas de caráter físico (ARAÚJO, 2016; SILVA, 2016) reportaram a porcentagem de 5% como a que resultou em melhor desempenho mecânico em testes de Índice de Suporte Califórnia, resistência ao cisalhamento direto e resistência em prova de carga estática. Entretanto, por se tratar de um resíduo de características pozolânicas a incorporação de maior quantidade desse material em misturas com cal tende a potencializar as reações de estabilização do solo.

Para o desenvolvimento satisfatório das reações pozolânicas e consequente ganhos de resistência, é necessária a ocorrência de um ambiente favorável de alcalinidade capaz de induzir as reações de dissolução dos íons. Isso depende diretamente da quantidade de cal adicionada na mistura. Assim, para definição dos teores de cal hidratada a serem utilizados foi, inicialmente, obtido o teor mínimo de cal pelo método do ICL (*Initial Consumption of Lime*) (ROGERS; GLENDINNING; ROFF, 1997) onde adiciona-se cal na mistura e avalia-se seu pH. O teor mínimo de cal é definido como o teor necessário para elevar o pH a um valor suficiente para induzir as reações pozolânicas na mistura.

Na Figura 113 está ilustrada a variação do pH da solução com a variação no teor de cal hidratada para a mistura com maior quantidade de RPP incorporado (36,82%). É possível verificar que, para o máximo teor de RPP, a partir de 1% de cal, o pH já atinge valores elevados e praticamente se estabiliza. Entretanto, visando disponibilizar maiores reservas de cal para as reações pozolânicas com o resíduo, o teor mínimo de cal foi estabelecido como sendo 3%. Ademais, segundo Coelho, Pacheco-Torgal e Jalali (2009), não é aconselhável o uso de teores inferiores a 3% uma vez que condições não ideais podem existir no preparo do material em campo. Logo, considerando o trabalho de outros pesquisadores na área de misturas pozolana cal (ABBASI; MAHDIEH, 2018; CONSOLI *et al.*, 2019a, 2021), adotaram-se os teores de 3%, 5% e 7%.

Figura 113 - Variação do pH da solução com o teor de cal.



Quanto à densidade relativa, objetivou-se avaliar misturas nos estados fofo, medianamente compacto e compacto adotando-se os valores de 25%, 50% e 75%, respectivamente. A matriz de planejamento com fatores e níveis propostos para o DCCR pode ser visualizada na Tabela 10, ademais todas as combinações entre os fatores estão colocadas na Tabela 11. Para cada composição das misturas, foram realizados ensaios de índices de vazios máximo e mínimo cujos resultados encontram-se na Tabela 12. A densidade específica da mistura foi calculada utilizando-se as densidades de cada material.

Tabela 10 - Matriz de planejamento para o DCCR.

Fatores	Nível				
	-1,68	-1	0	+1	+1,68
Densidade relativa (%)	7,96	25	50	75	92,04
Teor de cal (%)	1,64	3	5	7	8,36
Teor de RPP (%)	3,18	10	20	30	36,82

Tabela 11 - DCCR para ensaios de resistência à compressão e tração.

Mistura	Valor real (Valor codificado)		
	Densidade relativa (%)	Teor de cal (%)	Teor de RPP (%)
PF-1	25 (-1)	3 (-1)	10 (-1)
PF-2	25 (-1)	3 (-1)	30 (+1)
PF-3	25 (-1)	7 (+1)	10 (-1)
PF-4	25 (-1)	7 (+1)	30 (+1)
PF-5	75 (+1)	3 (-1)	10 (-1)
PF-6	75 (+1)	3 (-1)	30 (+1)
PF-7	75 (+1)	7 (+1)	10 (-1)
PF-8	75 (+1)	7 (+1)	30 (+1)
PA-1	7,96 (-1,68)	5 (0)	20 (0)
PA-2	92,04 (+1,68)	5 (0)	20 (0)
PA-3	50 (0)	1,64 (-1,68)	20 (0)
PA-4	50 (0)	8,36 (+1,68)	20 (0)
PA-5	50 (0)	5 (0)	3,18 (-1,68)
PA-6	50 (0)	5 (0)	36,82 (+1,68)
PC	50 (0)	5 (0)	20 (0)

Tabela 12 - Parâmetros físicos de cada composição.

Teores		Parâmetros				
Cal (%)	RPP (%)	$\gamma_{d_{m\acute{a}x}}$ (kN/m ³)	$\gamma_{d_{m\acute{i}n}}$ (kN/m ³)	$e_{m\acute{a}x}$	$e_{m\acute{i}n}$	G_s
3	10	17,0	14,4	0,84	0,55	2,64
3	30	17,1	12,7	1,06	0,53	2,62
7	10	16,6	14,0	0,88	0,58	2,62
7	30	16,0	12,1	1,15	0,62	2,60
1,64	20	16,8	13,7	0,91	0,56	2,63
8,36	20	16,4	12,7	1,05	0,59	2,61
5	3,18	16,7	14,3	0,84	0,58	2,64
5	36,82	15,5	11,6	1,24	0,68	2,60
50	20	16,6	13,2	0,99	0,58	2,62

Os resultados encontrados e as variáveis independentes usadas foram ajustadas a uma equação polinomial de segunda ordem, semelhante à Equação 19. Onde, X_1 é a densidade relativa, X_2 o teor de cal, X_3 o teor de RPP e β_0 , $\beta_{(1,2 \text{ e } 3)}$, $\beta_{(11,22 \text{ e } 33)}$ e $\beta_{(12,13 \text{ e } 23)}$ são, respectivamente, os coeficientes da regressão para o intercepto, coeficiente de comportamento linear e quadrático e coeficientes de interação entre os fatores.

$$Y = \beta_0 + \beta_1 X_1 + \beta_2 X_2 + \beta_3 X_3 + \beta_{11} X_1^2 + \beta_{22} X_2^2 + \beta_{33} X_3^2 + \beta_{12} X_1 X_2 + \beta_{13} X_1 X_3 + \beta_{23} X_2 X_3 \quad \text{Eq. (19)}$$

Para análise dos resultados encontrados para as variáveis resposta, incluindo obtenção e ajuste do modelo, geração das superfícies de resposta e análise de variância dos dados utilizou-se o software Statistica 12.0.

6.1.3 Ensaio de compressão axial não confinada

Os ensaios de resistência à compressão axial não confinada (Figura 114) foram realizados no intuito de verificar previamente a influência da cal e diferentes teores de RPP na resistência das misturas. Nesse ensaio, as amostras foram submetidas a uma compressão com tensão de confinamento nula, pelo movimento do pistão de uma prensa sob deformação constante.

Figura 114 - Ensaio de compressão axial não confinada.



Aos 27 dias de cura, as amostras foram submergidas por 24h em um recipiente com água visando minimizar os efeitos da sucção. Em seguida, foram removidos do tanque e secos superficialmente com pano absorvente. Os testes foram conduzidos em triplicata em uma prensa mecânica com capacidade máxima de 100 kN e célula de carga com capacidade de 10 kN e

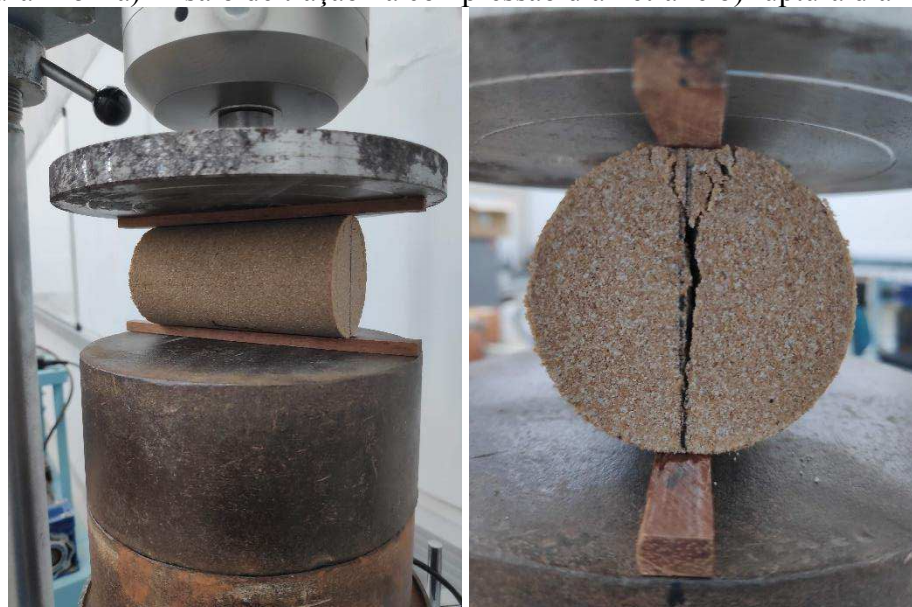
resolução 0,01 kN. O ensaio seguiu as prescrições da NBR 12025/2012 e foi iniciado logo após a secagem superficial a uma taxa de 1,00 mm/min sendo a carga máxima obtida para cada corpo de prova. A resistência à compressão é definida como a relação entre a carga máxima e a área transversal do corpo de prova.

Como critério de aceitação para os testes, adotou-se que as resistências individuais das três amostras não poderiam se desviar mais do que 10% em relação à média das resistências.

6.1.4 Ensaios de compressão diametral

Para verificação da resistência à tração das amostras utilizou-se a mesma prensa dos ensaios de compressão axial. O procedimento seguiu as prescrições da norma NBR 7222/2011. O corpo de prova, preparado de maneira análoga ao teste anterior, foi colocado entre duas peças de madeira retangulares de dimensões calculadas de acordo com as dimensões do corpo de prova. Aplicou-se um esforço de compressão nas geratrizes opostas do corpo de prova a uma taxa de 1,00 mm/min, gerando uma ruptura diametral (Figura 115).

Figura 115 - a) Ensaio de tração na compressão diametral e b) ruptura diametral.



a)

b)

A tensão de tração (q_t) foi então obtida por meio da Equação 20 que relaciona a força diametral máxima aplicada (F), o diâmetro (D) e altura (H) do corpo de prova.

$$q_t = \frac{2F}{\pi DH} \quad \text{Eq. (20)}$$

Como critério de aceitação para os testes adotou-se que as resistências individuais das três amostras não poderiam se desviar mais do que 10% em relação à média das resistências.

6.1.5 Ensaios de caracterização microestrutural

Foram realizadas análises de DRX, termogravimetria (TG) e MEV em amostras das misturas PF-8 (75% DR, 30% de RPP e 7% de cal) e PF-7 (75% DR, 10% de RPP e 7% de cal) com 28 dias de cura visando identificar a formação de compostos cimentantes e a influência do teor de RPP nesse processo. As análises térmicas permitem quantificar os compostos formados por leitura da perda de massa com a elevação da temperatura. Para o caso da mistura PF-8, foram realizadas também análises aos 7 dias e 91 dias de cura para verificar o desenvolvimento das reações de cimentação ao longo do tempo.

As análises de DRX e MEV foram realizadas com o mesmo procedimento e nos mesmos equipamentos utilizados na caracterização dos materiais e citados na seção 4.1. As análises térmicas foram conduzidas no Laboratório de Ensaios de Materiais do Centro de Tecnologias do Gás e Energias Renováveis (CTGÁS-ER) em equipamento modelo SDT Q600 da TA Instrument, em atmosfera de nitrogênio, sob uma taxa de aquecimento de 10°C/min até a temperatura de 850°C em cadinho de platina.

6.2 RESULTADOS E DISCUSSÕES

6.2.1 Resistência à compressão e tração da areia estabilizada

Na Tabela 13 estão mostrados todos os valores de resistência à compressão não confinada e resistência à tração por compressão diametral calculados como a média da resistência de três amostras, bem como, o respectivo desvio padrão para o tempo de cura de 28 dias. Os níveis das variáveis estudadas em cada mistura são apresentados tanto com os valores reais como codificados.

Tabela 13 - Resultados dos ensaios de resistência à compressão e tração.

Mistura	Valor real (Valor codificado)			q_u (kPa)	Desvio padrão (kPa)	q_t (kPa)	Desvio padrão (kPa)	q_t/q_u
	Densidade relativa (%)	Teor de cal (%)	Teor de RPP (%)					
PF-1	25 (-1)	3 (-1)	10 (-1)	99,30	3,25	8,75	0,32	0,09
PF-2	25 (-1)	3 (-1)	30 (+1)	495,15	16,89	72,65	3,70	0,15
PF-3	25 (-1)	7 (+1)	10 (-1)	288,61	13,43	23,30	0,93	0,08
PF-4	25 (-1)	7 (+1)	30 (+1)	719,66	62,30	74,01	5,11	0,10
PF-5	75 (+1)	3 (-1)	10 (-1)	128,70	9,53	13,73	0,88	0,11
PF-6	75 (+1)	3 (-1)	30 (+1)	1408,08	17,79	125,38	6,09	0,09
PF-7	75 (+1)	7 (+1)	10 (-1)	284,13	8,05	24,05	1,72	0,08
PF-8	75 (+1)	7 (+1)	30 (+1)	1561,43	33,07	162,48	4,96	0,10
PA-1	7,96 (- α)	5 (0)	20 (0)	325,15	22,45	54,52	4,72	0,17
PA-2	92,04 (+ α)	5 (0)	20 (0)	1241,88	107,04	113,18	1,57	0,09
PA-3	50 (0)	1,64 (- α)	20 (0)	224,77	6,25	20,83	1,85	0,09
PA-4	50 (0)	8,36 (+ α)	20 (0)	849,45	67,47	72,68	5,18	0,09
PA-5	50 (0)	5 (0)	3,18 (- α)	57,39	1,47	7,13	0,13	0,12
PA-6	50 (0)	5 (0)	36,82 (+ α)	1277,55	71,74	145,19	5,91	0,11
PC	50 (0)	5 (0)	20 (0)	825,45	66,00	67,64	4,07	0,08

PF - Ponto fatorial; PA - Ponto axial; PC - Ponto central.

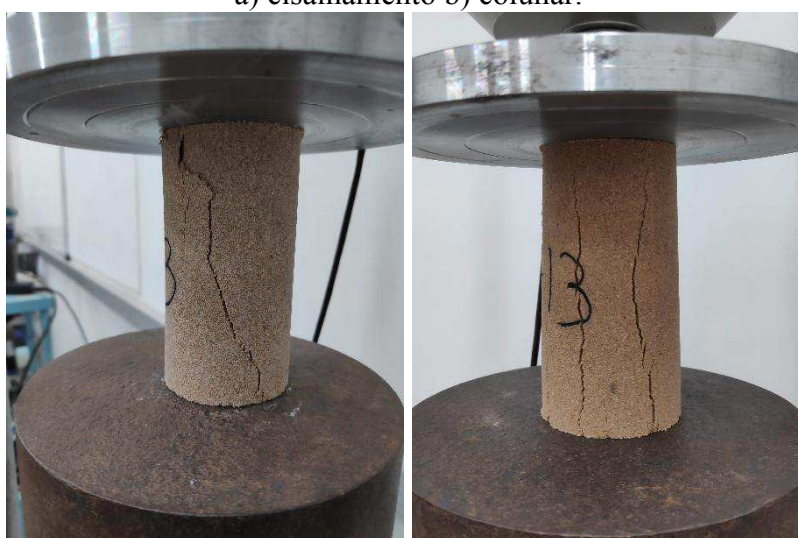
q_u – Resistência à compressão não confinada; q_t – Resistência à tração na compressão diametral

Os valores de resistência à compressão não confinada encontrados variaram entre 57,39 kPa e 1561,43 kPa, e a resistência à tração entre 7,13 kPa e 162,48 kPa. Isso indica que as variáveis envolvidas no planejamento possuem uma influência na resistência mecânica das amostras de solo. Faixas de variação semelhantes foram obtidas em outros trabalhos que

avaliaram misturas solo, pozolana e cal testadas aos 28 dias de cura (ABBASI; MAHDIEH, 2018; CONSOLI *et al.*, 2018, 2019a, 2021).

Os menores valores foram encontrados para a mistura com 50% de densidade relativa, 5% de cal e apenas 3,18% de RPP, por sua vez, os maiores valores foram obtidos pelas amostras com 75% de densidade relativa, 7% de cal e 30% de RPP. Um aumento na resistência acarretou em mudança do modo de ruptura de dúctil para frágil, bem como de uma superfície de ruptura colunar para uma superfície de cisalhamento (Figura 116).

Figura 116 - Modos de ruptura da areia estabilizada em ensaios de compressão não confinada.
a) cisalhamento b) colunar.



a)

b)

Para as misturas com 25% de densidade relativa e 3% de cal um aumento no teor de RPP de 10% para 30% resultou em incremento de aproximadamente 400% na resistência à compressão não confinada. Para as misturas com 7% de cal e mesma densidade relativa, o incremento foi de cerca de 160%. Nas misturas mais compactas, esses incrementos foram de 994% e 450%. Isso indica que o aumento no teor de RPP provocou ganhos expressivos na resistência em todas as densidades e teores de cal estudados. Incrementos de mesma ordem foram encontrados para os resultados de resistência à tração. O aumento da densidade relativa e teor de cal também proporcionou ganhos expressivos nos valores das variáveis reposita.

6.2.1.1 Análise estatística

A análise dos dados por meio do delineamento composto central permitiu identificar os fatores significativos e seus respectivos coeficientes para construção do modelo de regressão. Uma vez que os valores reais de densidade relativa variam em torno do valor planejado ($\pm 2\%$), em função de fatores inerentes ao processo de moldagem, e para permitir o cálculo do erro puro e falta de ajuste do modelo, considerou-se o valor planejado para todas as amostras. A Tabela 14 mostra os coeficientes encontrados para os termos lineares e quadráticos de cada variável e suas interações, enquanto na Figura 117 podem ser visualizados os respectivos p-valores da análise de variância.

Tabela 14 - Efeitos e coeficientes para os fatores da regressão do modelo estatístico.

Fator	Resistência à compressão		Resistência à tração	
	Efeito	Coefficiente	Efeito	Coefficiente
Densidade relativa (L)	486,41	-2,62	35,76	-1,72
Densidade relativa (Q)	-45,42	-0,04	8,21	0,01
Teor de cal (L)	259,68	348,48	22,24	22,44
Teor de cal (Q)	-219,65	-27,46	-18,02	-2,25
Teor de RPP (L)	796,03	21,02	87,61	0,02
Teor de RPP (Q)	-127,48	-0,64	2,77	0,01
Densidade relativa x Teor de cal	-26,26	-0,26	8,22	0,08
Densidade relativa x Teor de RPP	432,45	0,86	34,20	0,07
Teor de cal x Teor de RPP	8,27	0,21	3,06	0,08
Interseção	831,15	-988,17	68,81	-20,08

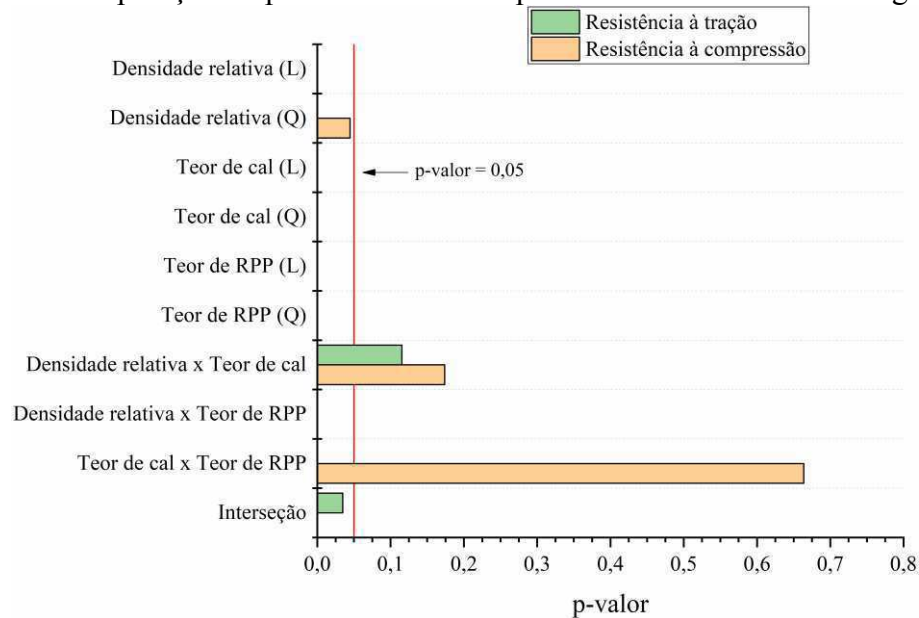
L – Linear; Q - Quadrático

No caso da resistência à compressão, o coeficiente de determinação (R^2) do modelo foi de 0,98, entretanto, é possível verificar que dois fatores (interação entre densidade relativa e teor de cal e interação entre teor de cal e teor de RPP) não são considerados significativos (p -valor $> 0,05$) para um intervalo de confiança de 95%. Tal constatação é reforçada pelos baixos efeitos que esses fatores apresentaram.

Uma análise dos efeitos de cada fator permite conhecer os fatores que apresentam maior influência. Os efeitos lineares para a densidade relativa, teor de RPP e teor de cal possuem uma influência positiva na resistência, sendo os dois primeiros os de maior magnitude. O expressivo efeito quadrático negativo da cal indica que teores medianos desse fator proporcionam maiores

resistências do que teores extremos, fato esse que pode ser visualizado nas superfícies de resposta.

Figura 117 - Comparação do p-valor encontrado para cada fator e o nível de significância.



No caso da resistência à compressão, ignorando os efeitos dos fatores não significativos, foi possível obter um modelo de regressão ajustado com R^2 de 0,98, ou seja, que explica 98% da variabilidade do processo (apenas 2% da variabilidade total não pode ser explicada) que segue mostrado na Equação 21. Além disso, o R^2 ajustado também de 0,98 indicou um ótimo ajuste da equação polinomial de segunda ordem aos dados experimentais.

O resultado da análise de variância (ANOVA) com o modelo ajustado pode ser visualizado na Tabela 15. Estão apresentados a soma dos quadrados, graus de liberdade, quadrado médio e p-valor. O teste de falta de ajuste foi utilizado para se avaliar a adequação do modelo comparando-se o erro puro com o erro residual. O resultado mostra que, embora a falta de ajuste seja considerada significativa pelo baixo p-valor, as demais avaliações como o coeficiente de determinação e uma análise da distribuição dos erros mostram que o modelo é capaz de prever com qualidade os valores da variável resposta.

$$q_u = -3,94(DR) - 0,04(DR^2) + 339,49(C) - 27,46(C^2) + 22,05(R) - 0,64(R^2) + 0,86(DR)(R) - 943,21 \quad \text{Eq. (21)}$$

Tabela 15 - ANOVA do modelo de regressão para os dados de resistência à compressão.

Fator	Soma dos quadrados	Graus de liberdade	Quadrado médio	p-valor
Densidade relativa (L)	2423320	1	2423320	0,000000
Densidade relativa (Q)	9366	1	9366	0,044625
Teor de cal (L)	690686	1	690686	0,000000
Teor de cal (Q)	219029	1	219029	0,000000
Teor de RPP (L)	6490356	1	6490356	0,000000
Teor de RPP (Q)	73773	1	73773	0,000002
Densidade relativa x Teor de RPP	1122071	1	1122071	0,000000
Falta de ajuste	164859	7	23551	0,000001
Erro puro	63960	30	2132	
Soma dos quadrados total	11241543	44		

L – Linear; Q - Quadrático

Para a resistência à tração, apenas o fator quadrático do teor de RPP se demonstrou não significativo e foi ignorado da equação de regressão final (Figura 117). Desse modo, foi possível obter um modelo com R^2 e R^2 ajustado de 0,98, representado pela Equação 22. O resultado da análise de variância (ANOVA) com o modelo ajustado está representado na Tabela 16.

$$q_t = -1,55(DR) + 0,01(DR^2) + 24,51(C) - 2,46(C^2) + 0,56(R) + 0,08(DR)(C) + 0,07(DR)(R) + 0,08(C)(R) - 31,84 \quad \text{Eq. (22)}$$

Tabela 16 - ANOVA do modelo de regressão para os dados de resistência à tração.

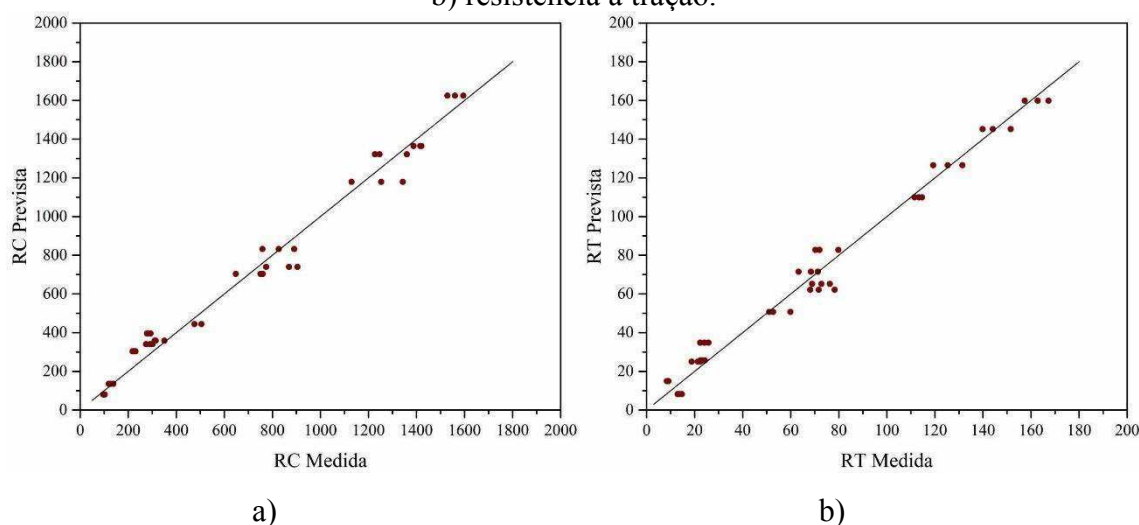
Fator	Soma dos quadrados	Graus de liberdade	Quadrado médio	p-valor
Densidade relativa (L)	13246,0	1	13246,02	0,000000
Densidade relativa (Q)	314,6	1	314,61	0,000053
Teor de cal (L)	4977,8	1	4977,83	0,000000
Teor de cal (Q)	2874,4	1	2874,38	0,000000
Teor de RPP (L)	78262,9	1	78262,94	0,000000
Densidade relativa x Teor de cal	372,5	1	372,54	0,000016
Densidade relativa x Teor de RPP	6881,7	1	6881,74	0,000000
Teor de cal x Teor de RPP	69,4	1	69,38	0,034724
Falta de ajuste	1745,6	6	290,93	0,000000
Erro puro	425,4	30	14,18	
Soma dos quadrados total	110574,6	44		

L – Linear; Q - Quadrático

Assim como para a resistência à compressão, os maiores efeitos estão relacionados à densidade relativa e ao teor de RPP, indicando serem essas as duas variáveis de maior influência no desempenho mecânico das amostras.

O gráfico de resíduos foi gerado para analisar o ajuste do modelo. Na Figura 118 pode-se verificar que todos os valores permaneceram em torno da linha diagonal, corroborando os altos valores de R^2 encontrados e o bom ajuste do modelo aos dados experimentais.

Figura 118 - Comparação entre valores medidos e previstos da a) resistência à compressão e b) resistência à tração.



6.2.1.2 Influência dos fatores na resistência da areia estabilizada

O modelo da interação das três variáveis abordadas na pesquisa foi obtido para avaliar o efeito de cada uma delas na resistência à compressão (q_u) e resistência à tração (q_t) das misturas. De posse do modelo, foi possível gerar as superfícies de resposta para as variáveis estudadas bem como gráficos de contorno permitindo avaliar a influência combinada das variáveis na resistência do solo. Na Figura 119 estão ilustradas as superfícies de resposta e gráficos de contorno para a resistência à compressão, relacionando esta com duas variáveis independentes enquanto a terceira variável independente é mantida fixa no valor central. Os resultados para a resistência à tração podem ser visualizados na Figura 120.

Figura 119 - Superfícies de resposta e gráficos de contorno do DCCR para influência da a) b) densidade relativa e teor de RPP c) d) densidade relativa e teor de cal e e) f) teor de cal e teor de RPP na resistência à compressão.

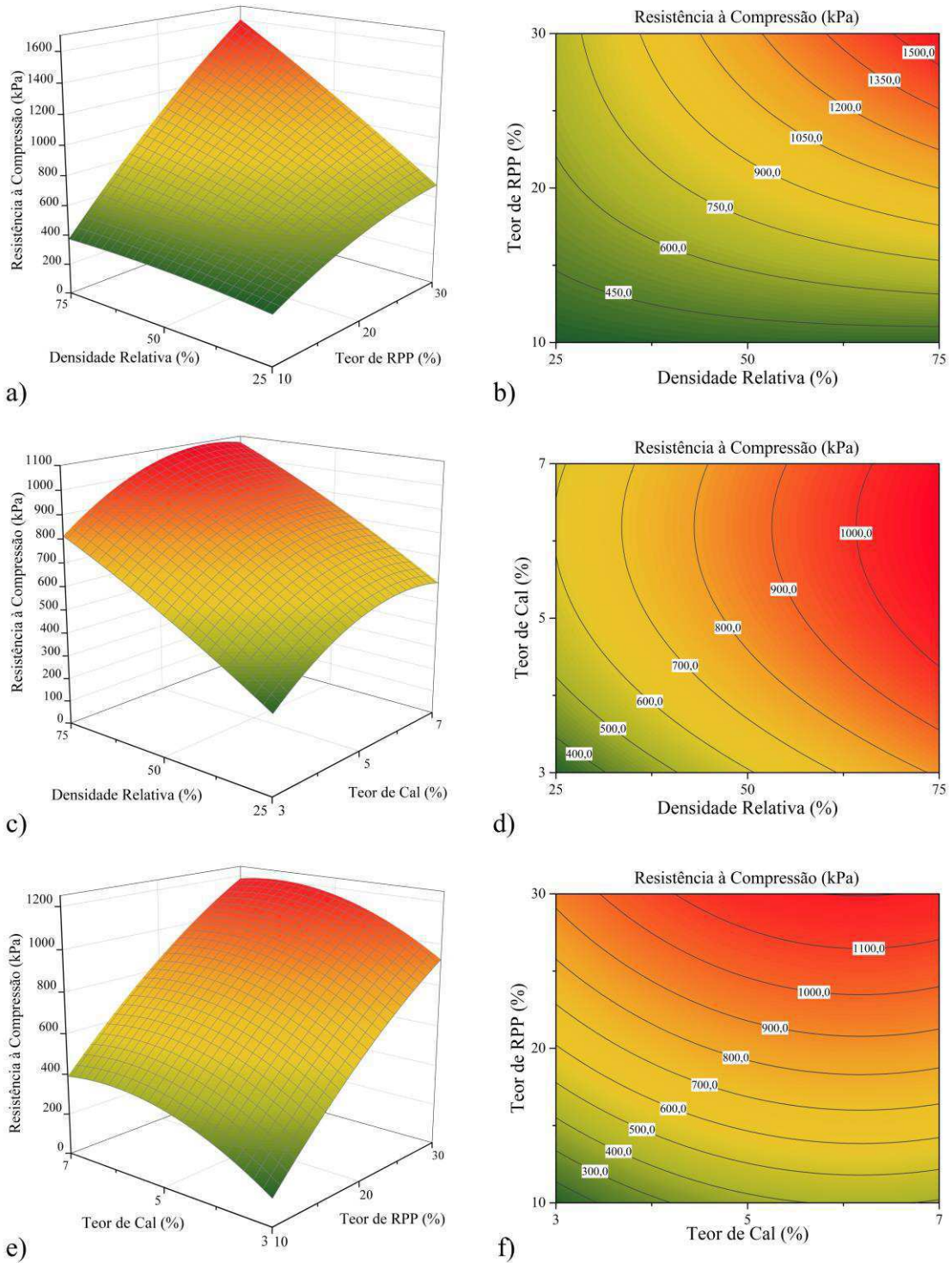
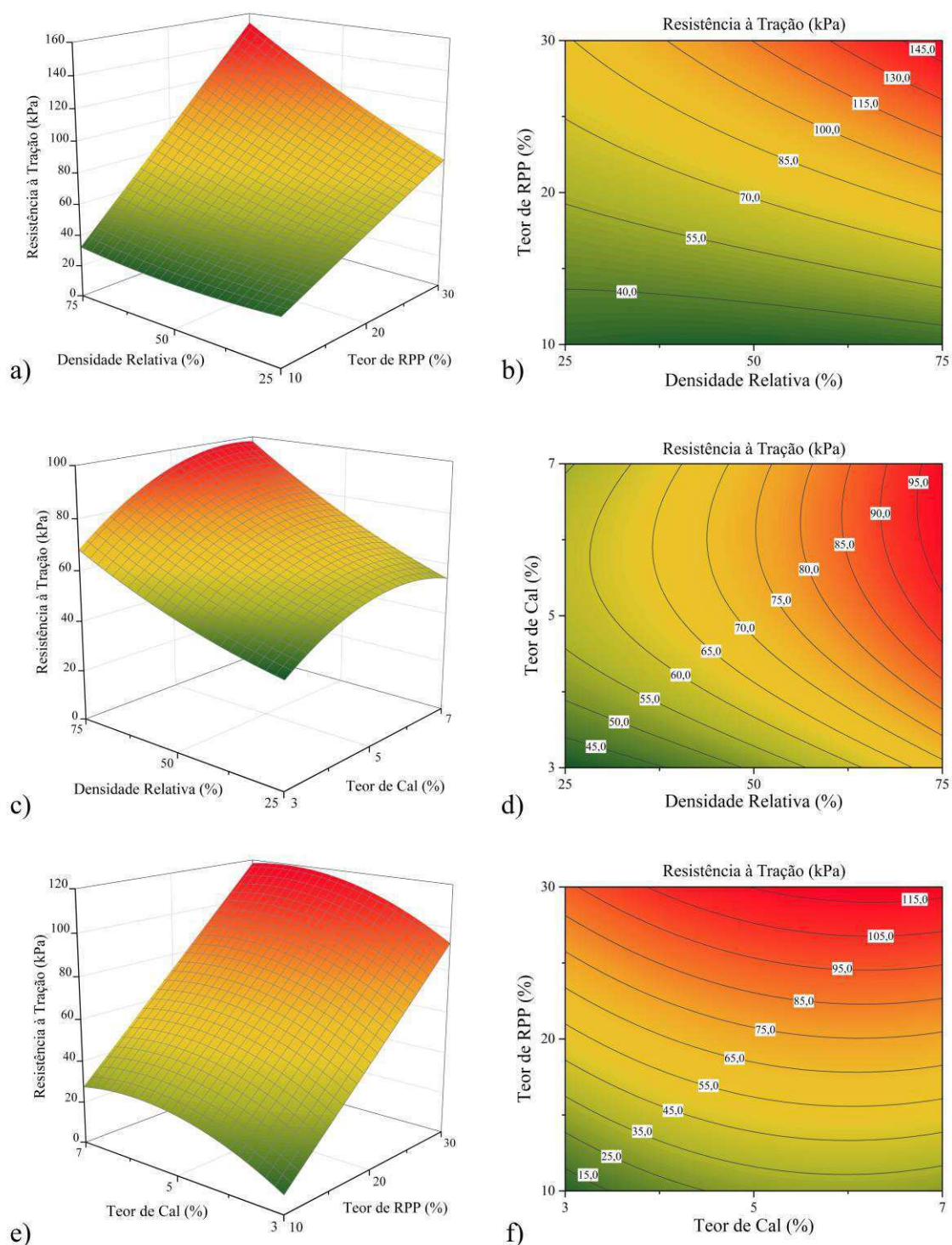


Figura 120 - Superfícies de resposta e gráficos de contorno do DCCR para influência da a) b) densidade relativa e teor de RPP c) d) densidade relativa e teor de cal e e) f) teor de cal e teor de RPP na resistência à tração.



Observam-se que as resistências à compressão e tração das amostras apresentaram um incremento parabólico com o aumento no teor de RPP. Esse comportamento se mantém para qualquer densidade relativa, entretanto, o aumento é mais significativo e linear em maiores

valores de densidade relativa. Para 5% de cal e 25% de densidade relativa, um aumento no teor de RPP de 10% para 20% e de 20% para 30% resultaram em aumentos em q_u de 76,8% e 20,9%, respectivamente, enquanto para uma densidade relativa de 75% esses aumentos foram de 181,4% e 52,35%. Esses resultados estão em concordância com outros trabalhos que avaliaram a incorporação de materiais de caráter pozolânico e cal para a melhoria de solos (ABBASI; MAHDIEH, 2018; CONSOLI *et al.*, 2018, 2021). O ganho de resistência foi especialmente atribuído à cimentação dos grãos em decorrência das reações pozolânicas do RPP com a cal, o que é amplificado com maiores reservas de sílica e alumínio presentes no resíduo.

Silvani, Benetti e Consoli (2019) também encontraram um aumento na resistência à tração na compressão diametral em misturas de areia, cinza volante e cal de carbureto com o aumento no teor de estabilizante em amostras produzidas nas condições ótimas de compactação. Aumentos de até 4 vezes na resistência à compressão não confinada com o teor de cinza volante foi reportado por Simatupang *et al.* (2020) em amostras de areia estabilizadas com cinza volante tipo C, com teores variando de 5% a 30%, compactadas com 50% de densidade relativa e testadas aos 28 dias de cura. Reações de carbonatação da cal também podem gerar compostos que auxiliam na cimentação das partículas.

Um aumento na densidade relativa promove ganhos para q_u e q_t , especialmente em maiores teores de RPP. Para 10% de RPP e 5% de cal um aumento na densidade relativa de 25% para 50% e 50% para 75%, resultaram em ganhos em q_u de 15,5% e 1,1%, respectivamente, enquanto para 30% de RPP os aumentos foram de 70,6% e 37,5%, respectivamente. Isso pode ser atribuído à redução no índice de vazios que aumenta o entrosamento entre as partículas e otimiza a absorção de carregamento permitindo que o solo suporte maiores tensões (VRANNA; TIKA, 2020).

Com uma redução no teor de RPP, porém, o efeito da densidade relativa também é reduzido. Em baixos teores de RPP, esse material tende a ficar concentrado nos vazios existentes entre as partículas mais granulares de areia que dominam o mecanismo de resistência do solo mesmo para amostras mais compactas. Com o aumento no teor de RPP, a cimentação gerada pela ocorrência da reação pozolânica pode atuar no contato entre os grãos de areia e um aumento na densidade amplifica o número de contatos, permitindo assim maiores impactos na resistência (CHANG; WOODS, 1992; CONSOLI *et al.*, 2021; GERMAN, 2014; MOON *et al.*, 2020; VRANNA; TIKA, 2020). A incorporação de partículas menores faz com que, para uma mesma massa, o número de partículas seja maior, aumentando assim o número de contatos (WIĄCEK; MOLENDNA, 2014). Outro aspecto é que para baixos níveis de saturação, os

produtos de hidratação tendem a precipitar na região onde se formam os meniscos e que ocorrem em maior número com o aumento no número de contatos (RIBEIRO; NÉRI; CARDOSO, 2016). As maiores resistências foram encontradas para a região que combina altos valores das duas variáveis indicando ser a interação entre elas mais importante do que seus efeitos isolados.

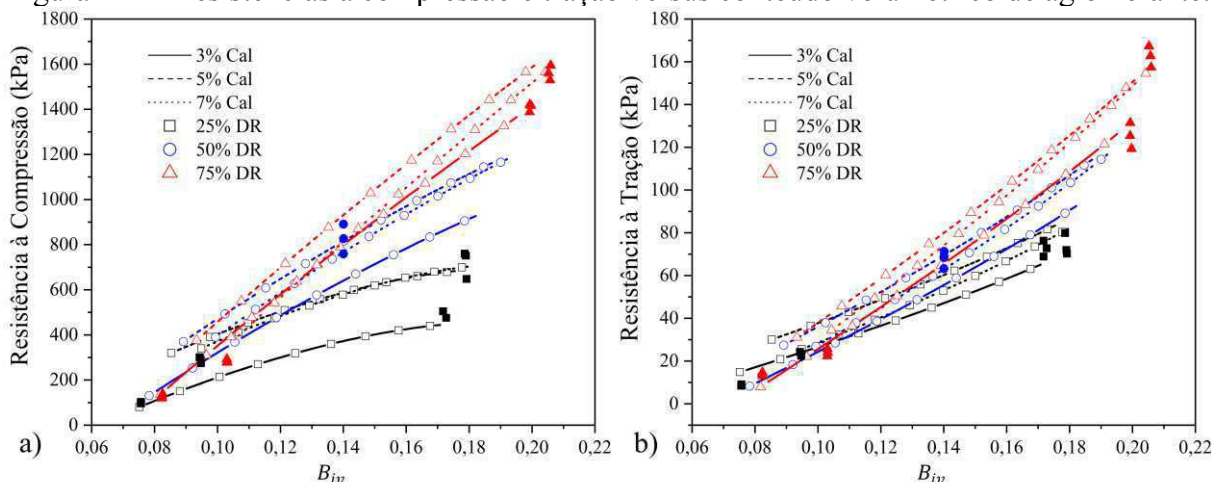
O efeito do teor de cal em ambas resistências é dado por uma curva parabólica com a concavidade voltada para baixo indicando haver um teor ótimo, esse comportamento se mantém para qualquer densidade relativa. Enquanto há um ganho expressivo de resistência entre as amostras com teor de cal de 3% e 5%, com a variação no teor de 5% para 7% a resistência atinge um valor máximo e em seguida reduz. Uma análise matemática da função parabólica retorna um teor ótimo de cal próximo a 6%. Comportamento semelhante foi obtido por Abbasi e Mahdih (2018). A dissolução do hidróxido de cálcio eleva o pH da mistura e permite que a sílica e alumina amorfa presentes no material pozolânico possam se combinar com o cálcio para a formação de compostos hidratados, em especial o silicato de cálcio hidratado (SHARMA; SIVAPULLAIAH, 2016; WALKER; PAVÍA, 2011).

Um aumento no teor de cal permite uma otimização na manutenção desse pH além de disponibilizar mais íons cálcio na solução para ocorrência das reações, porém, a baixa velocidade da reação pozolânica e a obtenção do pH de equilíbrio podem limitar os ganhos de resistência. Um aumento na densidade relativa, assim como no caso anterior, possui efeito positivo nos valores de q_u e q_t para qualquer teor de cal, entretanto, o efeito combinado da densidade relativa e teor de cal é menos significativo do que o efeito da densidade relativa em conjunto com o teor de RPP.

Quanto à interação entre o teor de cal e de RPP a região ótima se encontra em altos valores de incorporação de RPP e teores de cal entre 5% e 7%. Um aumento no teor de resíduo incorporado requer maiores quantidades de íons cálcio disponíveis para ocorrência das reações pozolânicas. Assim, misturas com elevado teor de RPP e baixo teor de cal podem limitar os ganhos de resistência por insuficiência de cálcio na solução. Nessa situação, parte do resíduo incorporado é dissolvido e ajuda na formação dos compostos cimentantes enquanto outra parte permanece não hidratada, atuando apenas com um efeito físico de preenchimento dos poros (MOON *et al.*, 2020). É possível inferir que os pontos de maior otimização para as variáveis resposta levando em conta todos os fatores, simultaneamente, ainda não foram atingidos. Os dados indicam que esses pontos estão situados em valores superiores de densidade relativa e teor de RPP em relação aos estudados nessa pesquisa.

Na Figura 121 é mostrada a variação das resistências à compressão e tração das amostras com o parâmetro teor volumétrico de aglomerante (B_{iv}) para cada densidade relativa e teor de cal. Foram utilizados dados previstos pelas Equações 21 e 22. Pode-se notar que há uma tendência de crescimento da resistência com o aumento do B_{iv} , sendo a inclinação da curva mais pronunciada para as misturas mais compactas. Além disso, com o aumento na densidade relativa o comportamento torna-se mais linear. Um aumento no volume de aglomerante incorporado potencializa as reações de cimentação, o que é otimizado pelo aumento da densidade relativa, como abordado anteriormente. Um aspecto importante é que as curvas referentes ao teor de cal de 7% estão localizadas abaixo daquelas referentes ao teor de 5%, ou seja, para um mesmo parâmetro B_{iv} , as misturas com 5% de cal apresentam maiores resistências. Isso indica um melhor desempenho mecânico dessas misturas, além de utilizarem menor quantidade de cal e maiores teores de RPP.

Figura 121 - Resistências à compressão e tração versus conteúdo volumétrico de aglomerante.



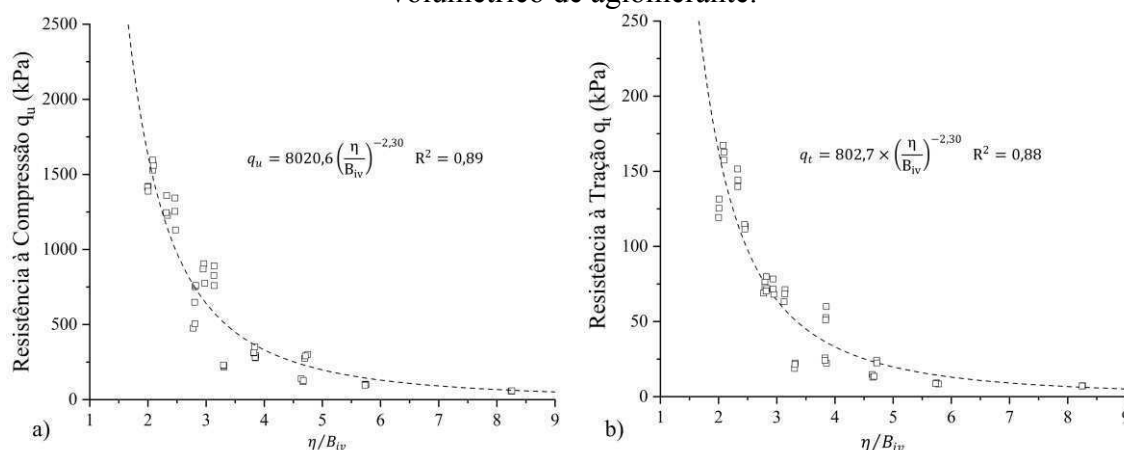
Na Figura 122 está ilustrada a correlação dos dados de resistência à compressão e tração com o parâmetro (η/B_{iv}). Segundo Consoli *et al.* (2016), a resistência de solos estabilizados com materiais cimentícios segue o formato da Equação 23, onde A é um escalar e α e β expoentes de ajuste. Os valores de α e de β dependem do tipo de aglomerante e das características (granulometria e mineralogia) do solo (RIOS *et al.*, 2013). O escalar A , segundo Diambra *et al.* (2017), está relacionado à matriz de areia e de aglomerante, sendo ainda afetado pelo expoente α .

$$q_u \text{ ou } q_t = A \left[\frac{\eta}{(B_{iv})^\beta} \right]^{-\alpha} \quad \text{Eq. (23)}$$

Para este trabalho encontrou-se um coeficiente de determinação R^2 igual a 0,89 para a curva de ajuste, sendo usado o expoente de 1,0 para o fator B_{iv} . Expoentes inferiores a 1,0 indicam que a porosidade das amostras apresenta um efeito superior na resistência mecânica do solo cimentado, enquanto valores próximos a 1,0 indicam que os dois parâmetros possuem efeitos semelhantes e são mais comumente encontrados para o caso de solos arenosos (BALDOVINO *et al.*, 2020a).

Igual valor foi encontrado no estudo de Fontoura *et al.* (2021) que utilizou a mesma areia dessa pesquisa, bem como em estudos com areias de outros locais (CONSOLI *et al.*, 2013, 2020b; CONSOLI; CRUZ; FLOSS, 2011). Enquanto isso, o valor de α igual a 2,30 difere do encontrado nas outras pesquisas, que variou na faixa de 1,26 a 1,50. Segundo Baldovino *et al.* (2020a), esses parâmetros dependem também das condições de compactação, na maioria das vezes, relacionado com o ponto ótimo obtido na curva do ensaio de compactação. Além disso, todas as pesquisas citadas utilizaram um agente cimentante diferente, o cimento Portland, na estabilização dos solos.

Figura 122 - Resistências à a) compressão b) e tração versus relação porosidade conteúdo volumétrico de aglomerante.



No geral, uma redução no fator η/B_{iv} acarreta em aumento das resistências à compressão e tração com uma tendência exponencial. Ou seja, uma redução da porosidade aliada a um aumento da quantidade de aglomerante na massa tem um efeito positivo na resistência. Essa mesma tendência foi encontrada por Baldovino *et al.* (2020b), Consoli *et al.* (2021) e Fontoura *et al.* (2021).

Outro aspecto importante é que diferentes combinações de mistura podem ser obtidas considerando o mesmo valor de resistência à compressão. Pela Figura 122 percebe-se que a mesma resistência pode ser obtida para diferentes combinações entre densidade relativa, teor

de RPP e teor de cal. Isso indica que embora o parâmetro η/B_{iv} permita uma boa correlação dos dados com a resistência, um correto projeto de misturas pozolana cal só pode ser efetuado conhecendo-se o comportamento da resistência frente às combinações entre todas as variáveis.

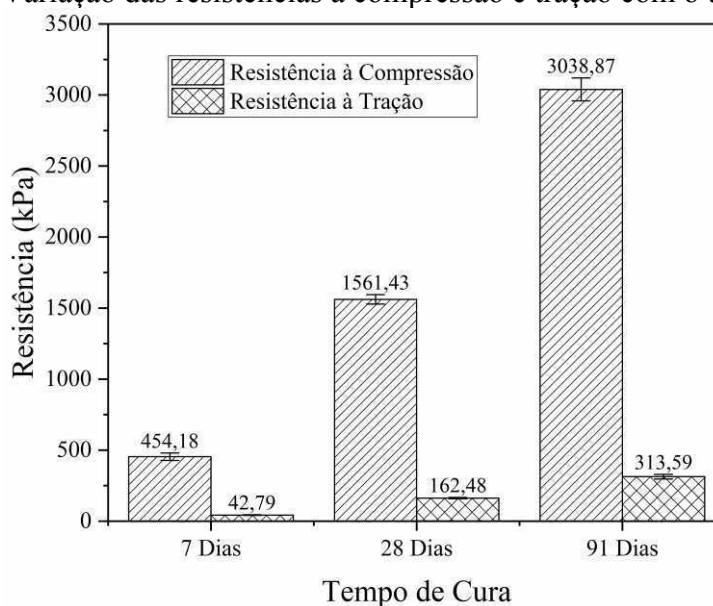
Para poder relacionar os escalares encontrados nas equações das curvas de ajuste entre os gráficos de resistência à compressão e tração ajustou-se os dados da resistência à tração a uma equação com o mesmo expoente do parâmetro (η/B_{iv}) encontrado para a resistência à compressão, ou seja, -2,30. Originalmente esses valores já se encontravam próximos, por se tratar do mesmo solo, estabilizante e modo de preparo.

A relação entre as equações para as resistências à tração e compressão pode ser visualizada na Equação 24. Como apresentado na Tabela 13, a relação entre a resistência à tração e compressão para cada mistura também está em torno dos 10%, fator comum para o caso de materiais cimentados (CONSOLI *et al.*, 2020b; KHAJEH; JAMSHIDI CHENARI; PAYAN, 2020).

$$\xi = \frac{q_t}{q_u} = \frac{802,7 \left(\frac{\eta}{B_{iv}}\right)^{-2,30}}{8020,6 \left(\frac{\eta}{B_{iv}}\right)^{-2,30}} = 0,10 \quad \text{Eq. (24)}$$

Na Figura 123 estão ilustradas as resistências à compressão e tração da mistura PF-8 (75% DR, 7% de cal e 30% de RPP) para as idades de 7, 28 e 91 dias de cura.

Figura 123 - Variação das resistências à compressão e tração com o tempo de cura.



Há um ganho de resistência com o aumento do tempo de cura. Para a resistência à compressão, as resistências nas idades de 28 dias e 91 dias foram, respectivamente, 243,7% e 569,1% superiores a encontrada para 7 dias. Para a resistência à tração, esses aumentos foram de 279,7 e 632,9%. Também é interessante notar que a relação entre a resistência à tração e à compressão em qualquer idade permaneceu em torno de 10% como obtido nas demais amostras de areia estabilizada.

O aumento do tempo de cura permite que as reações pozolânicas, de baixa velocidade, possam ocorrer, proporcionando melhoria na ligação entre as partículas e incremento no desempenho mecânico do solo (AMADI; OSU, 2018; CONSOLI *et al.*, 2001; JHA; GILL; CHOUDHARY, 2009; KHAJEH; JAMSHIDI CHENARI; PAYAN, 2020). Abbasi e Mahdih (2018) obtiveram incrementos de 174,4% na resistência de um solo arenoso estabilizado com a incorporação de 15% de uma pozolana natural e 7% de cal em amostras testadas aos 28 dias de cura em relação às testadas com 7 dias. Simatupang *et al.* (2020) verificaram aumentos de 289,2% e 328,1% na resistência para areias finas estabilizadas com 30% cinza volante aos 28 e 56 dias de cura em comparação com as amostras com 7 dias de cura. Vale ressaltar que as resistências são influenciadas pelas condições de cura e tipo de material. Silvani, Benetti e Consoli (2019) verificaram que o ganho tende a aumentar com o aumento na temperatura de cura do solo estabilizado.

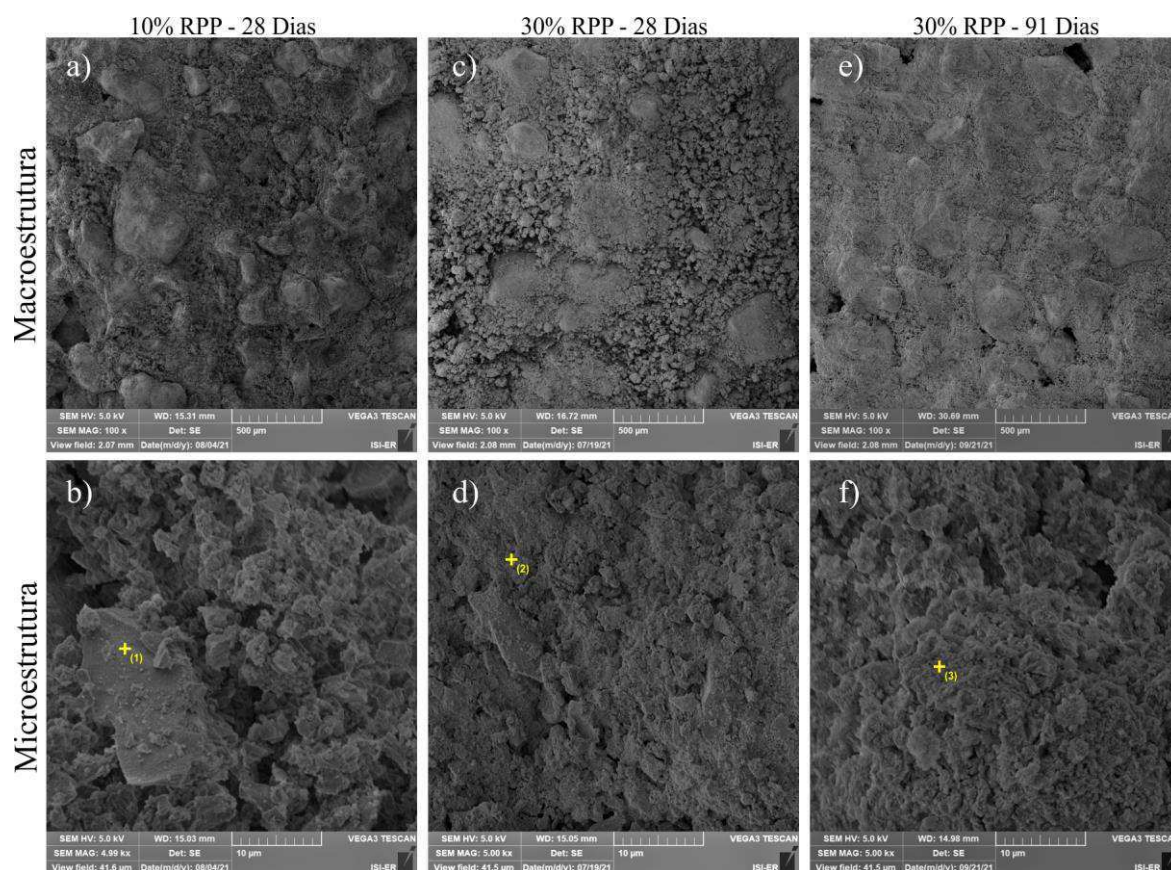
O aumento de resistência com o tempo de cura implica uma redução da suscetibilidade à liquefação com esse parâmetro. Embora algumas misturas tenham atingido baixos valores de resistência aos 28 dias de cura, como pode ser visto na Tabela 13, o ganho ao longo do tempo pode garantir uma estabilização eficiente e mitigação do potencial de liquefação mesmo sob baixos teores de incorporação. De fato, Clough *et al.* (1989) verificaram que para amostras com valores de q_u acima dos 100 kPa, a probabilidade de desenvolvimento da liquefação sob cargas cíclicas é pequena.

Outro aspecto importante é o de que aos 91 dias de cura, para essa mistura, foi atingida uma resistência à compressão acima dos 3 MPa, o que habilita esse material a ser utilizada em diversas aplicações de engenharia que necessitam de solos com elevada resistência, como na composição de camadas mais nobres do pavimento. De maneira geral, para aplicação desse material a escolha da mistura passa por um processo que leve em consideração a dosagem dos materiais e o tempo de cura disponível.

6.2.2 Morfologia, mineralogia e comportamento térmico das misturas

A Figura 124 ilustra a morfologia macro e microestrutural das amostras de solo estabilizado obtidas por meio de ensaios de microscopia eletrônica de varredura com identificação pontual da composição química por EDS. Segundo Bellato, Spagnoli e Simonini (2020) esse ensaio permite uma análise qualitativa do processo de estabilização por visualização direta da microestrutura e compostos hidratados formados. Na Figura 124 a) e b) está apresentado o MEV da amostra PF-7 aos 28 dias, que possui 7% de cal e apenas 10% de RPP em sua composição. Na Figura 124 c), d), e) e f) encontram-se os MEVs para a mistura PF-8 com 7% de cal e 30% de RPP em sua composição, para as idades de 28 e 91 dias. Isso permitiu avaliar a evolução na formação dos compostos de hidratação e alterações morfológicas ao longo do tempo de cura bem como a influência do teor de RPP nas alterações morfológicas. As imagens foram obtidas com aumentos de 100 a 5.000 vezes em regiões que compreendem os poros existentes entre as partículas granulares de areia preenchidos pelos materiais mais finos (cal e RPP) que formam uma massa homogênea.

Figura 124 - Morfologia macro e microestrutural das amostras de areia estabilizada com 10% de RPP aos 28 dias (a, b) e 30% de RPP aos 28 dias (c, d) e 91 dias (e, f).



Comparando a macroestrutura das amostras com 10% e 30% de RPP aos 28 dias de cura verifica-se que a massa de RPP e cal preenche os poros deixados pela granulometria uniforme da areia e, especialmente no caso da mistura com maior teor de RPP, também atua nos pontos de contato. A presença de compostos cimentantes tanto no contato entre os grãos de areia como nos poros é responsável pela melhoria significativa na resistência mecânica das amostras (MOON *et al.*, 2020). Pela Figura 124 b) e d) pode-se notar a presença de uma microestrutura mais densa e homogênea na mistura com 30% de RPP ainda que tenham porosidades de moldagem semelhantes. Uma quantidade significativamente maior de compostos cimentantes parecem preencher a estrutura de microporos e rodear as partículas de RPP que não reagiram. Com o aumento no tempo de cura, Figura 124 e) f), tanto a macro quanto a microestrutura também se tornaram mais densas e homogêneas, com uma menor quantidade de partículas não hidratadas, indicando a evolução nas reações pozolânicas.

Densificação da microestrutura semelhante pela inclusão de materiais cimentícios na melhoria de solos e aumento no tempo de cura foi obtida por outros autores (BELLATO; SPAGNOLI; SIMONINI, 2020; FONTOURA *et al.*, 2021; KHAJEH; JAMSHIDI CHENARI; PAYAN, 2020; MOHAMEDZEIN *et al.*, 2019; MOLA-ABASI; KORDTABAR; KORDNAEIJ, 2016; MOON *et al.*, 2020; WANG *et al.*, 2021b). Fontoura *et al.* (2021) mostraram a formação das ligações interpartículas pela adição de cimento Portland na estabilização da mesma areia utilizada nesse estudo. A presença de partículas de cal e RPP que não reagiram nas amostras com 28 dias reforça a baixa velocidade das reações pozolânicas. Enquanto parte do material possui um efeito de estabilização química, outra atua de maneira apenas física.

Polito e Sibley (2020) verificaram que há um limite de teor de finos chamado teor transicional de finos para o qual a dominância do comportamento mecânico passa da matriz granular para a matriz de finos. Logo, em teores de incorporação superiores a 30% espera-se que o desempenho mecânico da mistura seja resultante de uma interação entre as ligações cimentantes formadas pelas reações pozolânicas e as características mecânicas da matriz de finos que não reagiram.

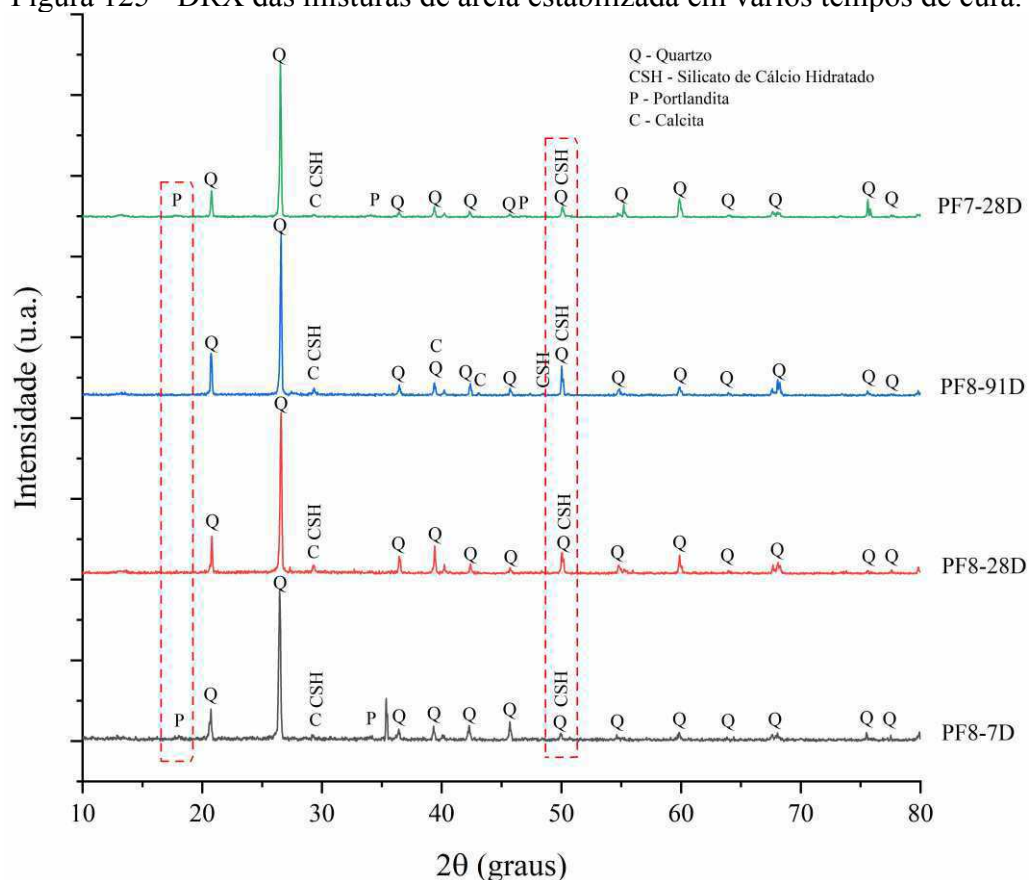
O espectro obtido para o ponto 1 da Figura 124-b apresentou elevada quantidade de sílica e alumínio indicando se tratar de uma partícula de RPP que está inserida na mistura de partículas hidratadas de RPP e cal. Para os pontos 2 e 3 da Figura 124 c) e d), respectivamente, foram identificados em maior proporção os elementos cálcio, sílica e alumínio o que pode indicar a formação dos compostos silicato de cálcio hidratado (CSH) e aluminossilicato de cálcio hidratado (CASH), principais produtos da reação pozolânica. A relação cálcio sílica

Ca/Si variou entre 1,20 e 1,70, valores típicos encontrados na literatura para o composto CSH (PELLENQ; VAN DAMME, 2004). Podem ainda estar presentes na massa o carbonato de cálcio resultante do processo de carbonatação da cal dado a grande quantidade de carbono associado a alguns pontos.

Logo, os produtos resultantes das reações pozolânicas, juntamente com os carbonatos formados, são os principais responsáveis pelo preenchimento da microestrutura de poros, resultando em um material com menor porosidade e melhor desempenho mecânico, como confirmado pelos testes de resistência à compressão não confinada e tração na compressão diametral.

Na Figura 125 está ilustrado o difratograma obtido para as amostras com 10% de RPP aos 28 dias e 30% de RPP aos 7, 28 e 91 dias. As principais fases identificadas incluem o quartzo, o silicato de cálcio hidratado, a portlandita e a calcita. O quartzo está presente tanto na areia como no RPP utilizados. A portlandita é o principal componente da cal. Já a calcita é resultante da reação de carbonatação da cal hidratada.

Figura 125 - DRX das misturas de areia estabilizada em vários tempos de cura.



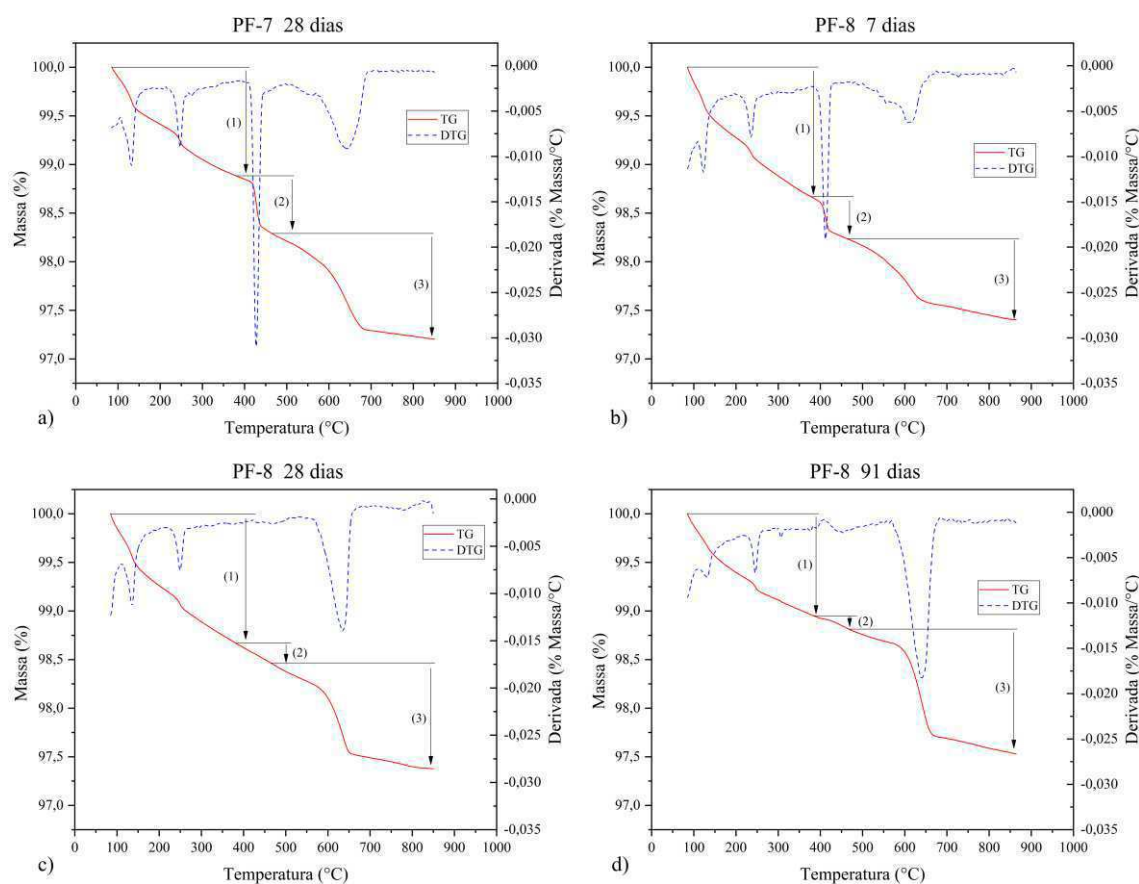
Verifica-se que na amostra com maior quantidade de RPP ocorrem picos mais pronunciados de CSH, isso sugere que a presença do resíduo contribuiu significativamente para as reações pozolânicas, confirmando a hipótese levantada por meio das análises de MEV. Por outro lado, aos 28 dias, a portlandita foi identificada apenas para a amostra com 10% de RPP sugerindo que seu consumo foi reduzido em razão da menor quantidade de resíduo disponível para as reações e que, por outro lado, foi totalmente consumida nas amostras com mais resíduo. A presença de calcita pode indicar a ocorrência adicional de carbonatação, embora esse elemento já houvesse sido identificado no DRX da cal pura, o que também pode ter contribuído para os ganhos de resistência.

Analisando os espectros obtidos ao longo das idades de cura verifica-se que, aos 7 dias, ainda foram encontrados picos referentes ao mineral portlandita, indicando a baixa ocorrência das reações de cimentação em pequenas idades. Ao passo que aos 28 e 91 dias esse composto não foi mais identificado, sugerindo seu consumo nas reações pozolânicas em maiores idades. Com o aumento do tempo de cura os picos referentes ao composto CSH também aumentaram, bem como, mais picos do composto calcita surgiram, confirmando o incremento nas reações pozolânicas e de carbonatação ao longo das idades de cura. De modo geral, a análise mineralógica confirma a eficácia no melhoramento do solo.

O comportamento térmico obtido por meio de ensaios de termogravimetria (TG/DTG) para as amostras com 10% aos 28 dias de cura e 30% de RPP aos 7, 28 e 91 dias está ilustrado na Figura 126.

A temperatura variou de 85°C até 850°C. A análise permite verificar a quantidade de produtos de hidratação formados pelas reações pozolânicas, bem como o consumo de hidróxido de cálcio e a ocorrência de carbonatação. Segundo Hoppe Filho *et al.* (2017) a faixa de temperatura referente à perda de água quimicamente combinada ao CSH é de 35°C até 380°C. A água combinada ao hidróxido de cálcio é perdida entre 380°C e 465°C. A partir dessa temperatura e até cerca de 1.000 °C pode se quantificar a perda de massa referente ao dióxido de carbono, que surge em função das reações de carbonatação.

Figura 126 - TG e DTG a) da mistura PF-7 aos 28 dias de cura e da mistura PF-8 aos b) 7 dias, c) 28 dias e d) 91 dias de cura.



Na Tabela 17 estão apresentadas as perdas de massa em porcentagem referentes a cada uma dessas faixas. A amostra PF-8 com 30% de RPP apresentou uma perda de 1,33% na faixa de temperatura referente à água combinada no CSH, ao passo que a amostra PF-7 com 10% de RPP apresentou uma perda menor de 1,12% indicando que foram formadas maiores quantias de produtos hidratados na amostra com maior quantidade de RPP.

Tabela 17 - Perda de massa no ensaio de termogravimetria das misturas.

Faixa de temperatura	Mistura			
	PF7-28 dias	PF8-7 dias	PF8-28 dias	PF8-91 dias
85°C - 380°C	1,12%	1,34%	1,33%	1,04%
380°C - 465°C	0,59%	0,43%	0,21%	0,14%
465°C - 850°C	1,09%	0,82%	1,09%	1,28%

Entretanto, não se encontrou um aumento da perda de massa com o incremento no tempo de cura, como esperado, o que indicaria maior produção de compostos cimentantes. Isso pode ter sido ocasionado pelo método usado na preparação das amostras que não passaram por

processo de secagem para remoção da água livre presente em diferentes quantidades em cada amostra e cuja faixa de temperatura para remoção está inserida na faixa referente ao composto CSH.

Outro fator que reforça a ocorrência das reações pozolânicas é o consumo acentuado de hidróxido de cálcio para a mistura com 30% de RPP que apresentou apenas 0,21% de perda de massa na faixa de temperatura referente a esse composto, inferior aos 0,59% apresentados pela amostra com 10% de RPP. Essas amostras apresentaram a mesma perda de massa (1,09%) na faixa de temperatura referente aos carbonatos indicando que um outro mecanismo foi responsável pelo consumo restante de hidróxido de cálcio.

Por fim, há um aumento no consumo do hidróxido de cálcio, bem como na perda de massa na faixa de temperatura referente aos carbonatos, com o aumento do tempo de cura, o que reforça a dependência das reações pozolânicas e de carbonatação com esse parâmetro.

7 COMPORTAMENTO DA AREIA ESTABILIZADA EM ENSAIOS TRIAXIAIS MONOTÔNICOS

A areia eólica de Natal pura no estado fofo, quando avaliada por meio de ensaios triaxiais monotônicos por Souza Júnior (2019), apresentou elevado potencial de liquefação. Nesse estado a imposição de um carregamento axial sob condições não drenadas acarretou em uma tendência contrativa, com geração de excessos de poropressão positiva e encaminhamento da trajetória de tensões efetivas para a linha de estados críticos, em uma condição de pequena resistência ao cisalhamento, demonstrando a necessidade de estabilização para redução do potencial de liquefação.

A estabilização obtida por cimentação dos solos é refletida em um comportamento tensão-deformação mais frágil, no aumento da rigidez e resistência não drenada, bem como na redução da tendência contrativa do solo, decorrentes da geração de uma coesão entre as partículas que otimiza a transferência de carregamentos. Nesse contexto, esta etapa teve por objetivo verificar as implicações da incorporação do resíduo de polimento de porcelanato e cal hidratada no potencial de liquefação estático da areia eólica de Natal em comparação com os resultados obtidos por Souza Júnior (2019) na areia pura. Os métodos utilizados nesse estudo, bem como os resultados obtidos e suas discussões são apresentados nas seções seguintes.

7.1 MÉTODOS

Neste trabalho foram realizados ensaios triaxiais monotônicos do tipo CIU (não drenado e com consolidação isotrópica) em amostras compactadas de areia estabilizada com RPP e cal em diferentes teores. Foram realizados ensaios triaxiais em amostras no estado fofo com deformação controlada e sob as mesmas condições (tensão de confinamento, taxa de deformação) utilizadas no estudo da areia pura. A reprodução das condições permitiu avaliar alterações no comportamento tensão-deformação do solo, incluindo trajetória de tensões, padrão de geração das deformações e poropressões bem como mudanças nos parâmetros de resistência de pico e residuais e posição das linhas de estado crítico e instabilidade.

7.1.1 Preparação e montagem das amostras

As amostras utilizadas nesta etapa foram moldadas utilizando-se os mesmos procedimentos da terceira etapa e descritos na seção 6.1.1. Após o período de cura de 28 dias

as amostras foram retiradas da câmara úmida e tiveram suas dimensões aferidas por meio de paquímetro digital para cadastro e cálculo das tensões aplicadas no ensaio. A montagem na célula triaxial se deu, inicialmente, com a colocação da amostra no pedestal da câmara entre dois conjuntos de papel filtro e pedra porosa e posicionamento do cabeçote do sistema de aplicação de carga. Colocava-se a membrana de látex, presa no pedestal, e cabeçote por meio de anéis de vedação do tipo *o-rings* e então a mangueira do topo que é usada na etapa de percolação ascendente de água. Por fim, era posicionado e fixado o cabeçote da câmara triaxial, procedendo com o seu enchimento.

7.1.2 Programa de ensaios e procedimentos de teste

Na Tabela 18 é possível visualizar o programa de testes de compressão triaxial monotônicos. Os ensaios foram realizados em misturas compactadas com 25% de densidade relativa, com o intuito de avaliar a influência da estabilização no potencial de liquefação da areia no estado fofo.

Tabela 18 - Programa de ensaios triaxiais monotônicos em areia estabilizada.

Mistura	Densidade relativa (%)	Teor de cal (%)	Teor de RPP (%)	Tensão de confinamento (kPa)
10R3C	25	3	10	50
10R3C	25	3	10	100
10R3C	25	3	10	200
10R3C	25	3	10	400
30R3C	25	3	30	50
30R3C	25	3	30	100
30R3C	25	3	30	200
30R3C	25	3	30	400
10R7C	25	7	10	50
10R7C	25	7	10	100
10R7C	25	7	10	200
10R7C	25	7	10	400
30R7C	25	7	30	50
30R7C	25	7	30	100
30R7C	25	7	30	200
30R7C	25	7	30	400

Foram utilizados teores de cal hidratada de 3% e 7% e teores de RPP de 10% e 30% por se tratarem dos teores mínimos e máximos, respectivamente, dos pontos fatoriais abordados no

programa de ensaios da terceira etapa do trabalho. Na nomenclatura utilizada, o primeiro número está associado ao teor de RPP e o segundo ao teor de cal, como exemplo, a mistura 10R3C é composta por 10% de RPP e 3% de cal.

Os testes foram executados de acordo com a norma ASTM D-4767 (2011) em um equipamento triaxial estático tipo ar comprimido, servo-controlado, marca PAVITEST da fabricante CONTENCO. Após a montagem as amostras foram submetidas a uma percolação de água ascendente sob baixa tensão de confinamento, até que o volume de água percolada fosse superior a 2 vezes o volume da amostra. Em seguida, o processo de saturação foi executado aumentando-se a contrapressão em estágios de 50 kPa, mantendo a tensão efetiva em 10 kPa até se atingir um parâmetro B de Skempton superior a 0,95. O parâmetro B desejado foi obtido em valores de contrapressão de até 490 kPa. Completada a saturação, as amostras foram consolidadas isotropicamente sob tensões de 50 kPa, 100 kPa, 200 kPa e 400 kPa.

O processo de cisalhamento das amostras sob carregamento monotônico ocorreu em condições não drenadas, sendo ao total realizados 16 ensaios do tipo CIU, conforme mostrado na Tabela 18. Nessa fase, a tensão de desvio axial é incrementada até uma deformação máxima. O processo se deu sob deformação controlada a uma taxa de 0,20 mm/min, lenta o suficiente para permitir a equalização dos excessos de poropressão. Essa velocidade foi escolhida com base nos trabalhos de Fontoura *et al.*, (2022) e Souza Júnior (2019).

Para os ensaios monotônicos o critério de parada adotado foi equivalente a uma deformação axial de 20%. Esse critério foi escolhido no intuito de permitir o desenvolvimento do estado crítico em todas as amostras.

7.2 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Na Tabela 19 é apresentado um resumo das principais informações obtidas para cada ensaio. Enquanto as amostras com menor resistência apresentaram uma tendência de embarrigamento durante o cisalhamento, as mais resistentes apresentaram uma superfície de cisalhamento bem definida, com formação de uma banda de cisalhamento o que indica concentração de deformações.

Esses modos de ruptura também foram reportados por outros autores em pesquisas com solos cimentados (MOLA-ABASI *et al.*, 2020; VRANNA; TIKÁ, 2020; VRANNA; TIKÁ; PAPADIMITRIOU, 2022) e estão relacionados a um aumento na fragilidade das amostras com o aumento na resistência mecânica. Na Figura 127 a) e b) é possível ver os dois modos de ruptura referidos, respectivamente para as misturas 10R3C e 30R7C.

Tabela 19 - Resultados dos ensaios triaxiais monotônicos em areia estabilizada.

Ensaio	Cond. inicial		Condição de pico				Condição residual		
	p'_0 (kPa)	e_c	ε_a (%)	p' (kPa)	q (kPa)	Δu (kPa)	p' (kPa)	q (kPa)	Δu (kPa)
10R3C	50	0,762	4,24%	282,17	458,20	-79,43	219,36	319,80	-62,76
	100	0,757	8,23%	269,56	408,66	-33,34	257,00	368,04	-34,32
	200	0,752	6,36%	340,78	522,37	33,34	265,41	375,69	59,82
	400	0,742	4,95%	382,01	569,73	207,90	328,29	464,47	226,53
30R3C	50	0,923	1,73%	302,96	608,84	-50,01	187,96	310,90	-34,32
	100	0,916	2,52%	329,19	643,43	-14,71	204,55	331,32	5,88
	200	0,910	2,18%	416,57	796,81	49,03	216,05	348,22	100,03
	400	0,880	2,75%	501,69	855,21	183,38	300,83	426,21	241,24
10R7C	50	0,804	4,17%	331,04	581,27	-87,28	276,28	422,88	-85,32
	100	0,795	2,24%	341,92	672,81	-17,65	331,93	528,09	-55,90
	200	0,785	3,66%	379,87	639,63	33,34	325,37	499,66	41,19
	400	0,788	2,52%	508,86	844,36	172,60	340,19	503,10	227,51
30R7C	50	1,015	2,12%	430,07	898,97	-80,42	319,45	537,68	-90,22
	100	1,011	2,34%	579,85	1189,48	-83,36	377,30	620,08	-70,61
	200	1,009	2,15%	609,89	1209,09	-6,87	437,89	728,37	4,90
	400	0,989	1,66%	592,06	1164,56	196,13	408,78	679,47	217,71

p'_0 = tensão média efetiva inicial; e_c = índice de vazios de consolidação; ε_a = deformação axial; p' = tensão média efetiva; q = tensão de cisalhamento; Δu = excesso de poropressão.

Figura 127 - Diferentes modos de ruptura apresentados pelas amostras de areia estabilizada em ensaios triaxiais monotônicos. a) embarrigamento b) cisalhamento



a)

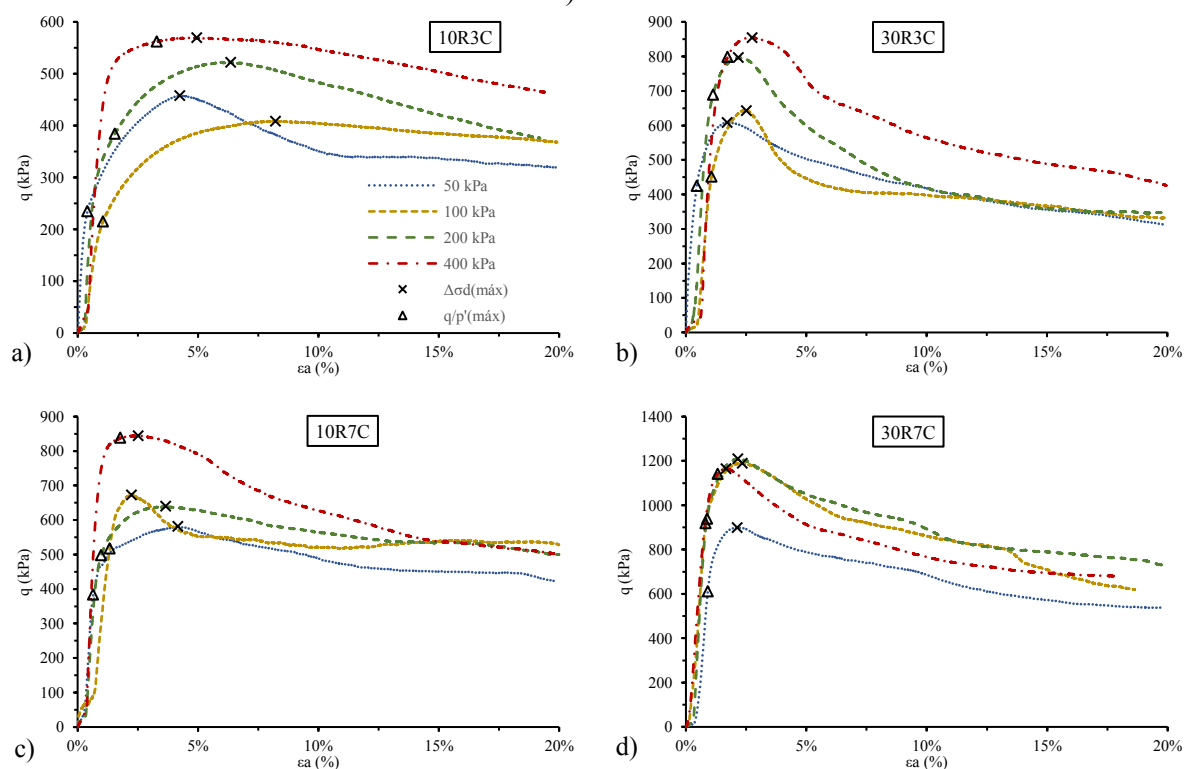
b)

7.2.1 Efeito da tensão de confinamento no comportamento tensão-deformação

Na Figura 128 é apresentado o comportamento tensão desvio versus deformação axial para todas as misturas e tensões de confinamento utilizadas. Também são indicados os pontos onde foram atingidas a resistência de pico assim como a relação q/p' máxima. A resposta tensão-deformação da areia estabilizada é marcada por um rápido crescimento da tensão desvio em uma pequena variação da deformação axial até o estado de pico onde ocorre a ruptura do solo e a resistência cai consideravelmente (*strain softening*) até o estado final ou residual, caracterizando um comportamento frágil.

As deformações no estado de pico variaram entre 1,66% e 3,66% para as amostras das misturas 30R3C, 10R7C e 30R7C (Tabela 19). Enquanto isso, para as amostras da mistura 10R3C a faixa de variação foi de 4,24% a 8,23%. Isso está relacionado a maior ductilidade apresentada pelas amostras desta última mistura. Uma relação tensão-deformação mais linear é obtida até pontos próximos ao de $q/p'_{máx}$, a partir daí grandes deformações plásticas surgem culminando na ruptura e encaminhamento da trajetória ao estado residual.

Figura 128 - Comportamento tensão-deformação das misturas a) 10R3C, b) 30R3C, c) 10R7C e d) 30R7C.



A inclinação das curvas tensão-deformação apresenta um elevado valor inicial, mas tende a reduzir com o aumento da deformação axial até o ponto de ruptura onde essa inclinação é nula. Esse parâmetro indica a rigidez do material e decresce com a deformação axial em razão da redução na rigidez das ligações entre as partículas formadas pela inclusão do estabilizante até o momento da ruptura (MOLA-ABASI *et al.*, 2020).

Um aumento na tensão de confinamento provoca um crescimento na resistência de pico das amostras de areia estabilizada. Também se verifica que os pontos de $q/p'_{m\acute{a}x}$ são atingidos em deformações menores do que as referentes ao estado de pico, entretanto essa diferença teve uma tendência de redução com o aumento da tensão de confinamento. Para a amostra 30R7C, a diferença na deformação entre essas duas condições foi de 1,21%, 1,53%, 1,28% e 0,35% para as tensões de 50 kPa, 100 kPa, 200 kPa e 400 kPa, respectivamente. Assim como a tensão de pico, a tensão residual é diferente para cada tensão de confinamento o que pode ser causado pelos diferentes estados de compactidade atingidos pelas amostras após a consolidação.

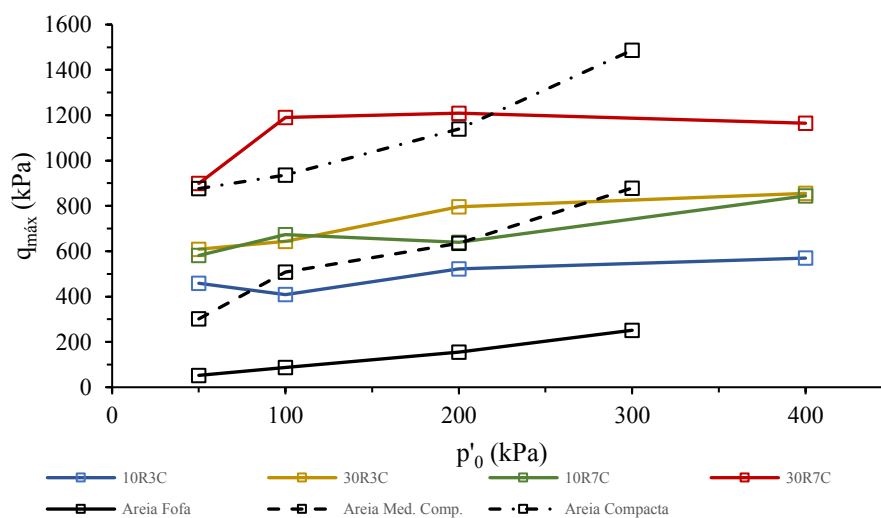
Comportamentos tensão-deformação semelhantes foram obtidos em outros estudos que investigaram a influência de estabilizantes como o cimento, e misturas pozolana-cal no comportamento mecânico do solo em ensaios triaxiais (AMINI; HAMIDI, 2014; BAGHERI; AHMAD; ISMAIL, 2014; KERAMATIKERMAN *et al.*, 2018; LI; LIU; LIU, 2015; MOLA-ABASI *et al.*, 2020; RIOS; VIANA DA FONSECA; BAUDET, 2014; SCHNAID; PRIETTO; CONSOLI, 2001; SHARMA; FAHEY, 2003; VRANNA; TIKA, 2020).

Destaca-se que enquanto em alguns ensaios há uma tendência de estabilização das tensões desvio a partir de um certo nível de deformação, em outros, especialmente naqueles com ruptura do tipo mostrado na Figura 127-b, esse parâmetro apresenta uma tendência decrescente mesmo no estado residual. Isso pode ser explicado pela formação de um plano de ruptura inclinado com alteração da área transversal na zona de falha e redução da área de contato entre as duas partes do corpo de prova com o aumento da deformação axial (MULABDIC, 1993). Esse fenômeno é amplificado pela rotação do *top cap* durante a etapa de cisalhamento conforme reportado por Denardin (2005).

Observando a Figura 129, que mostra a relação entre a tensão desvio máxima e a tensão de confinamento, verifica-se que um aumento da tensão de confinamento acarreta em incremento do $q_{m\acute{a}x}$ tanto para a areia pura quanto estabilizada, entretanto, esse aumento é mais significativo na areia pura (que chega a superar o desempenho da areia estabilizada para $p'_0 = 300$ kPa) e em menores tensões de confinamento. Entre 50 kPa e 200 kPa de tensão confinante, por exemplo, o valor de $q_{m\acute{a}x}$ para a mistura 30R3C aumentou de 609 kPa para 797 kPa,

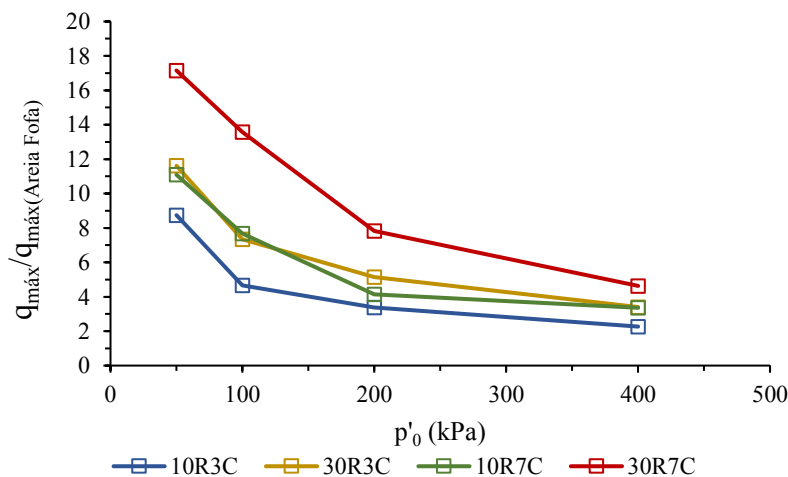
representando um aumento de 31%. Esse comportamento também foi obtido por Sharma e Fahey (2003) e Bellato, Spagnoli e Simonini (2020). Entretanto, entre 200 kPa e 400 kPa a areia estabilizada praticamente mantém o mesmo desempenho. Isso pode ocorrer em virtude do ganho de resistência resultante do aumento nas forças interpartículas ser contrabalanceado pela quebra em parte das ligações em virtude do processo de consolidação (LI; LIU; LIU, 2015; MOLA-ABASI *et al.*, 2020; SHARMA; FAHEY, 2003; VRANNA; TIKA, 2020).

Figura 129 - Variação da tensão desvio máxima com a tensão de confinamento.



Para se compreender o efeito da tensão de confinamento na resistência do solo estabilizado, a tensão desvio máxima obtida pelas misturas pode ser normalizada por aquela obtida na areia pura fofa (Figura 130).

Figura 130 - Variação da tensão desvio máxima normalizada com a tensão de confinamento.



Para todas as misturas, a tensão desvio máxima normalizada decresce com o aumento da tensão de confinamento, indicando que o ganho de resistência em razão do aumento na tensão de confinamento é maior para o caso do solo puro. Resultados semelhantes foram obtidos por Amini e Hamidi (2014) em misturas de areia e pedregulho estabilizadas com cimento.

O aspecto da fragilidade no comportamento tensão-deformação pode ser melhor mensurado por meio do cálculo do índice de fragilidade (I_b) ou “*brittleness index*” que relaciona a diferença entre a resistência de pico e residual com a resistência de pico e indica o grau de fragilidade ou ductilidade do solo (Equação 25). Valores próximos a zero indicam um comportamento mais dúctil. Esse parâmetro é similar ao descrito por Keramatikerman *et al.* (2018) para verificação do potencial de colapso em ensaios não drenados. Valores próximos a 1 indicam elevado potencial de colapso.

$$I_b = \frac{q_{m\acute{a}x} - q_{res}}{q_{m\acute{a}x}} \quad \text{Eq. (25)}$$

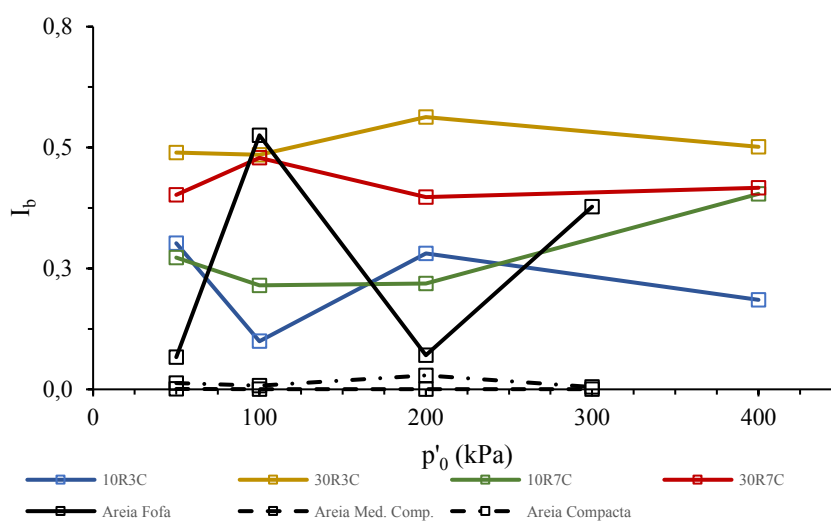
Onde:

$q_{m\acute{a}x}$ = tensão desvio no estado de resistência de pico.

q_{res} = tensão desvio no estado final ou residual.

Na Figura 131 pode ser visualizada a relação entre o índice de fragilidade e a tensão de confinamento para a areia pura e estabilizada.

Figura 131 - Variação do índice de fragilidade com a tensão de confinamento.

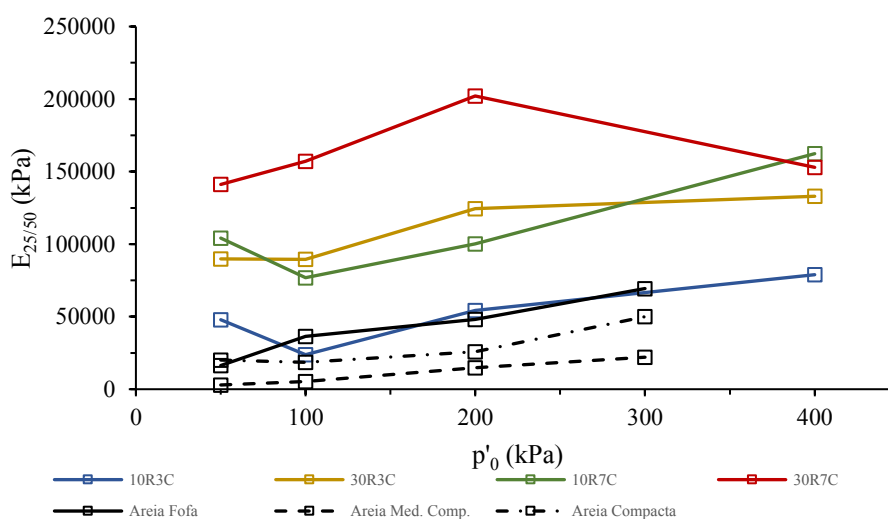


O aumento da tensão de confinamento não provocou alterações significativas nesse parâmetro na areia estabilizada, essa constatação está em desacordo com as obtidas em outros estudos onde a fragilidade tende a diminuir (AJORLOO; MROUEH; LANCELOT, 2012; BAGHERI; AHMAD; ISMAIL, 2014; MOHAMEDZEIN; AL-RAWAS, 2011; MOLA-ABASI *et al.*, 2020; SCHNAID; PRIETTO; CONSOLI, 2001). Isso pode ter sido influenciado pelos aspectos de correção de área e rotação do *top cap* mencionados anteriormente que, por sua vez, influenciam no valor da tensão residual.

Em relação aos índices de fragilidade apresentados pela areia pura, as amostras mais compactas apresentaram baixos valores de I_b uma vez que, em razão de um comportamento dilatante, com crescimento da tensão desvio na maior parte do teste, a tensão máxima é próxima da tensão residual, resultando em pequenos valores no numerador da Equação 25 e, conseqüentemente de I_b . Quanto à areia fofa, esperava-se que com a ocorrência do fenômeno de liquefação a tensão residual fosse pequena, resultando em elevados valores de I_b . Entretanto, uma rápida estabilização da tensão desvio após o ponto de pico e uma inversão do comportamento contrativo para dilatante nas amostras submetidas a tensões de confinamento de 50 kPa e 200 kPa, respectivamente, ocasionaram na redução da fragilidade dessas amostras.

Uma vez que a elevada rigidez do solo estabilizado é um fator que o diferencia do solo puro, foi plotado na Figura 132 a variação do módulo de elasticidade secante com a tensão de confinamento inicial para todas as misturas estudadas. Para reduzir a influência da região inicial do gráfico tensão-deformação que ocorre em razão dos ajustes no sistema de aplicação da carga, optou-se por trabalhar com o módulo secante entre as tensões de 25% e 50% da tensão desvio máxima, sendo esse parâmetro chamado de $E_{25/50}$.

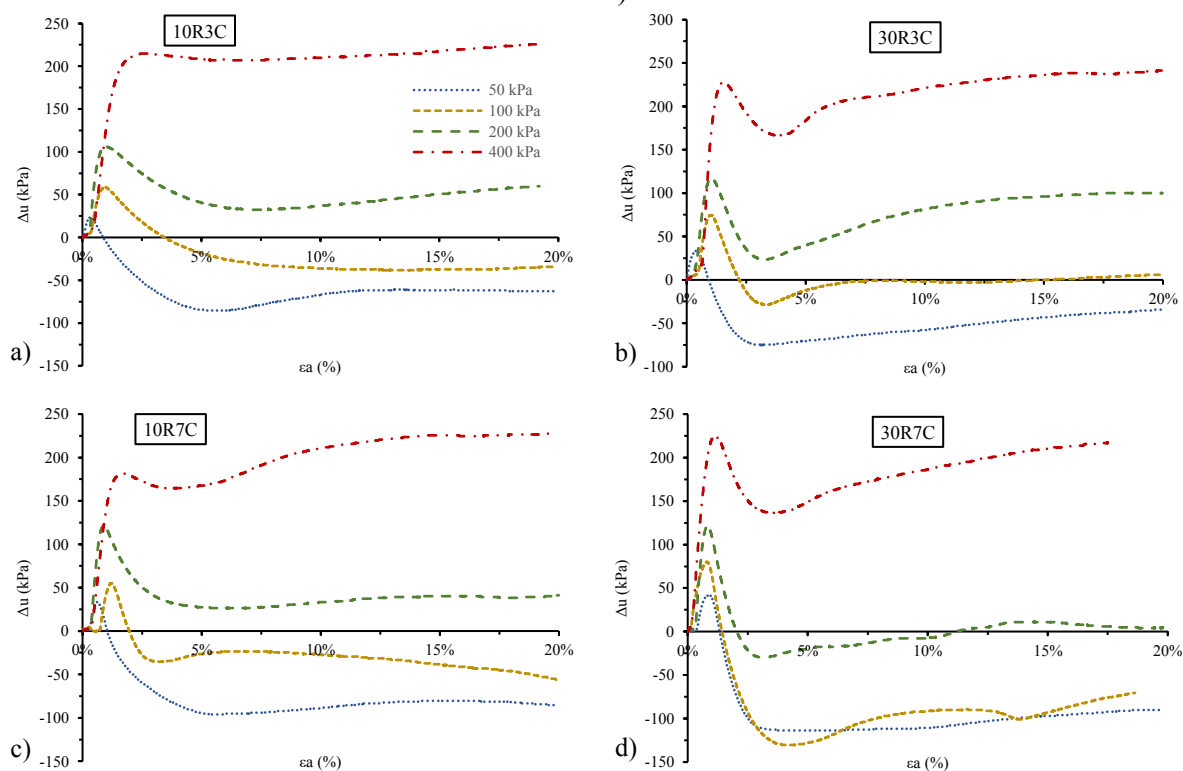
Figura 132 - Variação do módulo de elasticidade secante com a tensão de confinamento.



A areia estabilizada possui rigidez superior à da areia pura, especialmente as misturas que obtiveram maiores níveis de cimentação. Para a tensão de confinamento de 200 kPa os valores de $E_{25/50}$ obtidos foram de 48,1 MPa, 54,4 MPa, 100,2 MPa, 124,5 MPa e 202,1 MPa para o solo puro no estado fofo e misturas 10R3C, 10R7C, 30R3C e 30R7C, respectivamente. Essa rigidez tende a crescer com a tensão de confinamento inicial do ensaio, sendo esse fato mais significativo para a areia pura, corroborando os resultados de Schnaid, Prietto e Consoli (2001). As misturas 10R3C apresentaram rigidez compatível com a da areia compacta mesmo sendo produzidas com uma baixa densidade relativa.

A variação dos excessos de poropressão com a deformação axial para cada mistura pode ser visualizada na Figura 133. Verifica-se que, em pequenas deformações de até 2,5%, o solo estabilizado apresenta uma tendência contrativa com o surgimento de um pico de poropressão positiva seguido de uma tendência dilatante e redução da poropressão que está associada ao pico de resistência. Com o avanço no ensaio, ocorre uma reversão do comportamento e um novo aumento da poropressão culminando com uma tendência de estabilização no fim do ensaio.

Figura 133 - Variação do excesso de poropressão das misturas a) 10R3C, b) 30R3C, c) 10R7C e d) 30R7C.



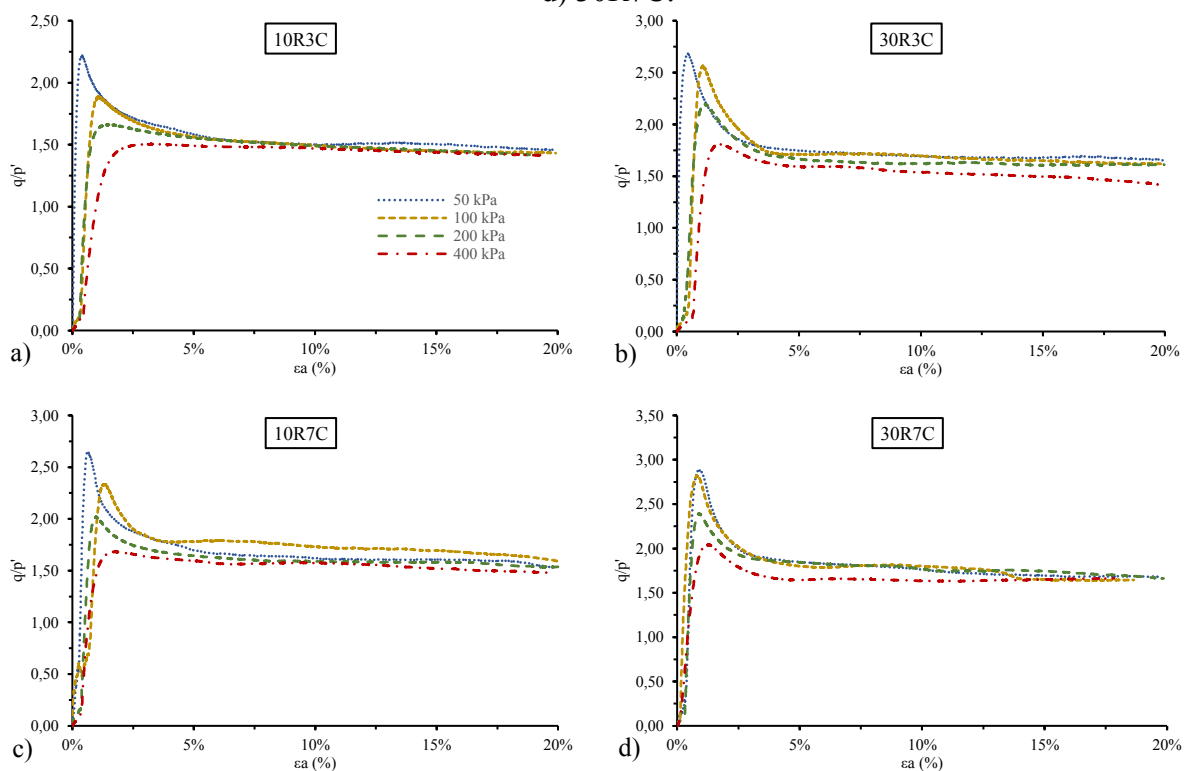
Um aumento da tensão de confinamento provocou uma redução da tendência dilatante para todas as misturas, assim como encontrado por Amini e Hamidi (2014). Para a mistura 30R3C, por exemplo, a poropressão mínima atingida no ensaio após o pico foi de -75 kPa, -28 kPa, 23 kPa e 168 kPa, respectivamente. Isso pode ser atribuído a uma quebra em parte das ligações entre as partículas durante a fase de consolidação fazendo a resposta se aproximar a de uma areia não cimentada no estado fofo. Mesma hipótese foi levantada por Vranna e Tika (2020) em amostras de areia fracamente cimentadas com o aumento da tensão de confinamento de 100 kPa para 300 kPa. Rios, Viana da Fonseca e Baudet (2014) também encontraram uma tendência totalmente contrativa para amostras de solo cimentado cisalhadas sob elevadas tensões de confinamento, indicando que parte da cimentação dos grãos pode ser perdida durante a fase de consolidação.

Verificou-se que com o incremento na deformação axial, inicialmente, é mobilizado o máximo excesso de poropressão ($\Delta u_{m\acute{a}x}$), seguido pelo ponto de $q/p'_{m\acute{a}x}$ e finalmente o ponto de tensão desvio máxima ($q_{m\acute{a}x}$) em deformações bem superiores. Ademais, o nível de poropressão atingida ao final do ensaio é diferente para cada tensão de confinamento e tende a ser também maior com o crescimento de p'_0 o que está consistente com os resultados reportados por Jafarpour, Moayed e Kordnaeij (2020) em areias grauteadas com cimento.

A variação da razão de tensões (q/p') com a deformação axial para cada composição da areia estabilizada e tensão de confinamento pode ser visualizada na Figura 134. Para todos os ensaios o valor de q/p' aumenta rapidamente até atingir um pico quando então reduz para um patamar residual de tendência ligeiramente descendente até o final do ensaio. O valor máximo é atingido para deformações de até 2% enquanto o valor residual segue em deformações de 5% até 20%.

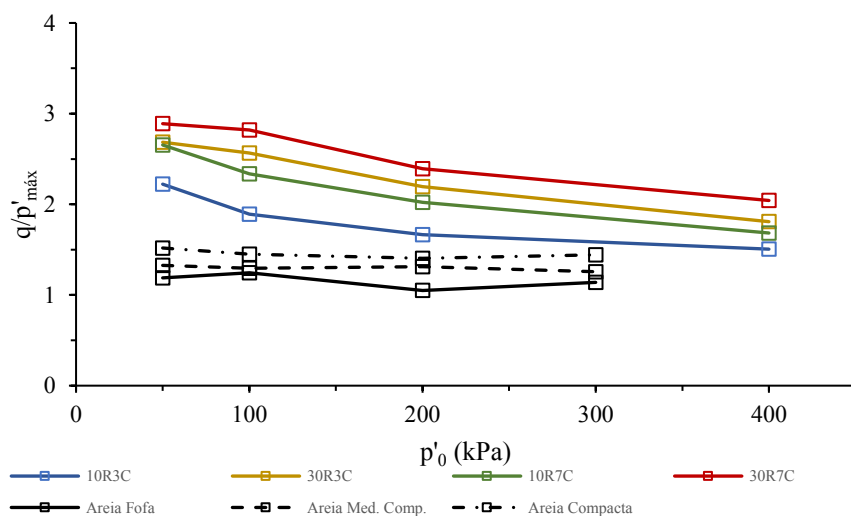
Assim como observado por Sharma e Fahey (2003), Amini e Hamidi (2014) e Vranna e Tika (2020) um aumento da tensão de confinamento tende a reduzir o valor de $q/p'_{m\acute{a}x}$ bem como a tendência de pico aproximando o comportamento da areia estabilizada com o da areia pura. Para a mistura 10R3C os valores de $q/p'_{m\acute{a}x}$ para as tensões de confinamento de 50 kPa, 100 kPa, 200 kPa e 400 kPa foram, respectivamente, de 2,22, 1,89, 1,66 e 1,51. Esse comportamento também está em concordância com o reportado por Coop e Atkinson (1993) para areias cimentadas cisalhadas sob tensões de confinamento medianas em relação à resistência máxima. Além disso, enquanto para cada tensão de confinamento o valor de $q/p'_{m\acute{a}x}$ é diferente, no estado residual os valores desse parâmetro se aproximam, indicando que a resposta final do solo é independente da tensão de confinamento.

Figura 134 - Variação da razão de tensões para as misturas a) 10R3C, b) 30R3C, c) 10R7C e d) 30R7C.



Como relatado anteriormente, um aumento da tensão de confinamento provoca uma redução no valor de $q/p'_{m\acute{a}x}$ para todas as composições da areia estabilizada (Figura 135). Na areia pura esse parâmetro tende a apresentar pouca variação o que reduz a distância entre as curvas desses dois materiais com o aumento da tensão de confinamento.

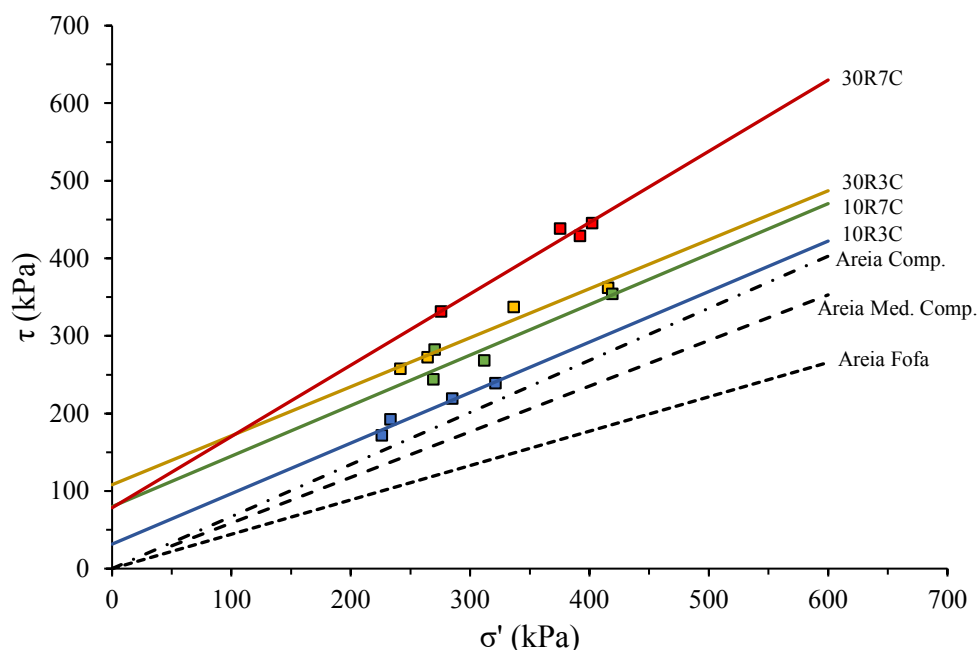
Figura 135 - Variação da razão $q/p'_{m\acute{a}x}$ com a tensão de confinamento.



7.2.2 Parâmetros de resistência de pico

Nesta seção são apresentadas as envoltórias e parâmetros de resistência de pico obtidos para a areia estabilizada, que foram comparadas com as obtidas para a areia pura. Na Figura 136 estão mostradas as envoltórias de resistência de Mohr-Coulomb no plano tensão normal efetiva σ' versus tensão de cisalhamento τ .

Figura 136 - Envoltórias de resistência de pico da areia pura e estabilizada.



Um melhoramento da resistência do solo pela incorporação de cal hidratada e RPP pode ser observado por meio da mudança na posição da envoltória. As envoltórias da areia estabilizada estão posicionadas acima das envoltórias referentes ao solo puro, semelhante ao encontrado por Mola-Abasi *et al.* (2020) em areias cimentadas.

Analisando em conjunto a Tabela 20 e a Figura 137 e Figura 138, a incorporação do estabilizante provocou alterações no ângulo de atrito e intercepto coesivo do solo. Com relação ao ângulo de atrito as misturas 10R3C, 30R7C e 10R7C apresentaram valores de ϕ' semelhantes ao obtido para o caso da areia no estado compacto. Apenas a mistura 30R7C apresentou um ϕ' cerca de 25% superior. Segundo Schnaid, Prietto e Consoli (2001) o ângulo de atrito de solos cimentados tende a ser igual ou superior ao do solo não cimentado. Quanto à coesão, enquanto a areia pura apresenta um intercepto coesivo nulo, a areia estabilizada apresenta elevados níveis desse parâmetro que tendem a aumentar com o aumento no parâmetro B_{iv} .

Tabela 20 - Parâmetros de resistência de pico para a areia pura e estabilizada.

Composição	Parâmetros de resistência	
	ϕ' (°)	c' (kPa)
Areia fofa	23,89	0
Areia medianamente compacta	30,46	0
Areia compacta	33,87	0
Mistura 10R3C	33,07	31,58
Mistura 30R3C	32,28	108,12
Mistura 10R7C	33,06	79,97
Mistura 30R7C	42,59	78,44

Figura 137 - Variação do ângulo de atrito efetivo e intercepto coesivo da areia pura e estabilizada.

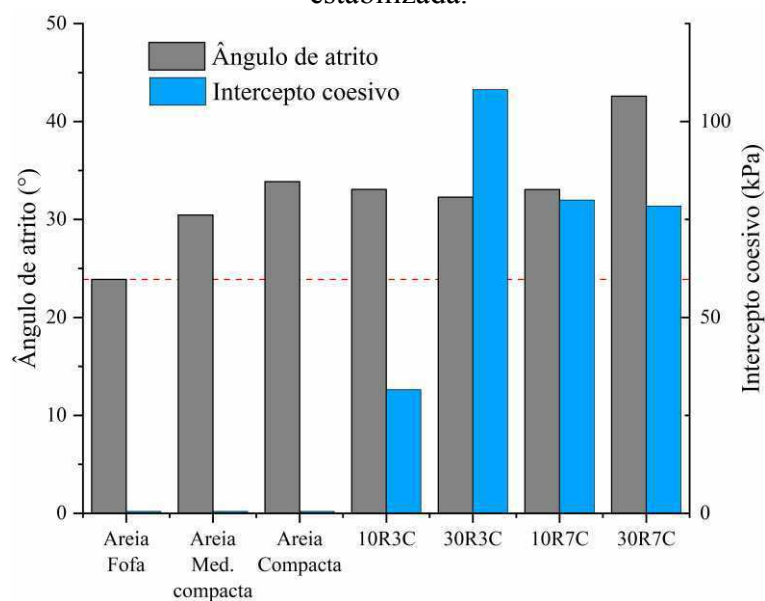
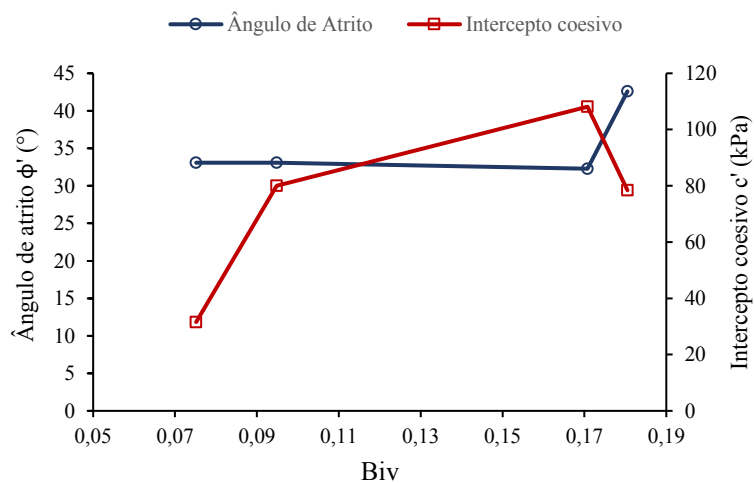


Figura 138 - Variação do ângulo de atrito e intercepto coesivo com o conteúdo volumétrico de aglomerante.



Assim como reportado por Fontoura *et al.* (2022), que estudou o uso de cimento Portland para a estabilização da mesma areia eólica dessa pesquisa, e Mohamedzein e Al-Rawas (2011), a cimentação tende a produzir pequenas alterações no ângulo de atrito do solo e o surgimento de um intercepto coesivo que aumenta com o teor de cimento. Para Schnaid, Prietto e Consoli (2001) e Vranna e Tika (2020) a cimentação induz uma coesão especialmente pela criação de ligações entre as partículas. Aumento no ângulo de atrito e redução no intercepto coesivo foram encontrados por esses autores em amostras cimentadas e com o aumento da compactidade. Bagheri, Ahmad e Ismail (2014) verificaram o aumento tanto do intercepto coesivo quanto do ângulo de atrito de pico com o aumento do conteúdo de estabilizante para amostras de solo com cimento, cal e cinza da casca do arroz aos 28 dias de cura.

Um aumento no teor de cal de 3% para 7% ocasionou em um aumento no intercepto coesivo de 31,6 kPa para 80,0 kPa para as misturas com 10% de RPP. Para as misturas com 30% de RPP esse parâmetro reduziu de 108,4 kPa para 78,4 kPa. Assim, o ganho de resistência de pico apresentado nas tensões de 50 kPa, 100 kPa e 200 kPa foi atribuído ao aumento no ângulo de atrito do solo. Fixando-se o teor de cal, um aumento no teor de RPP tende a ocasionar em aumento no valor do intercepto coesivo apenas para as misturas com 3% de cal. Isso pode ter sido ocasionado por um maior impacto do processo de consolidação nas amostras da mistura com 7% de cal e 30% de RPP em razão de sua elevada resistência.

7.2.3 Efeito da estabilização no comportamento tensão-deformação

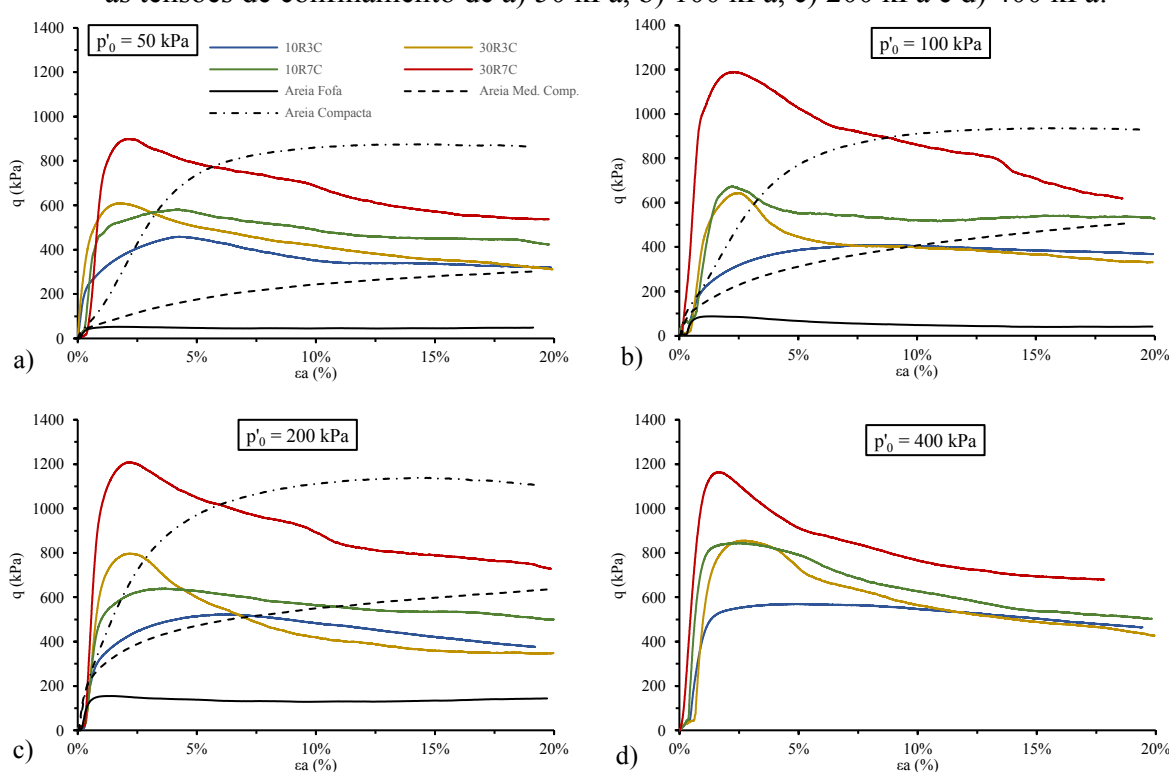
Nesta seção, o efeito da estabilização no comportamento tensão-deformação da areia é avaliado por meio de gráficos que agrupam os resultados de ensaios sob mesma tensão de confinamento para as várias misturas e areia pura. Os gráficos de tensão desvio versus deformação axial são mostrados na Figura 139. Como a maior tensão de confinamento usada para a areia pura foi de 300 kPa, na Figura 139 d) são reunidos apenas os ensaios na areia estabilizada.

Verifica-se que há uma mudança de um comportamento dúctil na amostra de areia pura para um de maior fragilidade na areia estabilizada com presença mais nítida de um pico de resistência a pequenas deformações. Com exceção da mistura 30R7C, cujo desempenho se assemelha ao da areia compacta, as demais misturas apresentam um desempenho entre os obtidos para a areia pura nos estados compacto e medianamente compacto.

O estado de pico é atingido para níveis de deformação média de até 2,5% para as misturas 30R3C e 30R7C e 5% para as misturas 10R3C e 10R7C, indicando que um aumento

no nível de cimentação, aqui avaliado pela resistência de pico, reduz as deformações na ruptura, o que está consistente com os resultados de Schnaid, Prietto e Consoli (2001) em solo cimentado. As amostras com menor teor de estabilizante, especialmente a mistura com 3% de cal e 10% de RPP apresentam um comportamento mais dúctil com menor queda da resistência pós-pico, fato que, segundo Li, Liu e Liu (2015), ocorre quando há um baixo nível de cimentação entre as partículas. Isso é corroborado pelos menores valores de índice de fragilidade que podem ser vistos na Figura 131 para essa mistura.

Figura 139 - Influência da estabilização no comportamento tensão-deformação da areia para as tensões de confinamento de a) 50 kPa, b) 100 kPa, c) 200 kPa e d) 400 kPa.



A areia estabilizada possui uma resposta semelhante à obtida por Souza Júnior (2019) para a areia pura no estado fofo, que também apresentou um comportamento frágil em ensaios não drenados, com um pico e queda da tensão até o estado residual. Para a areia pura as deformações no estado de pico são da ordem de 1,5%. As amostras de maior compacidade apresentam um comportamento mais dúctil com praticamente nenhuma redução da tensão desvio no pós-pico.

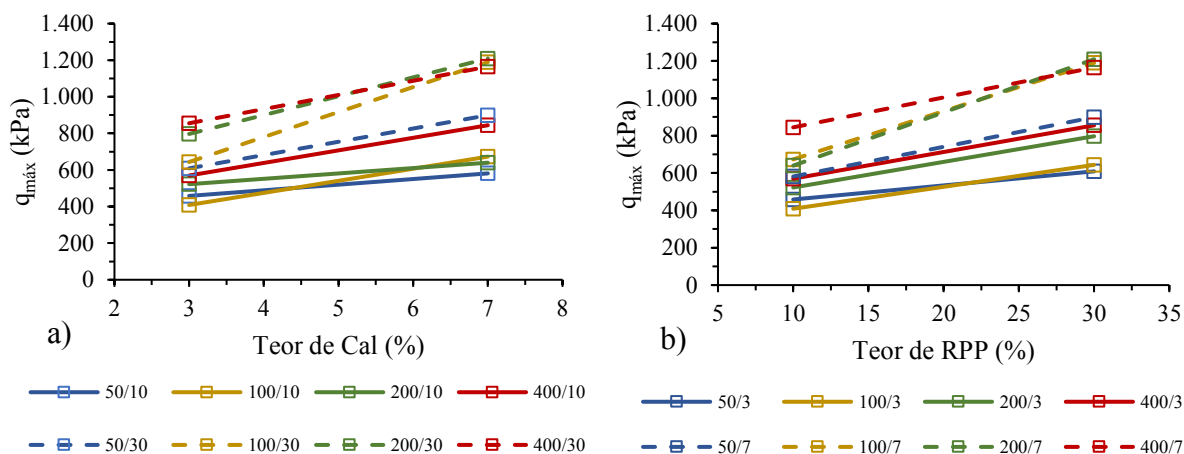
Quando comparada à areia pura no estado fofo, nota-se que a estabilização é capaz de aumentar a resistência do solo, sendo o melhor desempenho obtido para a mistura com 30% de RPP e 7% de cal. Essa constatação é corroborada pelos maiores valores de $q_{máx}$ obtidos pela

areia estabilizada e mostrados na Figura 129. As misturas 30R3C e 10R7C apresentaram desempenhos semelhantes para a maioria das tensões de confinamento estudadas. Aumento de resistência com a incorporação de agentes cimentantes também foi observada em outras pesquisas (LI; LIU; LIU, 2015; VRANNA; TIKA, 2020).

O melhoramento da resistência, assim como verificado para o caso dos ensaios de compressão não confinada e tração na compressão diametral, estão diretamente relacionados à cimentação dos grãos em razão da formação de produtos de hidratação pelas reações pozolânicas entre a cal e o RPP. Aumento na resistência ao cisalhamento também foi obtida por Bagheri, Ahmad e Ismail (2014) em amostras de solo estabilizado com cimento, cal e cinza da casca do arroz.

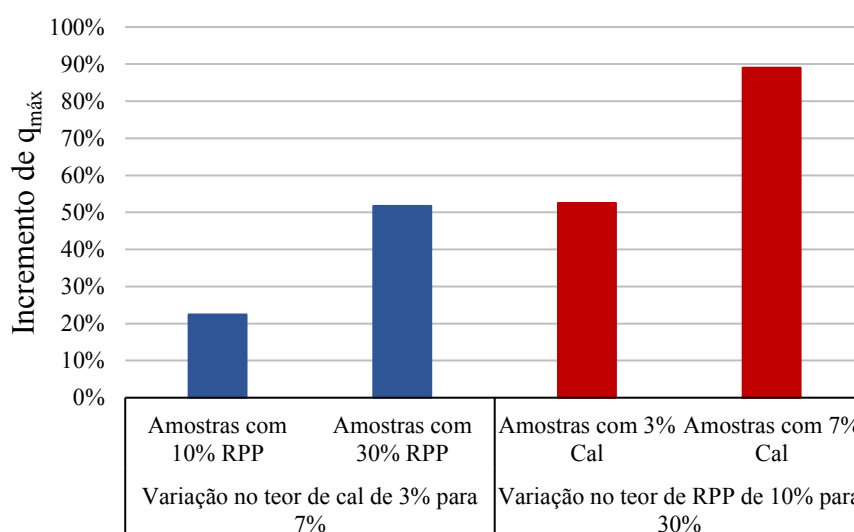
A influência do teor de cal e de RPP nos valores de $q_{máx}$ pode ser vista na Figura 140 a) e b), respectivamente. Verifica-se que os dois parâmetros possuem um efeito positivo na resistência do solo estabilizado. Isso ocorre uma vez que o aumento nas reservas de cal ou na quantidade de material pozolânico incorporado tendem a potencializar as reações pozolânicas, principal mecanismo de ganho de resistência da areia estabilizada.

Figura 140 - Variação de $q_{máx}$ com o a) teor de cal e b) teor de RPP.



Na Figura 141 pode-se visualizar o incremento em porcentagem no valor de $q_{máx}$ com o aumento no teor de cal e RPP para a tensão de confinamento de 200 kPa. O maior incremento na tensão desvio máxima foi obtida com a variação no teor de RPP de 10% para 30% nas amostras com 7% de cal. O incremento obtido com o aumento no teor de cal de 3% para 7% em amostras com 30% de RPP foi semelhante ao obtido com o incremento no teor de RPP de 10% para 30% em amostras com 3% de cal. O menor incremento foi obtido para as amostras com 10% de RPP e uma variação no teor de cal de 3% para 7%.

Figura 141 - Incrementos de $q_{m\acute{a}x}$ com a variação do teor de cal e de RPP para $p'_0 = 200$ kPa.



Em relação à fragilidade das amostras (Figura 131), um aumento no teor de cal não teve uma influência significativa enquanto que um aumento no teor de RPP incrementou de maneira considerável os valores de I_b . Para as misturas com 3% e 7% de cal, um aumento no teor de RPP de 10% para 30% acarretou em mudanças no valor de I_b de 0,1 para 0,5 e de 0,2 para 0,5, respectivamente. Mola-Abasi *et al.* (2020) também reportaram aumentos no valor de I_b para solos estabilizados com um maior teor de cimento. Isso significa que embora mais resistentes, essas misturas apresentam uma maior queda na resistência após o pico. Além disso, todas as misturas atingiram valores superiores aos da areia pura nos estados de maior compacidade.

Pelo aspecto da colapsibilidade as areias estabilizadas apresentaram maior potencial em razão da queda brusca sofrida após o pico e desestruturação do solo, o que é semelhante ao observado por areias puras no estado fofo que sofrem o fenômeno de liquefação em carregamentos não drenados e está associado ao surgimento de excessos de poropressão positivos.

Um aumento inicial no conteúdo volumétrico de aglomerante, referente às misturas 10R3C e 10R7C, causou um aumento em $q_{m\acute{a}x}$ para qualquer tensão de confinamento (Figura 142). Entretanto os desempenhos das misturas 30R3C e 10R7C para as tensões confinantes de 50 kPa, 100 kPa e 400 kPa são semelhantes, o que gera um patamar central no gráfico. Por fim, um novo aumento foi obtido com o incremento no valor de B_{iv} referente às misturas 30R3C e 30R7C.

Um aumento no parâmetro B_{iv} tende a gerar maiores níveis de cimentaco e conseqüentemente maiores resistências, semelhante ao obtido por outros autores em amostras de solo cimentado com cimento ou misturas pozolana-cal (AMINI; HAMIDI, 2014;

KERAMATIKERMAN *et al.*, 2018; LI; LIU; LIU, 2015; MOLA-ABASI *et al.*, 2020; RIOS; VIANA DA FONSECA; BAUDET, 2014; VRANNA; TIKA, 2020). Na Tabela 21 estão mostradas as porcentagens de variação de $q_{m\acute{a}x}$ para cada faixa de variação do B_{iv} . Para a tensão de confinamento de 200 kPa, por exemplo, ocorreu um aumento de 22,45%, 24,57% e 51,74% com o B_{iv} variando entre 0,075-0,095, 0,095-0,171 e 0,171-0,180, respectivamente.

Figura 142 - Variação de $q_{m\acute{a}x}$ com o conteúdo volumétrico de aglomerante.

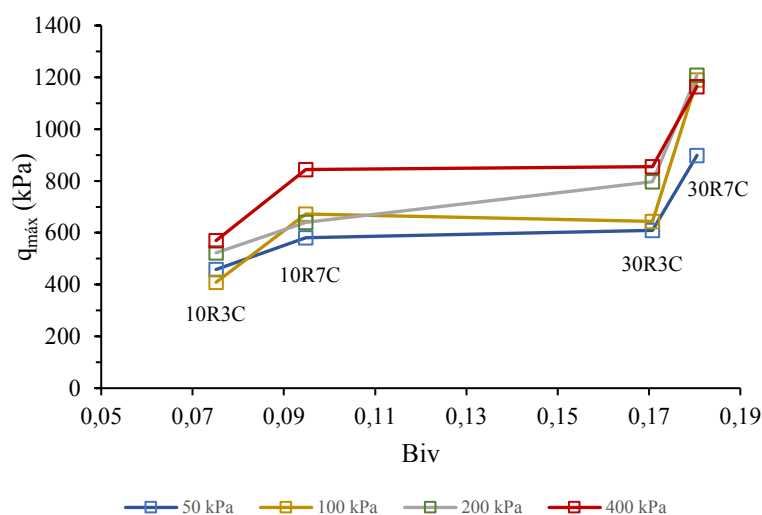
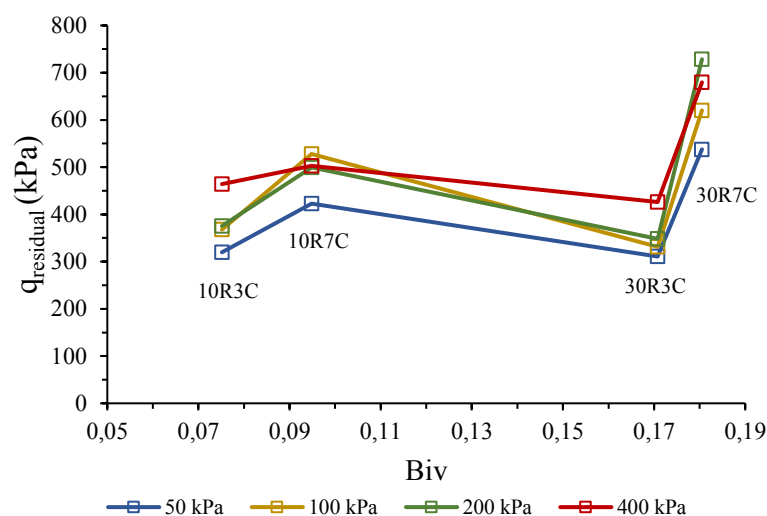


Tabela 21 - Variação de $q_{m\acute{a}x}$ com o conteúdo volumétrico de aglomerante.

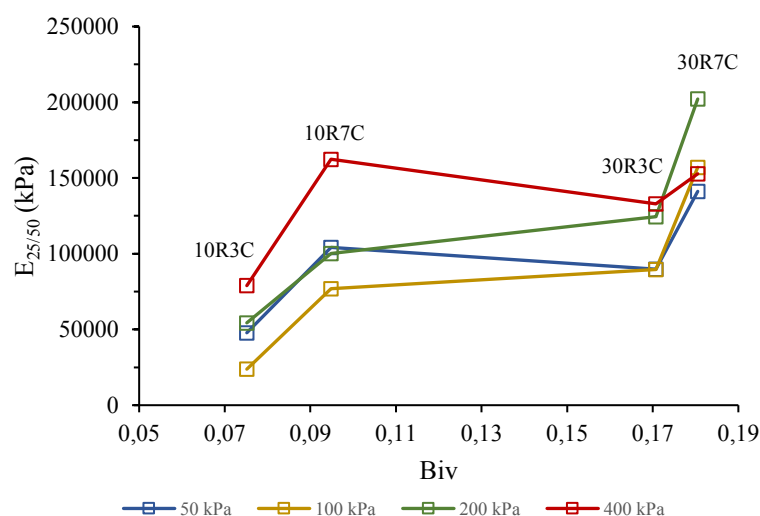
p'0 (kPa)	Faixa de variação do B _{iv}		
	0,075-0,095	0,095-0,171	0,171-0,180
50	26,86%	4,74%	47,65%
100	64,64%	-4,37%	84,87%
200	22,45%	24,57%	51,74%
400	48,20%	1,28%	36,17%

Quanto à variação da tensão residual com o conteúdo volumétrico de aglomerante, para uma mesma tensão de confinamento, inicialmente, há um crescimento da tensão residual com o B_{iv} , que se dá entre as amostras 10R3C e 30R3C, em seguida ocorre uma queda dessa tensão para então voltar a crescer entre as amostras 10R7C e 30R7C (Figura 143). Aumento das tensões desvio de pico e residual com o incremento no conteúdo de estabilizante foi encontrado por Li, Liu e Liu (2015) e Keramatikerman *et al.* (2018). Esse efeito também é semelhante ao obtido pelo aumento da densidade relativa em amostras de areia pura.

Figura 143 - Variação de $q_{residual}$ com o conteúdo volumétrico de aglomerante.

Na Figura 144 os valores de $E_{25/50}$ estão relacionados ao conteúdo volumétrico de aglomerante. Um aumento no B_{iv} ocasiona um aumento da rigidez das amostras, entretanto as misturas 30R3C e 10R7C possuem valores de rigidez semelhantes. Ajourloo, Mroueh e Lancelot (2012), Amini e Hamidi (2014) e Mola-Abasi *et al.* (2020) reportaram um aumento da rigidez com o aumento no teor de estabilizante e tensão de confinamento para areias estabilizadas com cimento e misturas cimento-zeólita, sendo os incrementos associados às ligações formadas que limitam os deslocamentos das partículas.

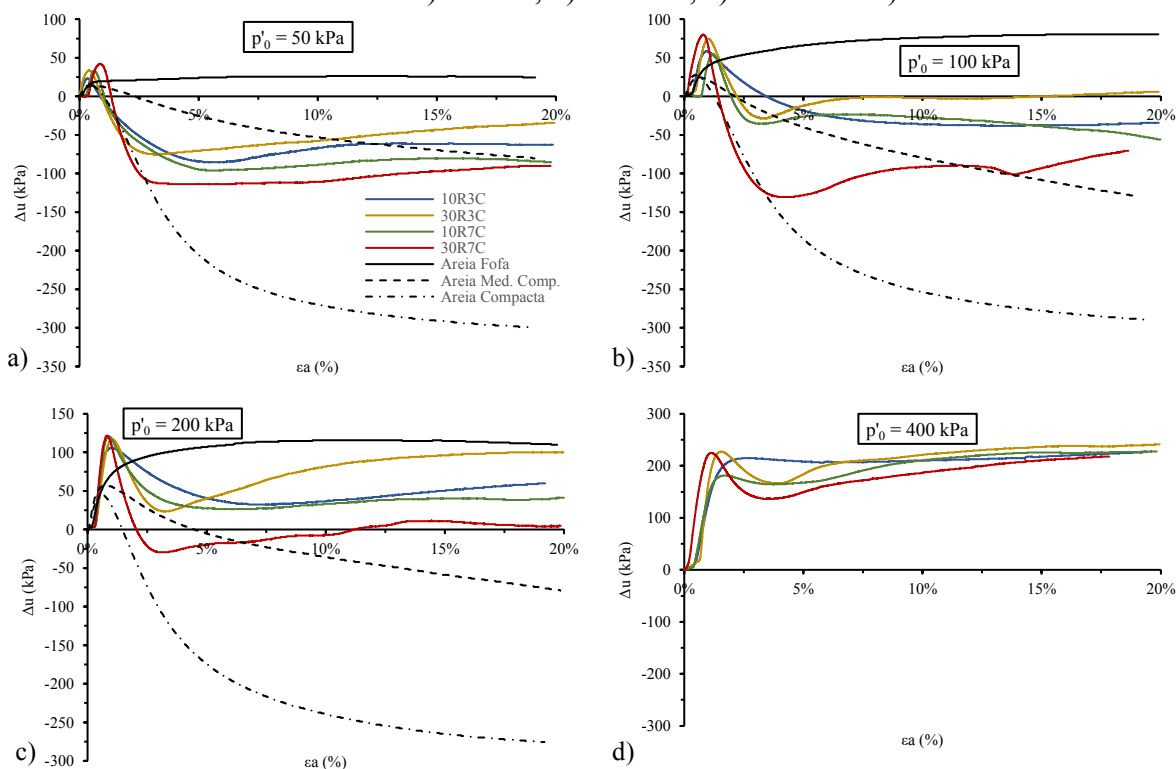
Figura 144 - Variação do módulo de elasticidade secante com o conteúdo volumétrico de aglomerante.



Um padrão semelhante de variação das propriedades abordadas acima com o parâmetro B_{iv} pode ser observado na Figura 142, Figura 143 e Figura 144. Isso corrobora que há um ganho de desempenho mecânico com a variação do parâmetro B_{iv} quando o teor de apenas um dos materiais, cal hidratada ou RPP, é incrementada e o outro teor é mantido fixo. Ou ainda, quando os dois teores são incrementados simultaneamente. Entretanto, a região central dos gráficos mostra que, entre as misturas 10R7C e 30R3C, o ganho de resistência obtido pelo aumento no teor de RPP foi contrabalanceado pela perda de resistência em razão da redução no teor de cal, resultando em desempenhos semelhantes.

Em comparação com a areia fofa, a estabilização reduziu a tendência contrativa do solo em todas as misturas (Figura 145). Vrana e Tika (2020) também verificaram esse comportamento para areias fracamente cimentadas com cimento Portland. Segundo Keramatikerman *et al.* (2018) os produtos de hidratação formados em solos cimentados ajudam a preencher os vazios entre os grãos do solo e reduzir a geração de excessos de poropressão positivas em ensaios não drenados.

Figura 145 - Influência da estabilização na geração de poropressões para as tensões de confinamento de a) 50 kPa, b) 100 kPa, c) 200 kPa e d) 400 kPa.



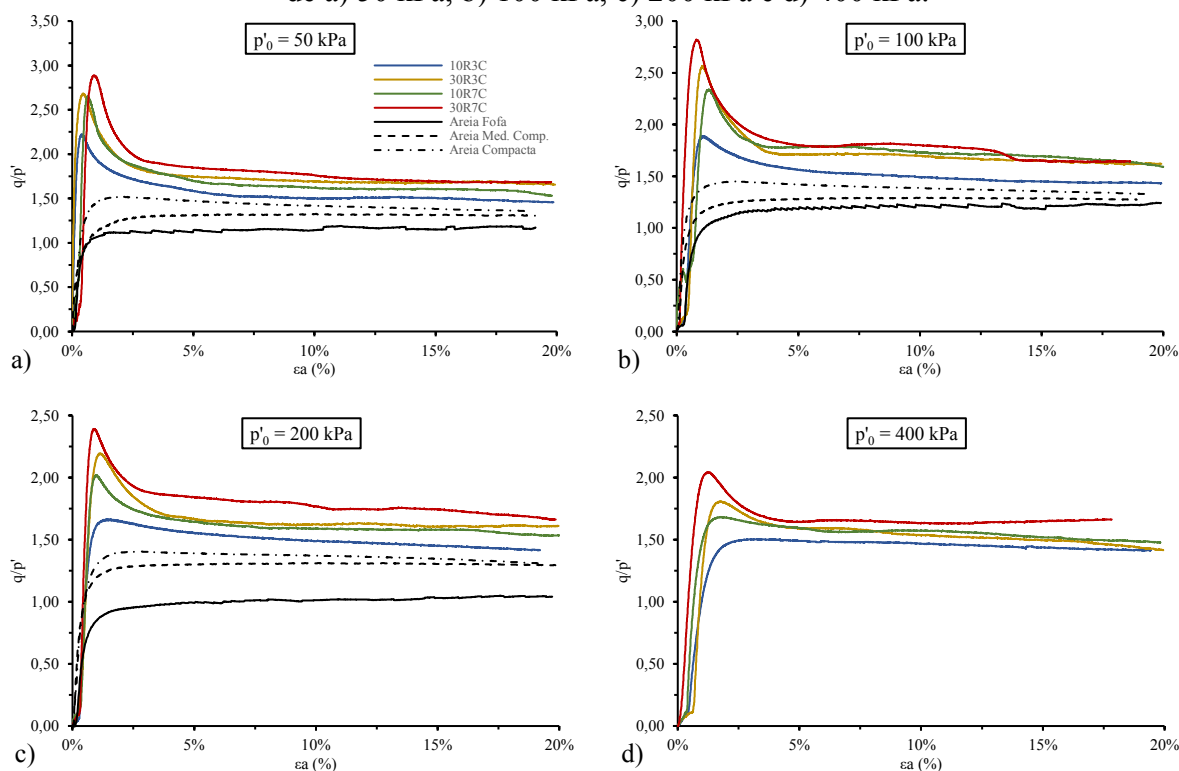
Para qualquer tensão de confinamento, a incorporação do estabilizante tende a amplificar o surgimento de um pico de poropressão positiva e causar uma queda mais acentuada

pós-pico. Para a tensão de confinamento de 50 kPa o nível de poropressão residual é semelhante ao obtido para o caso da areia pura medianamente compacta. Porém, com o aumento na tensão de confinamento há uma redução da tendência dilatante e o padrão de geração de poropressão se assemelha ao obtido na areia pura no estado fofo, corroborando a hipótese de desestruturação sofrida durante o processo de consolidação.

Comparando os gráficos $\Delta u: \varepsilon_a$ da areia estabilizada com os da areia pura reportados por Souza Júnior (2019), verificou-se que, até pequenas deformações, o comportamento da areia estabilizada se aproxima ao observado em areias puras compactas. Entretanto, em maiores deformações e possível desestruturação do solo, o comportamento tende para o observado em areias fofas com geração de excessos de poropressão positivos que também aumentam com o incremento na tensão de confinamento.

Na Figura 146 pode-se visualizar os gráficos de variação da razão q/p' pela deformação axial agrupados por tensão de confinamento.

Figura 146 - Influência da estabilização na razão de tensões para as tensões de confinamento de a) 50 kPa, b) 100 kPa, c) 200 kPa e d) 400 kPa.



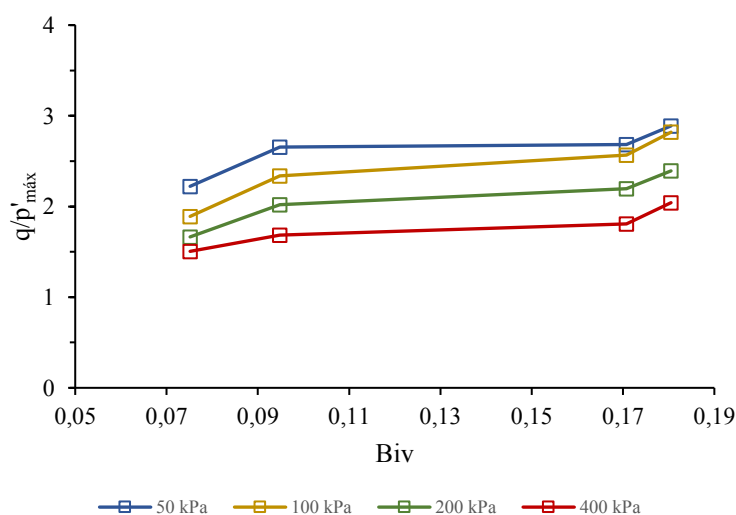
Diferentemente do observado na areia pura, um pico bem definido é observado na razão q/p' em pequenas deformações para a areia estabilizada. As amostras mais resistentes, ou com maior nível de cimentação obtiveram maiores valores de $q/p'_{m\acute{a}x}$. Os valores desse parâmetro

para os ensaios com 100 kPa de tensão confinante foram de 1,24, 1,89, 2,34, 2,57 e 2,82 para a areia pura fofa e misturas 10R3C, 10R7C, 30R3C e 30R7C, respectivamente. Um aumento da tensão de confinamento tende a reduzir o valor de $q/p'_{m\acute{a}x}$ e aproximar as curvas da areia estabilizada com as curvas obtidas para a areia pura. Constatações semelhantes foram feitas por Amini e Hamidi (2014).

Segundo Sharma e Fahey (2003), o comportamento sob cisalhamento do solo cimentado se diferencia daquele observado no solo não cimentado em quatro principais aspectos: a tensão desvio máxima, a rigidez inicial, a razão q/p' máxima e a dilatância. Maiores valores dos três primeiros parâmetros são características de um estado no qual o solo não cimentado não é capaz de atingir. Isso pode ser corroborado pela Figura 135, onde todas as curvas de variação da razão $q/p'_{m\acute{a}x}$ com a tensão de confinamento inicial referentes ao solo estabilizado se posicionam acima daquelas referentes a areia pura em qualquer compactidade.

A influência do parâmetro B_{iv} no valor de $q/p'_{m\acute{a}x}$ pode ser observado na Figura 147. Um aumento do conteúdo de estabilizante tende a aumentar o valor de $q/p'_{m\acute{a}x}$ indicando um maior nível de cimentação das partículas.

Figura 147 - Variação da razão $q/p'_{m\acute{a}x}$ com o conteúdo volumétrico de aglomerante.

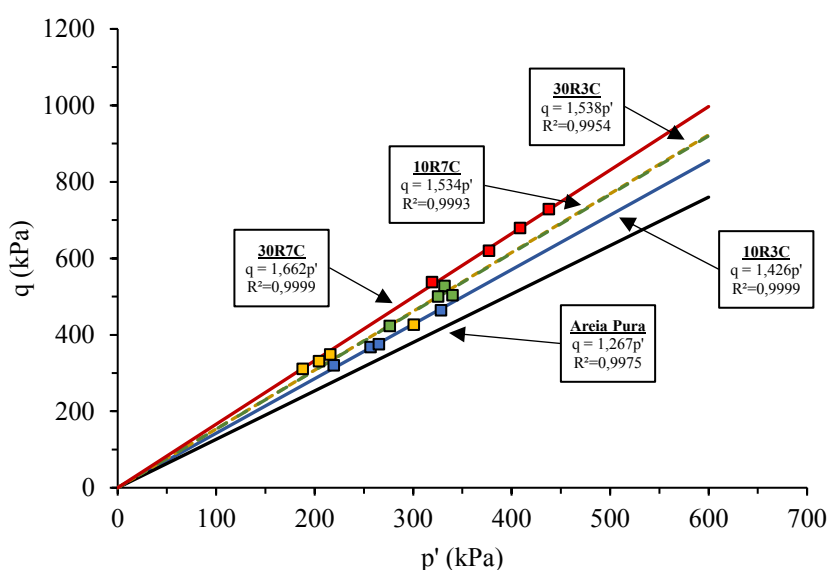


7.2.4 Linha de estados críticos

Como reconhecido por outros autores (PORCINO; MARCIANÒ, 2017; SCHNAID; PRIETTO; CONSOLI, 2001; VRANNA; TIKA, 2020) a determinação do verdadeiro estado crítico em amostras de solo cimentado enfrenta algumas dificuldades experimentais,

especialmente em razão da concentração de deformações que são observadas nos ensaios de cisalhamento. Além disso, como observado anteriormente, a existência de um plano de ruptura e alterações na área de contato entre as duas partes do corpo de prova dificultam a estabilização das tensões. Nesse trabalho, foram consideradas as condições residuais de ensaio para a construção da Linha de Estados Críticos tanto no plano $p':q$ quanto $p':e$. Na Figura 148 estão apresentadas as linhas obtidas para a areia estabilizada nesta pesquisa bem como a LEC referente à areia pura obtida por Souza Júnior (2019) no plano $p':q$.

Figura 148 - Linha de estados críticos da areia pura e estabilizada no plano $p':q$.



Todas as curvas da areia estabilizada estão posicionadas acima da curva referente à areia pura, havendo um aumento da inclinação com o nível de cimentação das amostras. Segundo Vranna e Tika (2020), no estado residual, a estrutura do solo cimentado presente na banda de cisalhamento é formada por fragmentos do agente cimentante que se formaram com o processo de ruptura bem como de partículas mais granulares com incrustações e formatos diferentes daqueles existentes na areia pura. Com isso, um aumento no nível de cimentação tende a gerar uma estrutura com resistência friccional superior, o que justifica um aumento no ângulo de atrito no estado crítico.

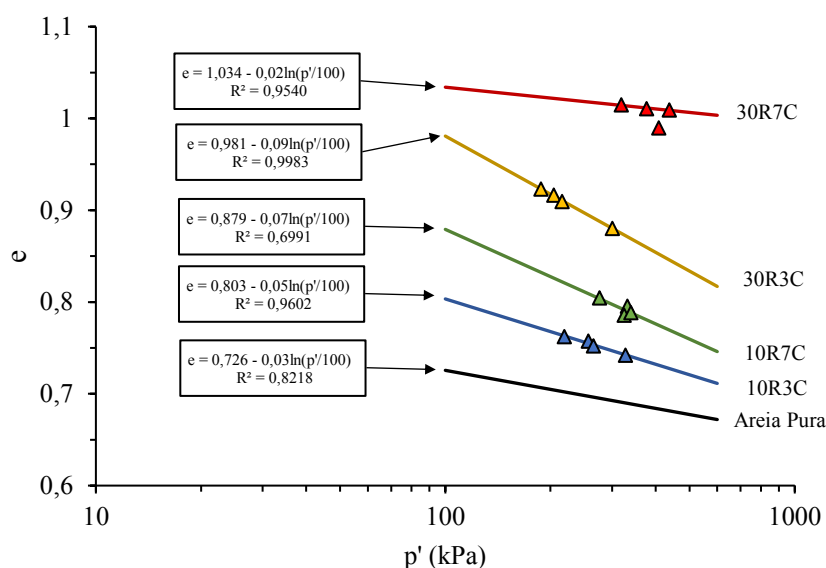
Segundo Rios, Viana da Fonseca e Baudet (2014), o comportamento do solo cimentado é governado pelo desempenho do agente cimentício e depois pelos fragmentos formados após a ruptura. Esses autores também encontraram uma envoltória no estado residual para o solo cimentado mais inclinada do que a do solo puro. Para Ajorloo, Mroueh e Lancelot (2012), um aumento da rugosidade das partículas em razão do cobrimento pelo agente cimentante ou ligações que ainda restaram mesmo após a ruptura podem contribuir para o aumento na

inclinação da envoltória. Ademais, esse efeito é semelhante ao obtido com a incorporação de finos não plásticos na LEC de areias não cimentadas por Zhu *et al.* (2022).

Elevados coeficientes de determinação, R^2 igual a 0,99, foram obtidos na regressão linear para todas as misturas indicando o bom ajuste da reta aos dados experimentais e uma tendência semelhante para ensaios conduzidos mesmo sob tensões de confinamento distintas.

No plano $p':e$ utilizou-se a equação apresentada por Schofield e Wroth (1968) para definição da LEC para cada composição. Nessa equação os valores de p' são normalizados pela pressão atmosférica, aproximadamente 100 kPa. Os estados finais alcançados para cada tensão de confinamento foram plotados juntamente com a LEC obtida para visualização do grau de ajuste (Figura 149). Apenas para a mistura 30R7C o dado referente ao ensaio com 400 kPa não foi utilizado por se distanciar muito do obtido nas demais tensões de confinamento. Maior coeficiente de determinação foi obtido com a exclusão desse ponto no ajuste dos dados à equação.

Figura 149 - Linha de estados críticos da areia pura e estabilizada no plano $p':e$.



Assim como no plano $p':q$, as curvas da areia estabilizada ficam acima da curva referente à areia pura e estão mais acima quanto maior o conteúdo de estabilizante, em concordância com o obtido por Rios, Viana da Fonseca e Baudet (2014) em areias siltosas cimentadas.

Os parâmetros de estado crítico M , ϕ_{CS} , Γ e λ que foram obtidos nos ajustes das linhas na Figura 148 e Figura 149 são apresentados na Tabela 22. O aumento do valor de M e ϕ_{CS} com a estabilização da areia está em concordância com outras pesquisas de solos estabilizados com

cimento (LI; LIU; LIU, 2015; SCHNAID; PRIETTO; CONSOLI, 2001; VRANNA; TIKA, 2020).

Tabela 22 - Parâmetros de estado crítico para a areia pura e estabilizada.

Composição	M	ϕ_{cs}	Γ	λ
Areia pura	1,267	31,50°	0,726	0,03
10R3C	1,426	35,17°	0,803	0,05
30R3C	1,538	37,74°	0,981	0,09
10R7C	1,534	37,64°	0,871	0,02
30R7C	1,654	40,41°	1,028	0,01

7.2.5 Trajetórias de tensões

As trajetórias de tensões efetivas, juntamente com a LEC e a linha que liga os pontos de razão $q/p'_{máx}$ para cada mistura, podem ser visualizadas da Figura 150 à Figura 153. Também estão representados os pontos onde foram atingidas a resistência de pico e a razão $q/p'_{máx}$. A trajetória de tensões da areia estabilizada é marcada inicialmente por uma tendência dilatante se movendo em direção à linha que representa os estados de $q/p'_{máx}$. Ao atingi-la a trajetória tende a se manter sobre essa linha até o ponto de ruptura quando então significativo amolecimento ocorre e o comportamento é invertido para uma tendência contrativa com a trajetória se movendo em direção à LEC. Vranna e Tika (2020) obtiveram trajetórias semelhantes para areias fracamente cimentadas com cimento Portland.

A tendência contrativa está associada ao comportamento de *strain softening* apresentado pelas amostras no gráfico tensão-deformação após a tensão desvio de pico. Rios, Viana da Fonseca e Baudet (2014) encontraram comportamento semelhante em areias siltosas cimentadas cisalhadas sob carregamentos triaxiais não drenados com pequenas a médias tensões de confinamento. Sharma e Fahey (2003) reportaram trajetórias de tensões semelhantes para o caso de areias eólicas cimentadas e cisalhadas sob tensões de confinamento variando de 50 kPa a 1000 kPa.

Para a mistura 10R3C, que obteve o menor nível de cimentação, no ensaio realizado com 400 kPa de confinante, onde se espera maior quebra das ligações na fase de consolidação, a trajetória apresenta uma tendência inicial contrativa, entretanto, próximo de atingir a linha de $q/p'_{máx}$ essa tendência se inverte e segue o comportamento observado nos demais ensaios. Esses comportamentos são distintos dos observados por Souza Júnior (2019) para a areia pura

no estado fofo que apresenta uma tendência fortemente contrativa com direcionamento da trajetória em direção à origem e grande redução de resistência, caracterizando um estado de liquefação. Logo, pode-se afirmar que o potencial de liquefação estático da areia eólica é reduzido com a estabilização, especialmente em menores tensões de confinamento e até o estado de pico, quando a desestruturação do solo o aproxima do comportamento apresentado pela areia pura. Na prática, um carregamento teria que provocar inicialmente a ruptura do material para então desencadear o fenômeno, que mesmo assim, não teria características de escoamento fluido como ocorre nas areias puras, em razão da formação de fragmentos do solo estabilizado.

Figura 150 - Trajetórias de tensões efetivas no plano $p':q$ para a amostra 10R3C.

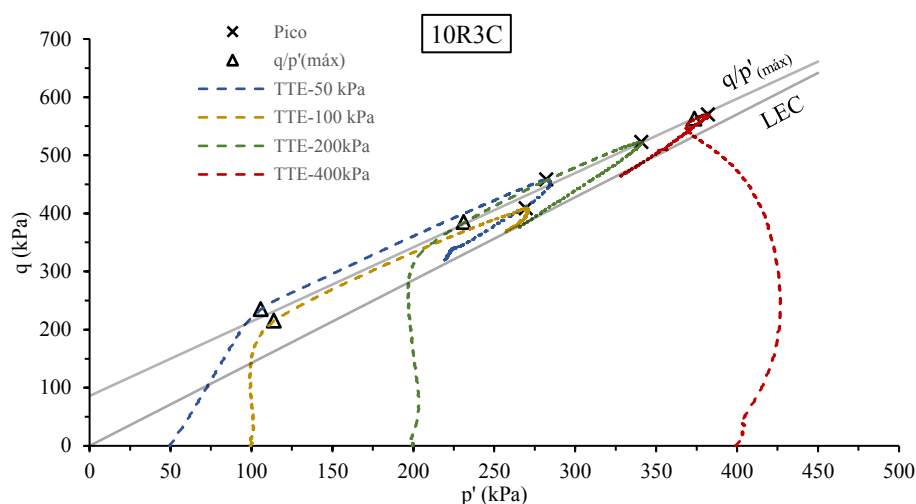


Figura 151 - Trajetórias de tensões efetivas no plano $p':q$ para a amostra 30R3C.

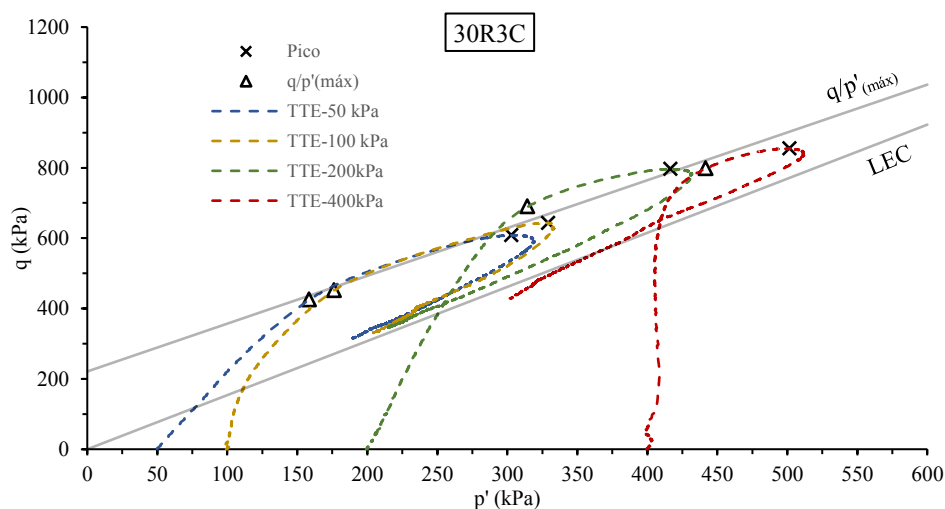
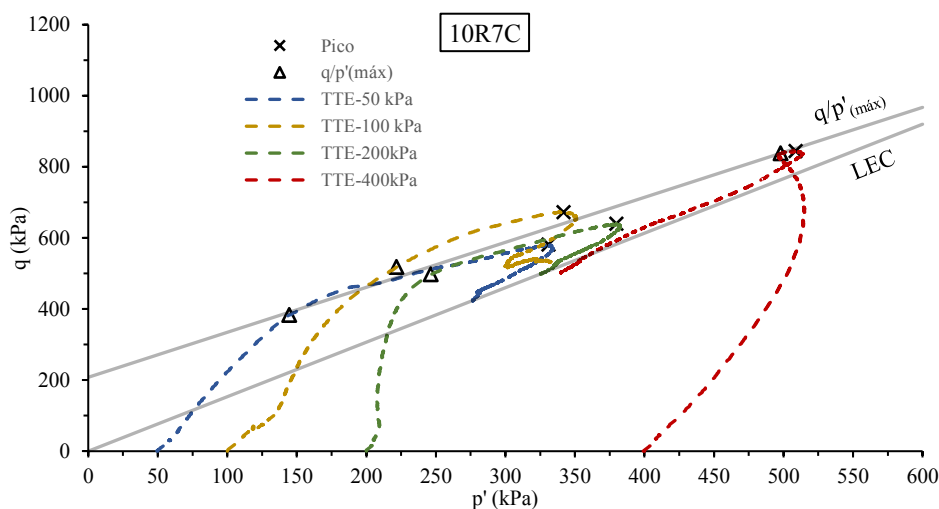
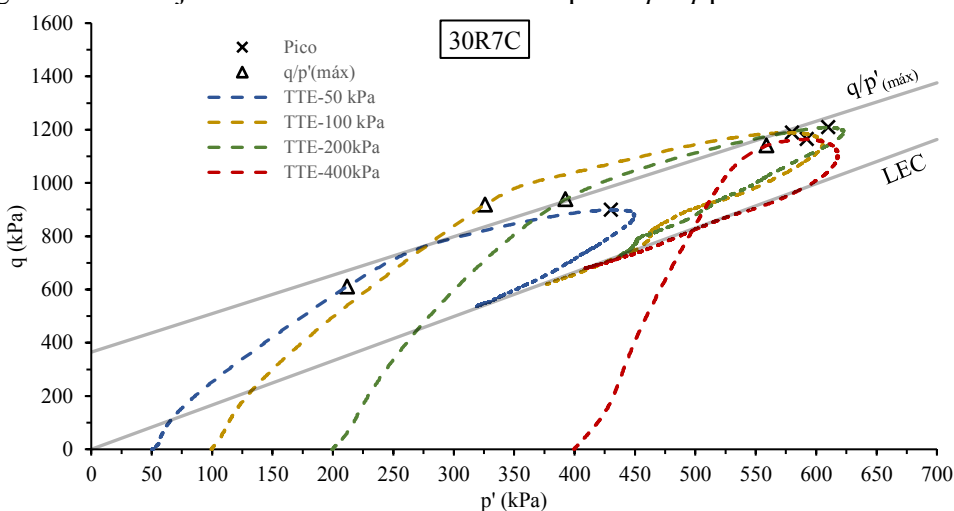
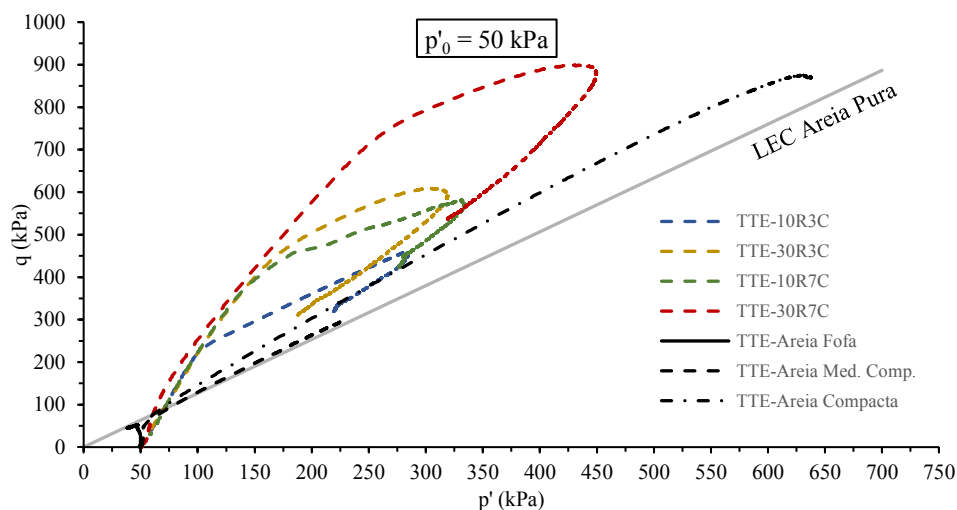


Figura 152 - Trajetórias de tensões efetivas no plano $p':q$ para a amostra 10R7C.Figura 153 - Trajetórias de tensões efetivas no plano $p':q$ para a amostra 30R7C.

Uma comparação entre as trajetórias de tensões efetivas obtidas para a areia pura e estabilizada para a tensão de confinamento de 50 kPa pode ser visualizada na Figura 154. Comportamentos dilatantes foram observados para todas as misturas de areia estabilizada bem como para a areia pura no estado compacto e medianamente compacto. Isso significa que mesmo sob baixa compactação, a cimentação provocada pela incorporação da cal e do RPP é capaz de alterar a tendência contrativa do solo para dilatante, semelhante ao que ocorre com o aumento na densificação.

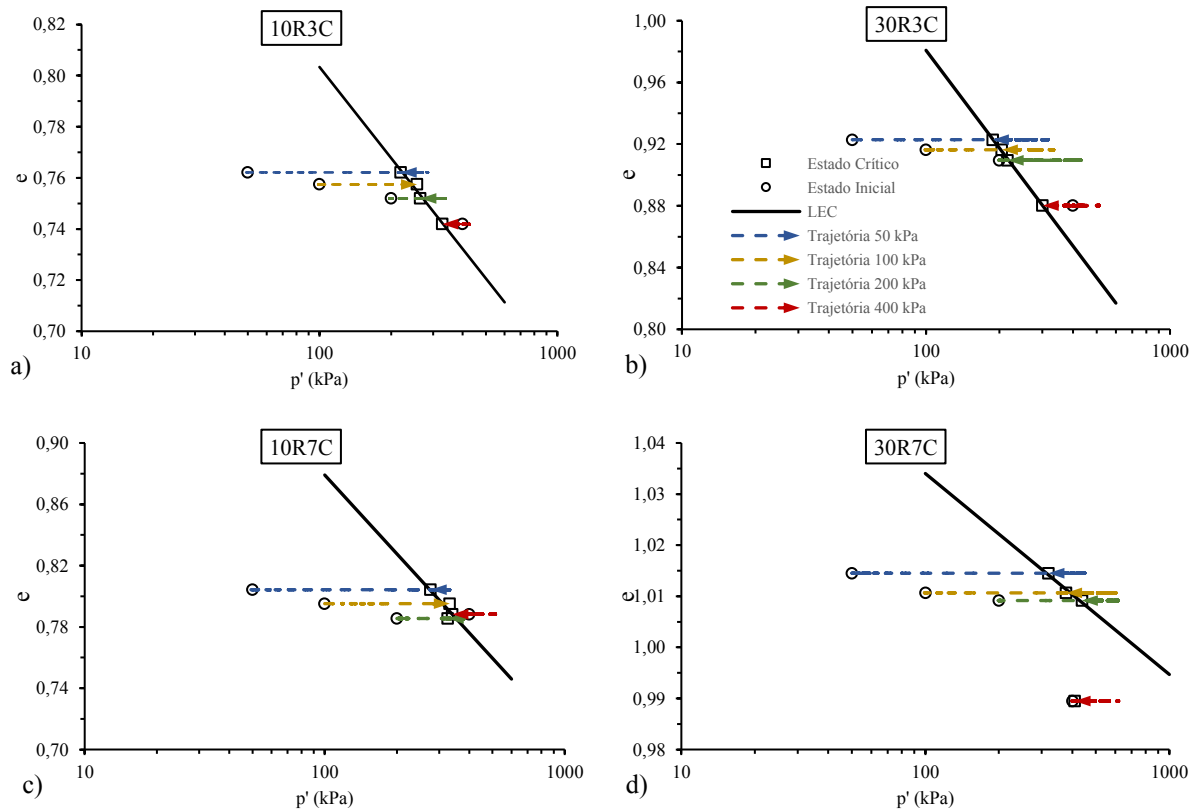
As misturas com 30% de RPP, ou seja, 30R3C e 30R7C, conseguem alcançar regiões de maiores tensões desvio corroboradas pelas maiores resistências alcançadas nos gráficos $q: \varepsilon_a$. Comportamento semelhante foi obtido para as demais tensões de confinamento.

Figura 154 - Comparação das trajetórias de tensão efetiva no plano $p':q$ para a areia pura e estabilizada.



As trajetórias obtidas no plano $p':e$ para cada ensaio estão representadas na Figura 155. Os pontos inicial e residual, ou de estado crítico, são representados por um círculo e um quadrado vazados, respectivamente. Uma vez que os testes são não drenados o índice de vazios permanece constante e é igual ao índice de vazios no final da consolidação.

Figura 155 - Trajetórias de tensão efetiva no plano $p':e$ para as misturas a) 10R3C b) 30R3C c) 10R7C e d) 30R7C.



Nota-se que, na maioria dos ensaios, a trajetória se desloca inicialmente para a direita, representando uma tendência dilatante, para então inverter e se deslocar para a esquerda até atingir a LEC. Os pontos finais estão localizados a direita dos pontos iniciais. À medida que ocorre um aumento da tensão de confinamento os pontos iniciais ficam mais próximos da LEC e menores são as variações resultantes da tensão média efetiva. Nas trajetórias relacionadas aos ensaios realizados com tensão de confinamento de 400 kPa os pontos de estado crítico estão localizados a esquerda dos pontos iniciais. Isso indica que a tendência contrativa, iniciada após o pico de resistência, conduz a trajetória até regiões onde a tensão média efetiva é inferior à do início do ensaio. Esse comportamento se assemelha ao apresentado pelas areias puras fofas onde a trajetória se encaminha para a origem com a ocorrência do processo de liquefação.

Na Tabela 23 estão mostrados os valores do parâmetro de estado (Ψ) para todos os ensaios. Verificou-se que, à exceção dos ensaios conduzidos com 400 kPa de tensão confinante, para as misturas 10R3C, 30R3C e 10R7C, todos os demais ensaios apresentaram um parâmetro de estado negativo. Além disso, esses valores, em módulo, diminuem com o aumento da tensão de confinamento. Entretanto, o estado final atingido, embora esteja na maior parte dos casos à direita dos estados iniciais, o que corrobora valores de Ψ negativos, não é resultado de um comportamento unicamente dilatante, como ocorre geralmente em areias puras compactas.

Tabela 23 - Parâmetros de estado para todos os ensaios triaxiais monotônicos.

Composição	p'_o (kPa)	e_o	e_c	Ψ
10R3C	50	0,768	0,762	-0,077
	100	0,770	0,757	-0,046
	200	0,768	0,752	-0,016
	400	0,772	0,742	0,010
30R3C	50	0,928	0,923	-0,121
	100	0,927	0,916	-0,064
	200	0,930	0,910	-0,008
	400	0,925	0,880	0,026
10R7C	50	0,810	0,804	-0,126
	100	0,805	0,795	-0,084
	200	0,801	0,785	-0,042
	400	0,809	0,788	0,012
30R7C	50	1,021	1,015	-0,031
	100	1,019	1,011	-0,023
	200	1,022	1,009	-0,013
	400	1,019	0,989	-0,021

8 SUSCETIBILIDADE À LIQUEFAÇÃO DA AREIA ESTABILIZADA

A estabilização dos solos pode ser refletida em uma redução na geração de poropressões mesmo em solos com baixa densidade relativa, o que aumenta a quantidade de ciclos necessária para o desencadeamento do fenômeno de liquefação. Para isso a estabilização deve ser capaz de criar ligações entre as partículas suficientemente fortes para limitar as deformações relativas entre elas, o que se reflete na minimização das tendências volumétricas.

Atualmente, diversos métodos de estabilização para mitigação da elevada suscetibilidade de depósitos naturais e artificiais à liquefação têm sido desenvolvidos. A escolha do método depende de fatores como impactos em construções vizinhas, capacidade de remediação de grandes áreas e sustentabilidade do processo. Por isso, a utilização de rejeitos oriundos de processos industriais, aliada à obtenção de características mecânicas favoráveis do solo estabilizado impulsionaram a realização dessa etapa da pesquisa, que tem como objetivo verificar o efeito da estabilização na resposta da areia eólica fofa sob cargas cíclicas. Os métodos utilizados e resultados e discussões realizados são apresentados nas próximas seções.

8.1 MÉTODOS

Nesta etapa foram realizados ensaios triaxiais cíclicos em amostras de areia estabilizada, com dimensões de 50 mm de diâmetro e 100 mm de altura, preparadas com uma densidade relativa de 25%. As amostras contendo estabilizante passaram pelo mesmo processo de moldagem e cura utilizados na terceira etapa da pesquisa e descritos na seção 6.1.1, com a diferença de que a compactação foi realizada de forma dinâmica em molde tripartido e soquete semelhantes aos usados na moldagem das amostras para os ensaios triaxiais monotônicos. Após o período de cura, as amostras foram medidas e montadas na base do equipamento triaxial. A partir daí, o procedimento seguiu os mesmos passos dos ensaios triaxiais cíclicos realizados nas amostras de areia pura.

De acordo com os resultados da terceira etapa da pesquisa, optou-se por fixar o teor de cal hidratada em 3% e utilizar teores de RPP de 5%, 7,5% e 10% no intuito de limitar a resistência das amostras e permitir a ocorrência de liquefação e obtenção do CRR_{15} . Essa metodologia se baseia nas constatações de Clough *et al.* (1989) de que amostras com resistências à compressão não confinada superiores a 100 kPa possuem baixa probabilidade de sofrerem liquefação mesmo sob cargas cíclicas elevadas uma vez que a elevada resistência reduz a mobilidade dos grãos e impede a geração de grandes excessos de poropressão.

Os ensaios desta etapa também seguiram as prescrições da norma ASTM D-5311/2011. Todas as amostras foram consolidadas a uma tensão de confinamento de 100 kPa e a etapa de cisalhamento ocorreu com o *CSR* variando entre 0,600 e 0,900 a fim de permitir o alcance do estado de liquefação em um número máximo de 300 ciclos. O critério de ruptura adotado foi o de 5% da dupla amplitude de deformação axial. Ao total, 12 ensaios de carregamento triaxial cíclicos foram executados, na Tabela 24 é possível visualizar todas as especificações desses ensaios.

Tabela 24 - Programa de ensaios triaxiais cíclicos na areia estabilizada.

N.º do teste	Densidade relativa (%)	Tensão de confinamento (kPa)	Teor de RPP (%)	<i>CSR</i>
1	25	100	5	
2	25	100	5	
3	25	100	5	
4	25	100	5	
5	25	100	7,5	
6	25	100	7,5	0,6 a 0,9
7	25	100	7,5	
8	25	100	7,5	
9	25	100	10	
10	25	100	10	
11	25	100	10	
12	25	100	10	

8.2 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Nesta seção são apresentados os resultados obtidos em ensaios triaxiais cíclicos sob tensão controlada, realizados na areia estabilizada em amostras compactadas no estado de baixa densidade relativa e submetidas a 28 dias de cura. Em alguns gráficos também são mostrados os resultados da areia pura fofa no intuito de permitir um melhor entendimento sobre o efeito da estabilização no comportamento do solo. Na Tabela 25 são apresentados os números de ciclos necessários para desencadeamento da liquefação em cada valor de *CSR* para os teores de RPP de 5%, 7,5% e 10%.

É possível verificar que, assim como no caso da areia pura, um aumento no valor do *CSR* provoca o desencadeamento da liquefação da areia estabilizada em um menor número de ciclos, entretanto, foram necessários valores de *CSR* de 3 a 4 vezes superiores para uma faixa de ciclos semelhante ao obtido na areia pura.

Tabela 25 - Resultados dos ensaios triaxiais cíclicos em areia estabilizada.

Teor de RPP (%)	DR (%)	p'_0 (kPa)	e_0	e_c	CSR	$N_{\varepsilon_{DA} \geq 5\%}$
5	25	100	0,759	0,747	0,607	197
			0,761	0,749	0,708	47
			0,760	0,748	0,759	26
			0,760	0,747	0,807	8
7,5	25	100	0,762	0,752	0,702	252
			0,762	0,748	0,756	132
			0,763	0,750	0,809	33
			0,763	0,751	0,852	12
10	25	100	0,765	0,752	0,753	283
			0,765	0,753	0,808	161
			0,764	0,751	0,861	32
			0,764	0,753	0,909	14

8.2.1 Comportamento típico

O comportamento típico da areia estabilizada pode ser analisado por meio dos resultados apresentados pela mistura com 7,5% de RPP submetida a um carregamento cíclico com CSR igual a 0,809. Na Figura 156 é mostrada a evolução dos excessos de poropressão e deformações axiais durante o carregamento cíclico, enquanto na Figura 157 é apresentada a trajetória de tensões efetivas.

Figura 156 - Variação típica dos excessos de poropressão e deformações em ensaios cíclicos não drenados para a areia estabilizada.

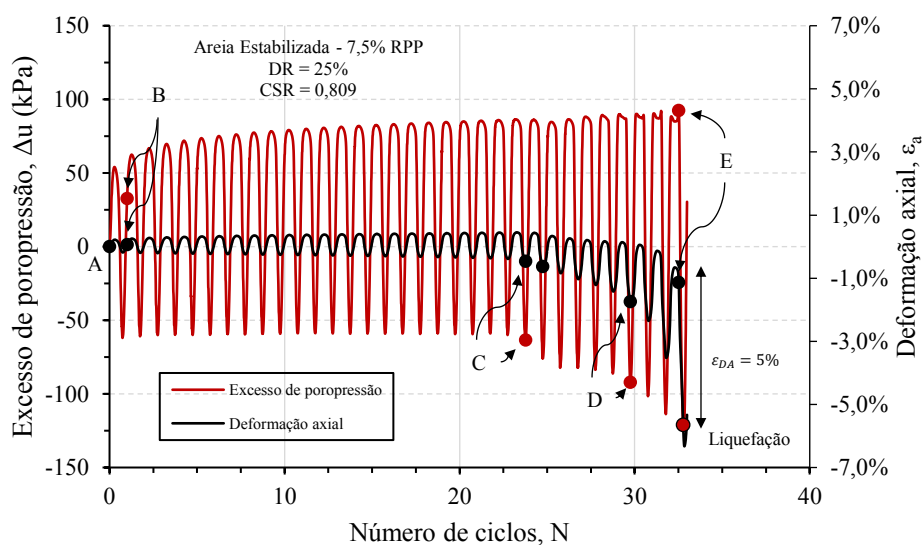
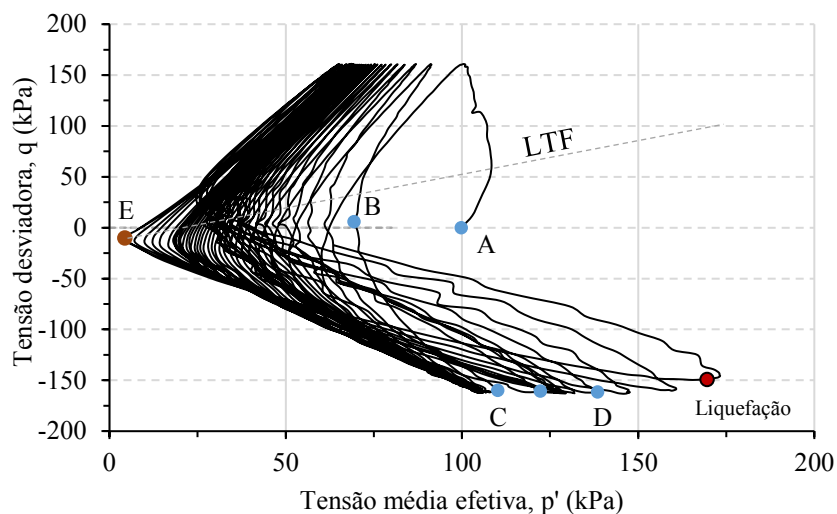


Figura 157 - Trajetória de tensões efetivas típica em ensaios cíclicos não drenados para a areia estabilizada.



É possível verificar que no primeiro ciclo (Ponto A ao Ponto B), durante a fase de compressão é gerado um grande excesso de poropressão positiva, entretanto, durante o descarregamento e fase de extensão esse excesso é dissipado e gera-se uma grande parcela de poropressão negativa, demonstrando a capacidade de recuperação e tendência dilatante do solo estabilizado durante a fase de extensão. Ao final do primeiro ciclo (Ponto B), há um acúmulo de poropressão residual de 28,7 kPa, fazendo a trajetória de tensões se deslocar em direção a origem. A dupla amplitude de deformação atingida nesse ciclo foi de 0,402%, o que é superior aos níveis atingidos pela areia pura mesmo em casos onde a liquefação ocorreu em um menor número de ciclos.

Nos próximos ciclos, do ponto B ao ponto C, há um gradual acúmulo de poropressão e deformação axial. O ponto C é atingido no 24º ciclo, onde a poropressão máxima foi de 86,6 kPa e a mínima de -63,5 kPa. A trajetória tende a se afastar da origem nas fases de carregamento e se aproximar durante a fase de descarregamento, seja na fase de compressão ou extensão, apresentando um formato de “borboleta”, típico de solos que se comportam com mobilidade cíclica. Isso ocorre desde os ciclos iniciais, o que se reflete em uma LTF de baixa inclinação. Segundo Rasouli, Fatahi e Nimbalkar (2020), nessa fase, mesmo sob valores já significativos de poropressão, as ligações entre as partículas são capazes de contribuir para a manutenção na rigidez da amostra.

A partir do ponto C há um crescimento na taxa de geração de poropressões e deformações e que se intensifica nos ciclos finais (Ponto D), levando a valores de r_u próximos a 1, e da tensão média efetiva p' próximos a zero, fazendo a trajetória de tensões ficar o mais próximo da origem (Ponto E). A dupla amplitude de deformação axial no ponto D é de apenas

1,59%, mas aumenta rapidamente para 5,67% nos 3 ciclos finais. É importante notar que, nesta fase, ocorre o surgimento de trincas no corpo de prova durante a fase de extensão que indicam a ruptura do material por esforços de tração.

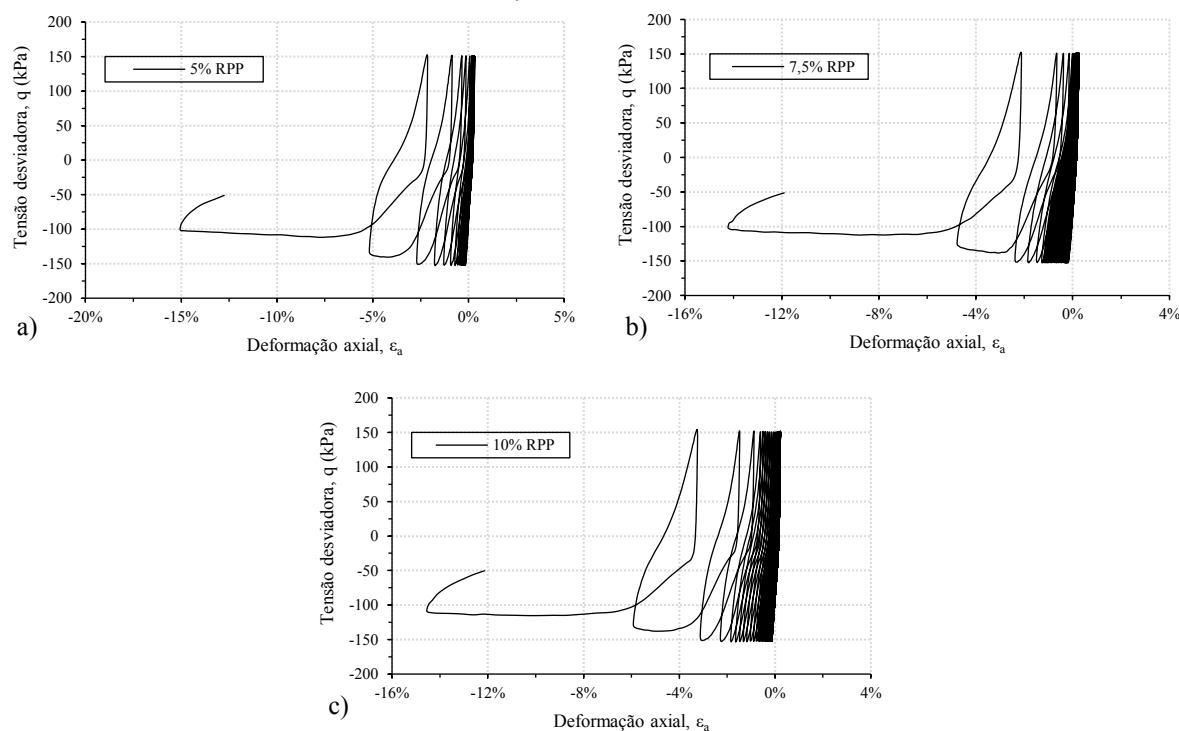
Nessa última fase grandes picos de excesso de poropressão negativa surgem, sugerindo a significativa tendência dilatante na amostra durante a fase de extensão dos ciclos finais. Por fim, o ensaio atinge o critério de parada com a dupla amplitude de deformação superando a marca dos 5%. Esse comportamento é sensivelmente diferente do apresentado pela areia pura onde os excessos de poropressão e deformações crescem mais abruptamente no final do ensaio, levando ao desencadeamento de uma liquefação por fluxo.

Mesmo após atingir níveis de poropressão elevados, a deformação cresce de maneira gradual e mais resiliente na areia estabilizada, caracterizando o fenômeno de mobilidade cíclica, diferentemente do que acontece nas areias puras sob baixa densidade relativa, em que a deformação cresce subitamente. Esse comportamento é semelhante ao obtido para o caso da areia mais compacta e também foi encontrado por outros autores que estudaram a resistência à liquefação de solos cimentados (PORCINO; MARCIANÒ; GRANATA, 2012; RASOULI; FATAHI; NIMBALKAR, 2020; SASAKI; KUWANO, 2016; TOYOTA; TAKADA, 2021; VRANNA; TIKA, 2020; VRANNA; TIKA; PAPADIMITRIOU, 2022). Sasaki e Kuwano (2016) encontraram trajetórias de tensões muito semelhantes para areias de Toyoura medianamente compactas, estabilizadas com biocimentação e submetidas a um CSR de 0,750. No referido trabalho grandes excessos de poropressão negativos e um comportamento fortemente dilatante no plano $p':q$ também foram reportados.

8.2.2 Comportamento tensão-deformação

Durante o carregamento cíclico, os loops de histerese formados pela perda de energia são alterados a cada ciclo em carga e deformações. O comportamento tensão-deformação da areia estabilizada com diferentes teores de RPP pode ser visto na Figura 158. Nos ciclos iniciais há uma grande inclinação e pouca diferença entre ciclos adjacentes, entretanto, a área de histerese aumenta gradualmente, até que, nos ciclos finais, grandes deformações de extensão causam uma abertura e horizontalização dos loops, resultado da perda de resistência do solo, semelhante ao observado por Noorzad e Fardad Amini (2014) e Sun *et al.* (2021). Em outras pesquisas (RASOULI; FATAHI; NIMBALKAR, 2020; SALVATORE *et al.*, 2020; SASAKI; KUWANO, 2016), embora também haja um maior crescimento das deformações nos ciclos anteriores a liquefação, as variações são menos abruptas.

Figura 158 - Comportamento tensão-deformação da areia estabilizada com a) 5%, b) 7,5% e c) 10% de RPP.

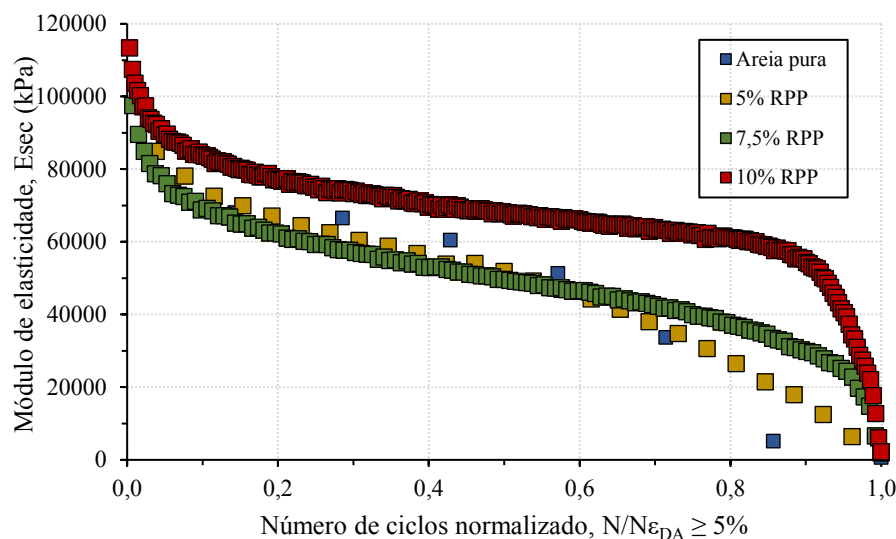


Ainda é possível verificar que a cada ciclo os loops se deslocam em função do acúmulo assimétrico de deformações de extensão, o que é acompanhado por uma degradação de seus parâmetros dinâmicos. Com o aumento no teor de estabilizante os ciclos se tornam mais inclinados e estreitos apontando um ganho de rigidez das amostras. Mesma constatação foi realizada por Salvatore *et al.* (2020), em amostras de areia estabilizadas com sílica coloidal. Os autores afirmam que esse aspecto é desejado em projetos de fundações, uma vez que a deformabilidade do solo é um aspecto crítico para esse sistema.

Parâmetro dinâmicos

Na Figura 159 são apresentados os gráficos de variação do módulo de elasticidade secante (E_{sec}) com o número de ciclos normalizado para a areia estabilizada e pura sob mesma densidade relativa. O valor de E_{sec} para a areia estabilizada reduz com o aumento no número de ciclos normalizado em três estágios, o que pode ser observado pela inclinação das curvas. Inicialmente há uma maior redução de E_{sec} até valores de $N/N_{\varepsilon_{DA} \geq 5\%}$ próximos a 0,1, a partir desse ponto a taxa de degradação reduz e se mantém praticamente constante até a região final onde o valor desse parâmetro cai rapidamente até níveis próximos a zero, consistente com o processo de liquefação do solo.

Figura 159 - Variação do módulo de elasticidade secante com o número de ciclos normalizado para a areia estabilizada com diferentes teores de RPP.

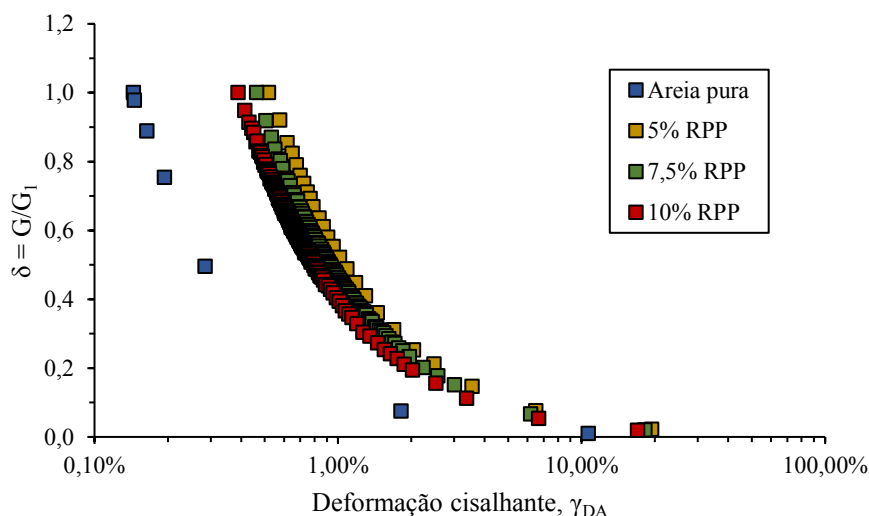


As curvas referentes aos teores de 5% e 7,5% praticamente se sobrepõem na região inicial, porém a areia estabilizada com menor teor de RPP apresenta uma queda final do E_{sec} em menores valores de $N/N_{\epsilon_{DA} \geq 5\%}$. A curva referente ao teor de 10% permanece mais acima em todo o gráfico, indicando a maior rigidez desse material. O valor de E_{sec} crítico para o qual há essa redução final do módulo aumenta com o aumento no teor de RPP, sendo em torno de 0,6, 0,8 e 0,9 para os teores de 5%, 7,5% e 10% de RPP, respectivamente. A rigidez da areia pura fofa é compatível com a encontrada para a areia estabilizada até valores de $N/N_{\epsilon_{DA} \geq 5\%}$ próximos a 0,7 quando então passa a apresentar menores valores de E_{sec} .

A variação do índice de degradação do módulo de cisalhamento secante (δ) com a deformação cisalhante para a areia estabilizada é mostrada na Figura 160. O valor de δ cai com a deformação cisalhante, indicando a degradação do módulo cisalhante, que reduz de cerca de 1,0 até valores próximos a zero entre as deformações de 0,5% e 5%. As curvas da areia estabilizada estão deslocadas para a direita em relação a apresentada pela areia pura em função das maiores deformações obtidas desde o início do ensaio, decorrentes, por sua vez, dos grandes carregamentos impostos a essas amostras. Esse efeito é semelhante ao obtido com o aumento na intensidade do carregamento cíclico.

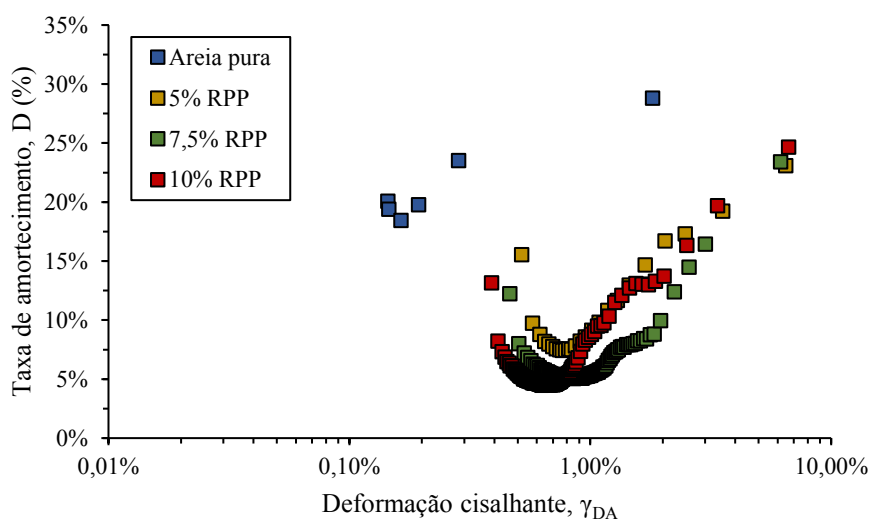
Embora de formato semelhante, as curvas da areia estabilizada se deslocam para a esquerda com o aumento no conteúdo de estabilizante, o que está associado às menores deformações apresentadas desde o início do ensaio, em concordância com o ganho de rigidez.

Figura 160 - Variação do índice de degradação com a deformação cisalhante para a areia estabilizada com diferentes teores de RPP.



Quanto à variação da taxa de amortecimento com a deformação cisalhante (Figura 161), assim como no caso da areia pura, esse parâmetro apresenta, inicialmente, uma redução até um valor de mínimo em pequenas deformações, entre 0,6% e 1,0%, seguido de um crescimento e um valor de máximo em grandes deformações no fim do ensaio. Segundo Rios, Kowalska e Viana da Fonseca (2021), o aumento da taxa de amortecimento com o carregamento cíclico é bem conhecido, e se dá em razão do processo de ruptura do solo e consequente aumento das deformações.

Figura 161 - Variação da taxa de amortecimento com a deformação cisalhante para a areia estabilizada com diferentes teores de RPP.



As curvas apresentadas pela areia estabilizada estão posicionadas abaixo da curva referente a areia pura, isso mostra a redução na taxa de amortecimento com o processo de estabilização do solo. Redução da taxa de amortecimento também foi observada por Sun *et al.* (2021) em amostras de solo *loess* estabilizado com biocimentação. Segundo esses autores uma redução das deformações plásticas em função da maior rigidez e menor perda de energia a cada ciclo causam a redução no valor da taxa de amortecimento.

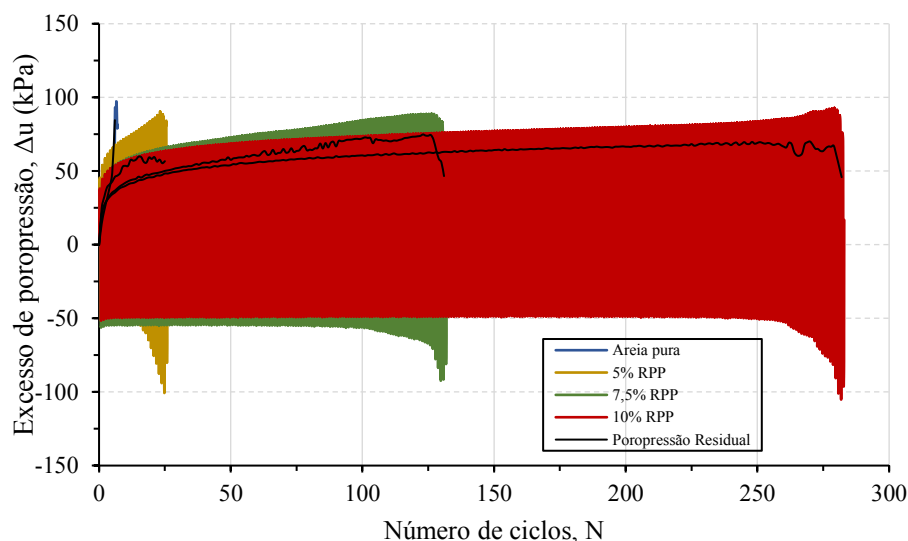
As curvas de diferentes teores de RPP estão posicionadas próximas, entretanto, há uma tendência de translação e redução da taxa de amortecimento mínima com o aumento no teor de estabilizante na primeira parte do gráfico. Os valores de D_{min} para os teores de 5%, 7,5% e 10% foram de 7,4%, 5,1% e 4,5%, respectivamente. Em grandes deformações, esse parâmetro não é afetado de maneira significativa pelo teor de agente estabilizante e as curvas tendem a se sobrepor no final do ensaio, fato que pode estar relacionado à desestruturação do solo com o processo de liquefação.

8.2.3 Variação da poropressão

A cada ciclo são gerados excessos de poropressão positivos durante a fase de compressão e negativos durante a extensão, que mostram a grande capacidade de recuperação do solo estabilizado (Figura 162). O excesso de poropressão positiva máximo gerado é maior nos ciclos iniciais, porém essa taxa se estabiliza e volta a crescer próximo ao fim do ensaio. Ainda assim, a poropressão fica limitada a um valor inferior ao da tensão de confinamento do ensaio. Esse comportamento também foi reportado em outras pesquisas com solo estabilizado (HAN; CHENG; MA, 2016; PAVLOPOULOU; GEORGIANNOU, 2021; PORCINO; MARCIANÒ; GRANATA, 2012, 2015; SUN *et al.*, 2021; VRANNA; TIKA, 2020). Como abordado anteriormente, na parte final do ensaio, grandes excessos de poropressão positivos e negativos são resultados das grandes deformações sofridas pela amostra em razão da instabilização provocada pelo processo de liquefação.

Lee *et al.* (2022) afirmam que a partir de um certo ponto, a quebra das ligações entre as partículas se intensifica, se tornando insuficiente para prevenir grandes deformações, resultando no aumento abrupto dessa componente e maior mobilização das tendências volumétricas, alterando significativamente a poropressão no fim do ensaio.

Figura 162 - Variação da poropressão com o número de ciclos para a areia estabilizada com diferentes teores de RPP.



A poropressão residual aumenta mais lentamente na areia estabilizada e se mantém em valores inferiores a 70 kPa, demonstrando a maior capacidade de dissipação do excesso de poropressão gerado, com a remoção da carga desviadora. Segundo Rasouli, Fatahi e Nimbalkar (2020) isso ocorre em razão das fortes ligações formadas pelo agente estabilizante entre as partículas. Uma vez que a poropressão residual é induzida pelo progressivo colapso da estrutura do solo (POLITO; GREEN; LEE, 2008), infere-se que há uma eliminação da instabilidade local nos primeiros ciclos em razão do rápido crescimento desse parâmetro.

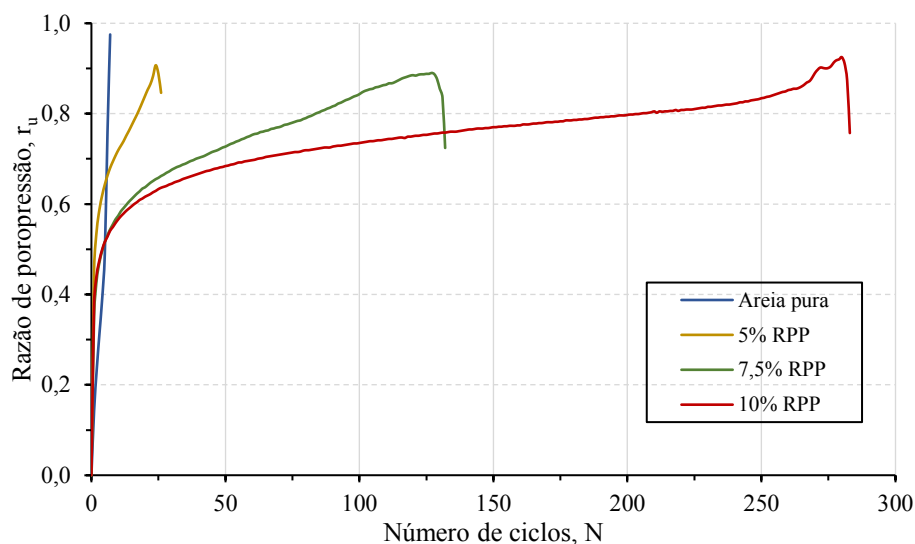
Para as amostras estabilizadas, o aumento do excesso de poropressão é restringido, levando a uma maior quantidade de ciclos necessária para a liquefação do solo. Um aumento no conteúdo de agente cimentante reflete em uma maior estabilização da estrutura do solo o que resulta em um ganho na resistência à liquefação (SUN *et al.*, 2021).

O excesso de poropressão na areia pura, submetida a um carregamento cíclico com *CSR* inferior de 0,169 aumenta rapidamente e o solo liquefaz em apenas 7 ciclos. No solo estabilizado o acúmulo de poropressão é reduzido mesmo esse sendo submetido a carregamentos cíclicos bem superiores, com *CSR* próximo a 0,750.

O crescimento mais lento das poropressões também pode ser observado por meio da Figura 163, onde o valor de r_u atinge níveis elevados em uma maior quantidade de ciclos para o solo estabilizado. O valor de r_u máximo é atingido em 7, 24, 127 e 280 ciclos para a areia pura e a areia estabilizada com 5%, 7,5% e 10% de RPP, respectivamente. Segundo Salvatore *et al.* (2020) isso ocorre em função das ligações formadas pelo agente cimentante na estrutura do solo o que limita a mobilidade dos grãos e reduz sua tendência contrativa. Riveros e

Sadrekarimi (2020) também obtiveram um crescimento mais lento do parâmetro r_u em areias fofas estabilizadas por biocimentação. É ainda possível visualizar uma queda no valor de r_u próximo ao fim do ensaio, em razão da maior tendência dilatante da amostra nesse momento.

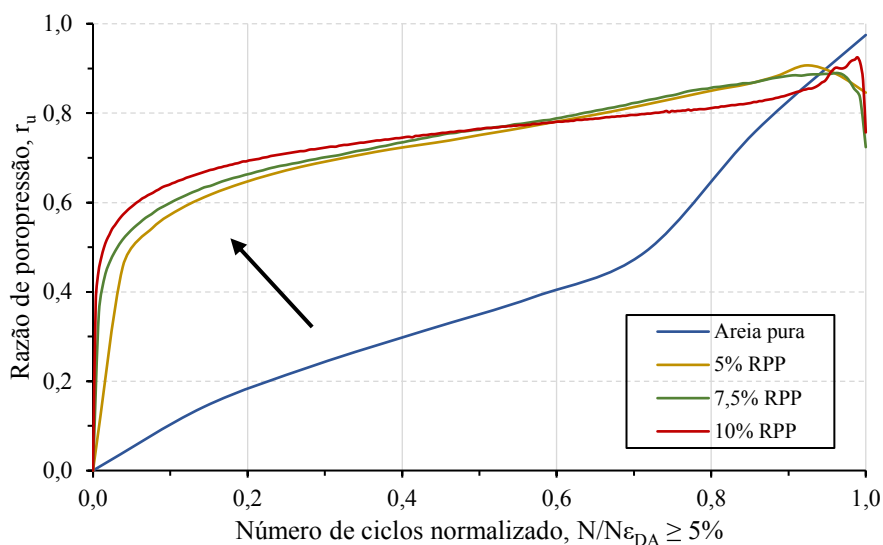
Figura 163 - Variação da razão de poropressão com o número de ciclos para a areia estabilizada com diferentes teores de RPP.



Com o aumento no teor de agente cimentante mais ciclos são necessários para se atingir elevados níveis de poropressão, semelhante ao observado por Vranna e Tika (2020) e Lee *et al.* (2022) em areias fofas e fracamente cimentadas. Mesmo para a obtenção de um r_u de 0,8 ainda foram necessários 18, 84 e 205 ciclos para as areias estabilizadas com 5%, 7,5% e 10% de RPP, respectivamente.

O efeito da estabilização nas curvas de razão de poropressão por número de ciclos normalizado é refletido em uma alteração no formato das curvas em S para um formato mais hiperbólico (Figura 164), semelhante ao reportado por Xiao *et al.* (2019) em uma areia estabilizada por biocimentação. A curva referente a areia estabilizada aumenta mais rapidamente com o número de ciclos até valores próximos a 0,2 quanto a taxa de crescimento é reduzida e se mantém até os ciclos finais do ensaio. Efeito semelhante foi observado por Porcino, Marcianò e Granata (2012) em areias estabilizadas por grauteamento com um componente industrial que forma um gel de sílica ao redor das partículas. Esse efeito também é similar ao obtido com o aumento na densidade relativa da areia pura.

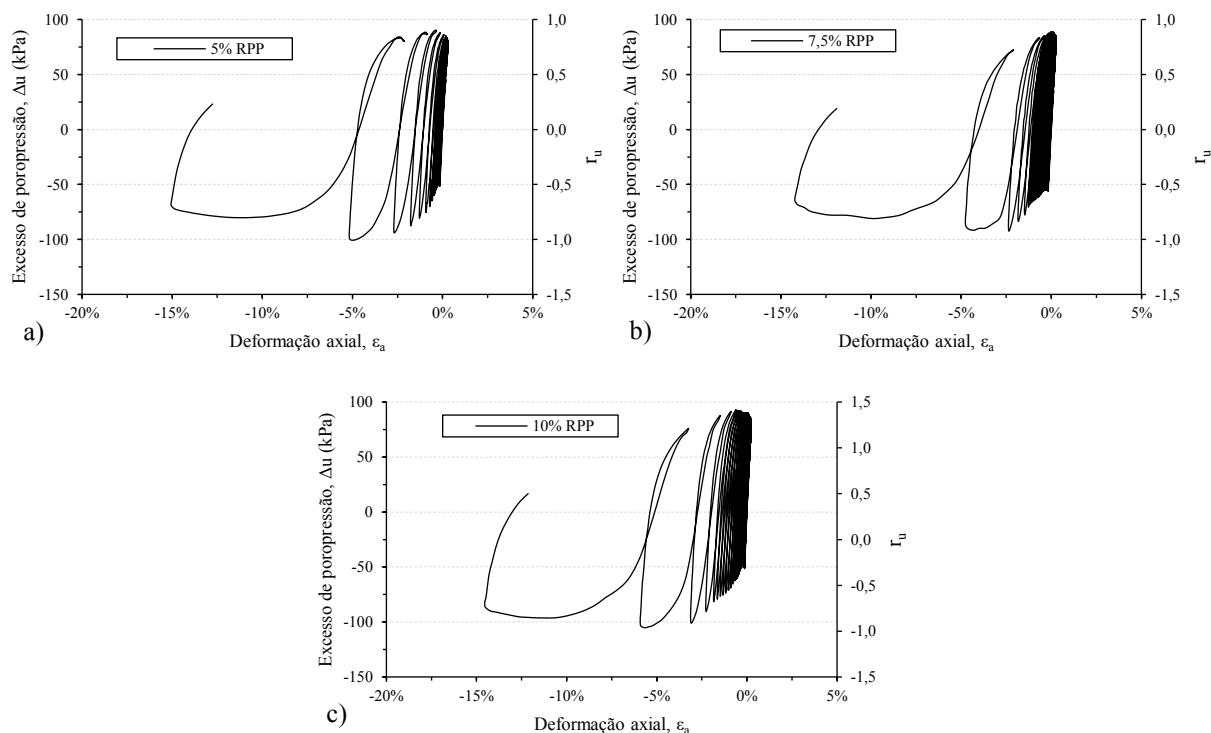
Figura 164 - Variação da razão de poropressão com o número de ciclos normalizado para a areia estabilizada com diferentes teores de RPP.



A relação entre o crescimento das poropressões e deformações para a areia estabilizada pode ser visualizada na Figura 165 e Figura 166. Diferentemente da areia pura onde as deformações crescem abruptamente em elevados níveis de poropressão, na areia estabilizada as deformações crescem gradualmente e se acumulam mais durante a fase de extensão quando os excessos de poropressão são negativos. Mesmo padrão foi encontrado independentemente do teor de RPP incorporado.

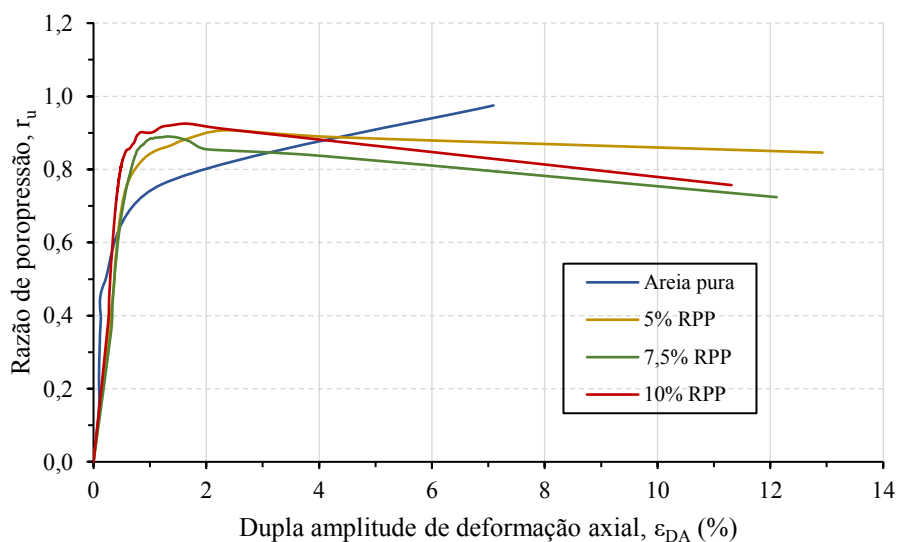
Em pequenos níveis de deformação de até 1% a areia estabilizada atinge valores de r_u superiores ao da areia pura (Figura 166), entretanto, com o aumento da deformação há uma queda nos valores de poropressão, enquanto a areia pura continua com uma tendência crescente até o fim do ensaio. Como reportado por Lee *et al.* (2022) isso pode ocorrer em razão do desenvolvimento mais rápido das deformações em amostras de areia pura, em contraste com a areia estabilizada, onde uma maior quantidade de ciclos é requerida para gerar grandes deformações, permitindo um maior desenvolvimento da poropressão até o momento da instabilização.

Figura 165 - Variação da deformação axial com os excessos de poropressão para a areia estabilizada com a) 5%, b) 7,5% e c) 10% de RPP.



Também é possível inferir que a areia estabilizada pode tolerar maiores níveis de poropressão, ou pequenas tensões efetivas, em comparação à areia pura, antes que grandes deformações apareçam na amostra, o que está diretamente relacionado à presença das ligações entre os grãos do solo, e que, segundo Lee *et al.* (2022), provê uma resistência à tração e elevada rigidez mesmo sob valores elevados de r_u .

Figura 166 - Variação da razão de poropressão com a dupla amplitude de deformação para a areia estabilizada com diferentes teores de RPP.

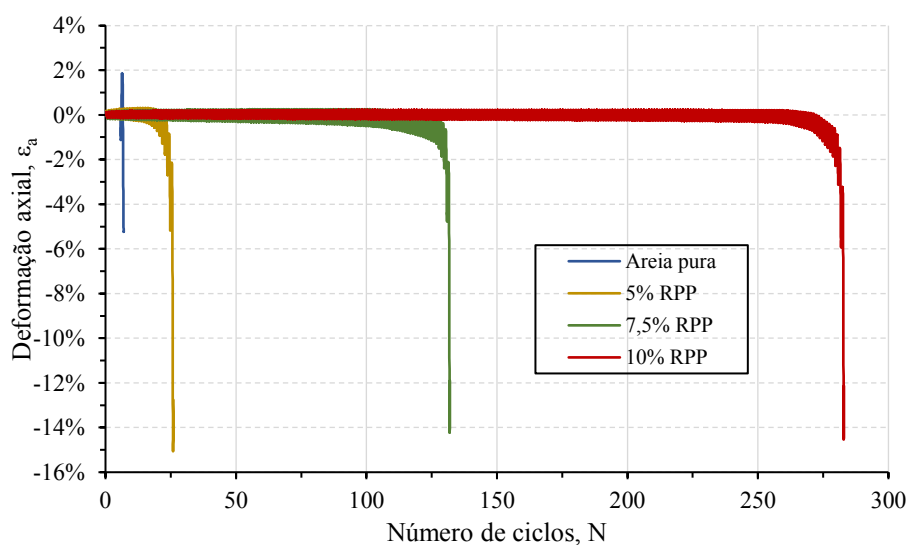


8.2.4 Evolução das deformações

A variação da deformação axial a cada ciclo para a areia estabilizada pode ser visualizada na Figura 167. É possível ver que há uma maior deformação axial no primeiro ciclo para a areia estabilizada em relação à areia pura. Enquanto a areia pura apresenta uma dupla amplitude de deformação de 0,10% no primeiro ciclo, esse valor é de 0,35%, 0,31% e 0,26% para a areia estabilizada com 5%, 7,5% e 10% de RPP, respectivamente, mesmo que estas tenham suportado uma quantidade de ciclos maior até a liquefação. Mesma constatação foi reportada por Vranna, Tika e Papadimitriou (2022) em areias estabilizadas com sílica coloidal e pode ser decorrente das maiores cargas impostas.

Após o primeiro ciclo há um crescimento mais gradual das deformações, mesmo no momento da instabilização, uma vez que a amostra suporta uma maior quantidade de ciclos. Com o surgimento de grandes fissuras no corpo de prova há um abrupto desenvolvimento de deformações de extensão nos ciclos finais, o que indica uma estrutura de menor resistência a carregamentos com reversão de tensões (PAVLOPOULOU; GEORGIANNOU, 2021), e que, por sua vez, está ligado a menor resistência dos agentes cimentantes em esforços de tração.

Figura 167 - Variação da deformação axial com o número de ciclos para a areia estabilizada com diferentes teores de RPP.



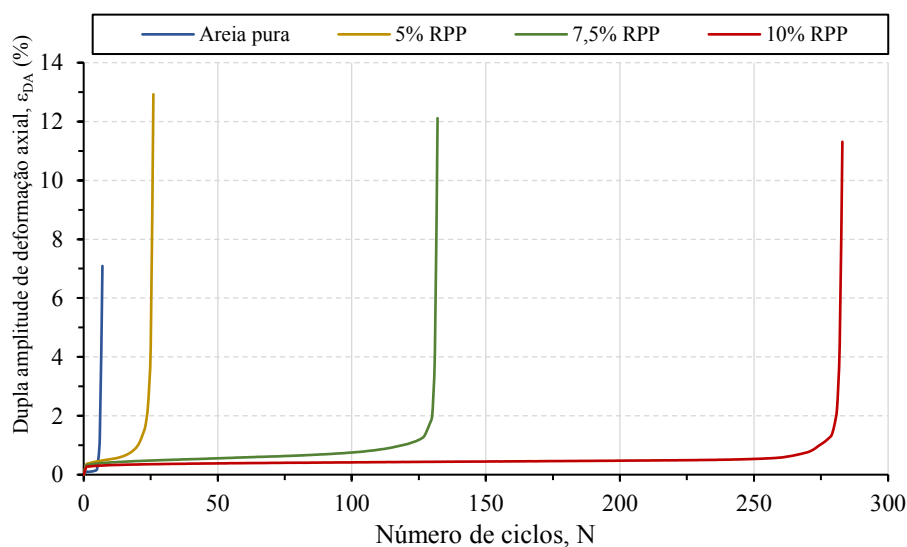
Vranna e Tika (2020), Toyota e Takada (2021) e Vranna, Tika e Papadimitriou (2022) também reportaram um padrão de crescimento mais gradual das deformações para o caso de areias estabilizadas com cimento e sílica coloidal, respectivamente, mesmo no estado de pequenas tensões de confinamento efetiva. Isso pode ser explicado pela quebra gradual das

ligações formadas entre as partículas durante o cisalhamento até o critério de parada do ensaio e que pode ser constatado visualmente nos momentos finais do ensaio, quando fissuras se desenvolvem na base do corpo de prova. Han, Cheng e Ma (2016) também reportaram uma maior restrição ao desenvolvimento de deformações em areias biocimentadas pela técnica de precipitação induzida de calcita.

Outro aspecto importante é que o acúmulo de deformações é assimétrico, com maiores incrementos no lado de extensão, o que é consistente com resultados de outras pesquisas (PORCINO; MARCIANÒ; GRANATA, 2012; RASOULI; FATAHI; NIMBALKAR, 2020; SUN *et al.*, 2021; XIAO *et al.*, 2019).

Um aumento no teor de estabilizante resulta em uma menor taxa de crescimento das deformações a cada ciclo (Figura 168), visualizado na redução da inclinação das curvas até o momento de instabilidade. Com a cimentação, o solo gradualmente passa de um material poroso para um material mais sólido, aumentando rigidez e limitando as deformações (HAN; CHENG; MA, 2016). Segundo Sun *et al.* (2021) esse comportamento também pode ser atribuído a maior tendência dilatante apresentada por amostras de solo cimentado. A estabilidade da estrutura aumenta não somente pelo efeito da coesão gerada pela cimentação, mas também pelo maior atrito entre as partículas, confirmado anteriormente pelo aumento no ângulo de atrito da areia estabilizada.

Figura 168 - Variação da dupla amplitude de deformação axial com o número de ciclos para a areia estabilizada com diferentes teores de RPP.

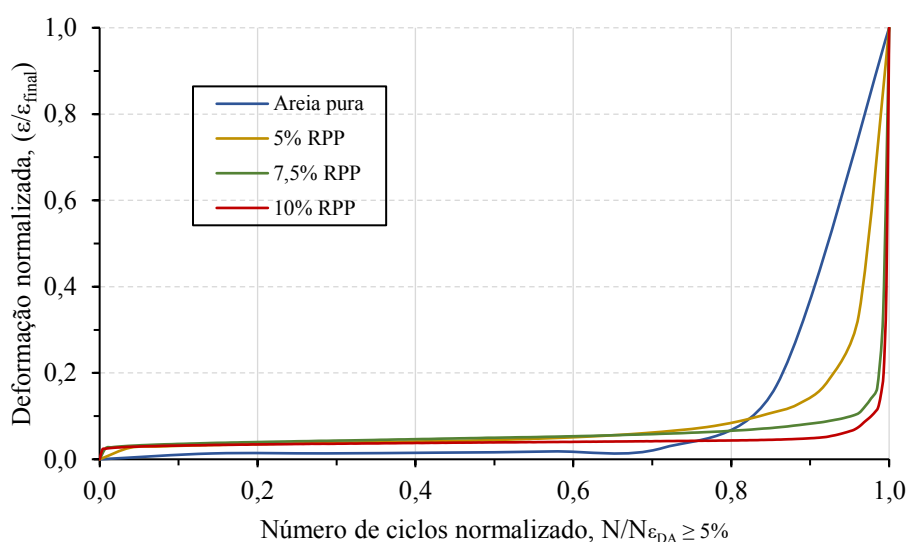


Para um CSR de 0,750 foram necessários 26, 132 e 283 ciclos para o alcance do estado de liquefação, 5% da dupla amplitude de deformação, para a areia estabilizada com 5%, 7,5%

e 10% de RPP, respectivamente, indicando o ganho de resistência com o aumento no teor de estabilizante. Sun *et al.* (2021) e Lee *et al.* (2022) também obtiveram um incremento no número de ciclos para a liquefação em solos *loess* e areias fofas, respectivamente, fracamente cimentadas pelo processo de biocimentação.

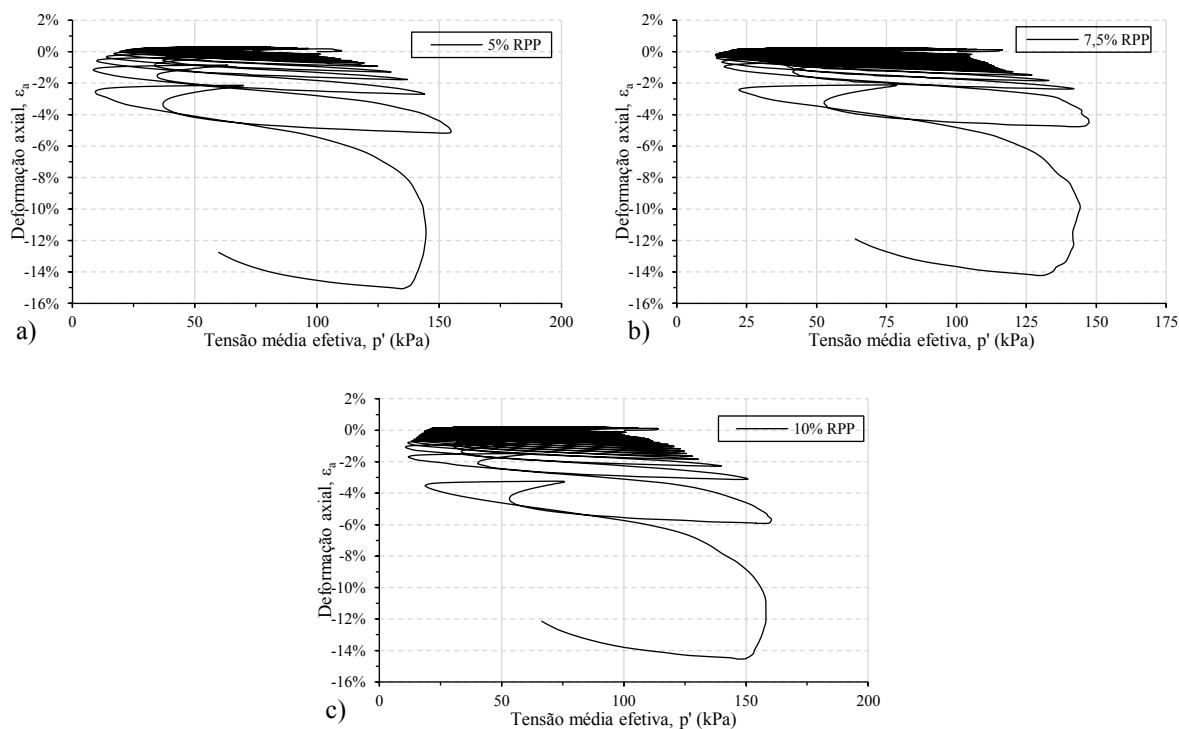
Assim como no caso do aumento de densidade, um aumento no teor de estabilizante permite com que o incremento abrupto de deformação no momento da liquefação ocorra em um maior valor de $N/N_{(\varepsilon \geq 5\%)}$. Nessa região de instabilidade, menores são as deformações obtidas com o aumento no teor de RPP, para um mesmo valor de $N/N_{(\varepsilon \geq 5\%)}$ (Figura 169).

Figura 169 - Variação da deformação normalizada com o número de ciclos normalizado para a areia estabilizada com diferentes teores de RPP.



A cada ciclo a geração de excessos de poropressão positivos e negativos, reduzem e incrementam a tensão média efetiva, respectivamente. Esse comportamento atrelado a um acúmulo assimétrico de deformações de extensão geram o padrão apresentado no gráfico da Figura 170. É interessante notar que as deformações se desenvolvem mesmo sob elevados valores de p' em razão da ruptura das ligações formadas entre os grãos durante a fase de extensão, onde significativos excessos de poropressão negativos são observados.

Figura 170 - Variação da deformação axial com a tensão média efetiva para a areia estabilizada com a) 5%, b) 7,5% e c) 10% de RPP.



8.2.5 Trajetórias de tensões

Da Figura 171 à Figura 173 estão mostradas as trajetórias de tensões efetivas obtidas para a areia estabilizada com 5%, 7,5% e 10% de RPP. A cada ciclo a trajetória se desloca no sentido da origem em razão da geração de poropressões, porém, com o aumento no teor de estabilizante p' reduz a uma menor taxa, permitindo a execução de uma maior quantidade de ciclos. Essa taxa de redução na fase intermediária do ensaio é da ordem de 1,5 kPa, 0,3 kPa e 0,12 kPa a cada ciclo para os teores de 5%, 7,5% e 10% de RPP. Esse comportamento corrobora os resultados reportados por Vranna e Tika (2020) e Riveros e Sadrekarimi (2020) em amostras de areia estabilizadas com cimento Portland e biocimentação por precipitação induzida de calcita, respectivamente, onde também houve um aumento no número de ciclos e, conseqüentemente, redução na taxa de degradação das tensões efetivas a cada ciclo.

Diferentemente do observado nas areias puras fofas, onde a aplicação de carregamentos cíclicos acarretou no desenvolvimento do processo de liquefação por fluxo, observando as trajetórias de tensões da areia estabilizada percebe-se a ocorrência de um processo de mobilidade cíclica, onde o solo é capaz de suportar diversos ciclos mesmo sob baixos estados de tensão efetiva. Esse efeito é similar ao observado com o aumento na densidade relativa da areia pura.

Figura 171 - Trajetória de tensões efetivas para a areia estabilizada com 5% de RPP.

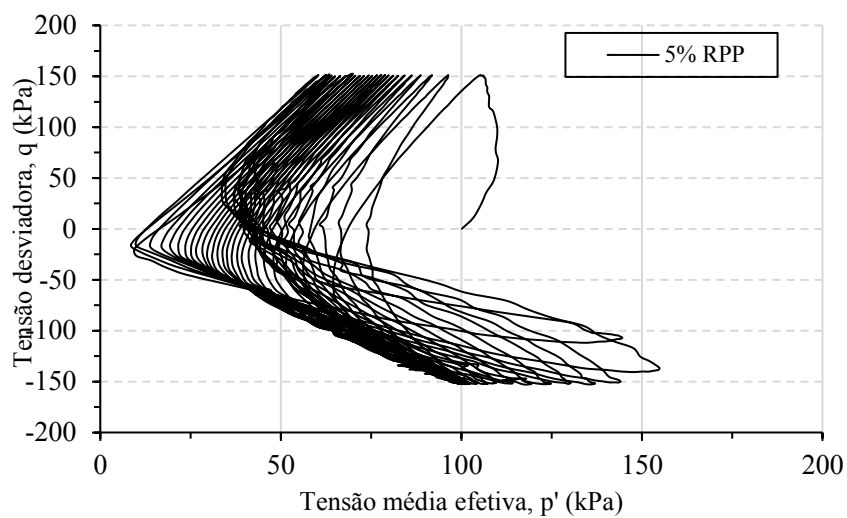


Figura 172 - Trajetória de tensões efetivas para a areia estabilizada com 7,5% de RPP.

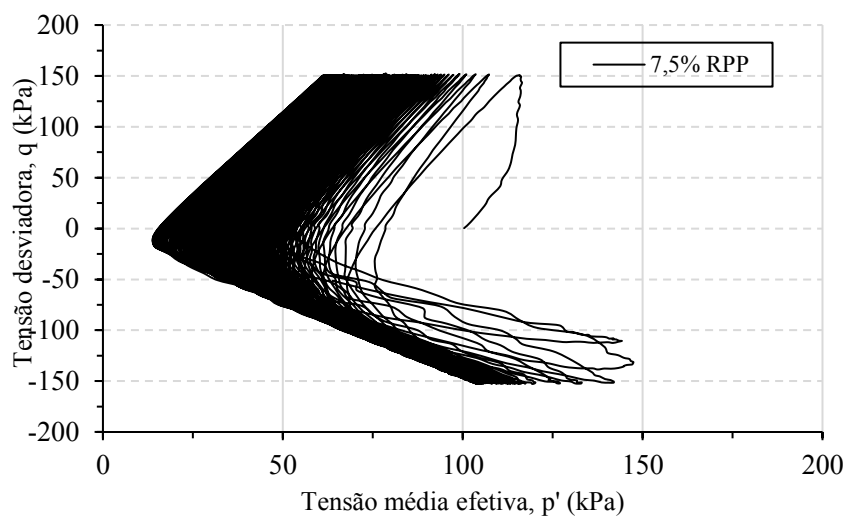
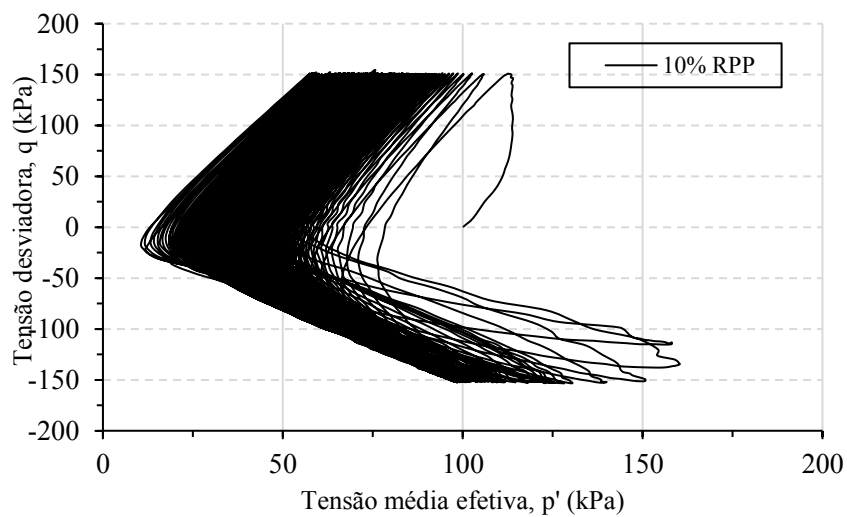


Figura 173 - Trajetória de tensões efetivas para a areia estabilizada com 10% de RPP.



A trajetória assume um formato de “borboleta” desde os primeiros ciclos, indicando a elevada capacidade do solo em recuperar sua resistência e rigidez. Xiao *et al.* (2019) e Vrana e Tika (2020) também reportaram uma alteração do tipo de mecanismo de falha de liquefação por fluxo para mobilidade cíclica em areias estabilizadas por biocimentação e 1% de cimento Portland, respectivamente.

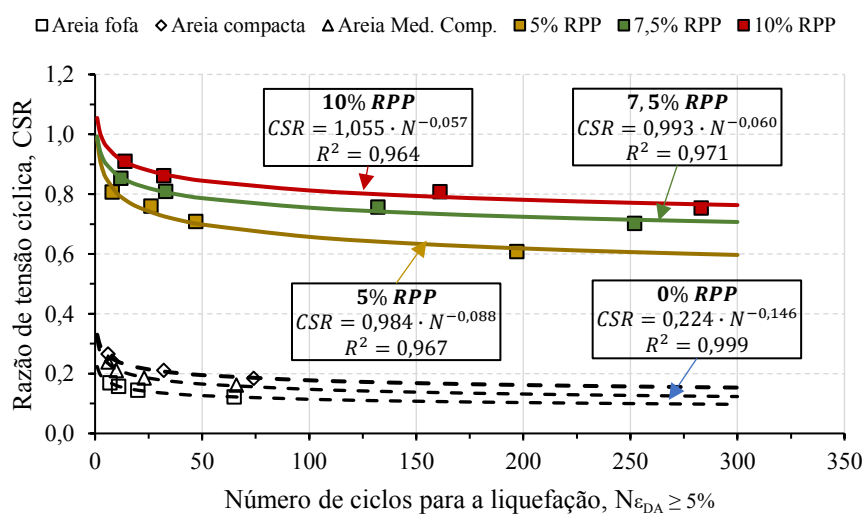
A cada ciclo os valores de p' são reduzidos, atingindo níveis pequenos no estágio final do ensaio, indicando elevados níveis de poropressão. Entretanto, assim como reportado por Salvatore *et al.* (2020), o solo estabilizado sempre preserva um valor de p' positivo, típico de materiais que apresentam algum grau de cimentação e resultante da limitação da poropressão a valores inferiores ao da tensão de confinamento. Mesma constatação foi realizada por Porcino, Marcianò e Granata (2015) em areia grauteada com um componente a base de sílica e cálcio.

As trajetórias não são simétricas em relação ao eixo de p' em função da grande geração de excessos de poropressão negativos nos ciclos finais anteriores à liquefação do solo.

8.2.6 Resistência à liquefação

Na Figura 174 são apresentadas as curvas de resistência obtidas para a areia pura em diferentes densidades relativas e para a areia estabilizada com diferentes teores de RPP compactadas no estado fofo. Assim como no caso da areia pura, um aumento na intensidade do carregamento cíclico, representado pelo CSR , reduz o número de ciclos para a liquefação da areia estabilizada.

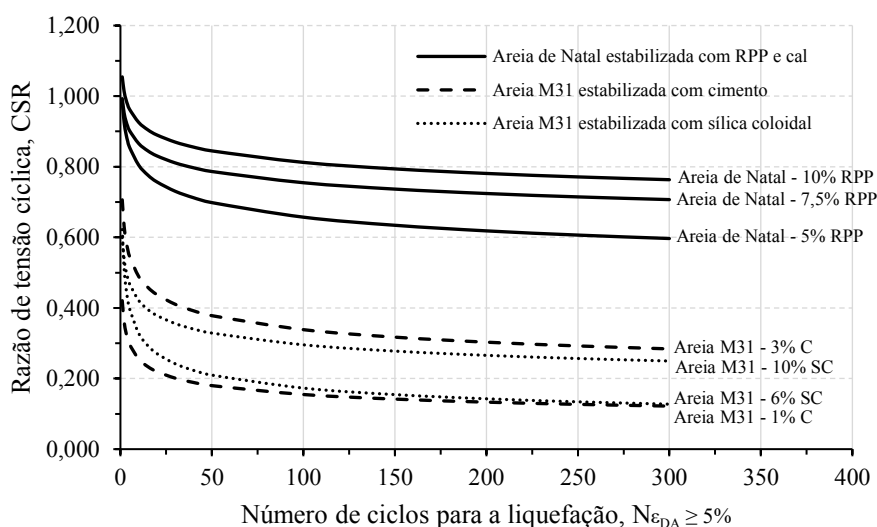
Figura 174 - Curvas de resistência à liquefação para a areia pura e estabilizada.



É possível ver que todas as curvas da areia estabilizada estão posicionadas acima da obtida para a areia pura no estado mais compacto, indicando um ganho de resistência em virtude do processo de estabilização superior ao obtido com o aumento na densidade relativa. Isso indica que a incorporação de cal hidratada e RPP tem um efeito benéfico no desempenho da areia eólica frente a solicitações cíclicas em condições não drenadas.

Esses resultados estão em concordância com outras pesquisas realizadas em solos cimentados (RASOULI; FATAHI; NIMBALKAR, 2020; RIVEROS; SADREKARIMI, 2020; SALVATORE *et al.*, 2020; VRANNA; TIKA, 2020; VRANNA; TIKA; PAPANIMITRIU, 2022). Entretanto, os ganhos de resistência obtidos nesse trabalho foram superiores aos reportados por Vranna e Tika (2020) com a incorporação de até 3% de cimento Portland, Salvatore *et al.* (2020) e Vranna, Tika e Papanimitriou (2022) com até 10% de sílica coloidal ou Han, Cheng e Ma (2016) e Riveros e Sadrekarimi (2020) que utilizaram biocimentação na mitigação da liquefação de solos arenosos. Isso pode ser visto por meio da Figura 175, onde são mostradas as curvas de resistência para a areia de Natal estabilizada com RPP e cal, e areia M31 estabilizada com cimento (VRANNA; TIKA, 2020) e sílica coloidal (VRANNA; TIKA; PAPANIMITRIU, 2022).

Figura 175 - Curvas de resistência para a areia de Natal estabilizada com RPP e cal e areia M31 estabilizada com cimento ou sílica coloidal.



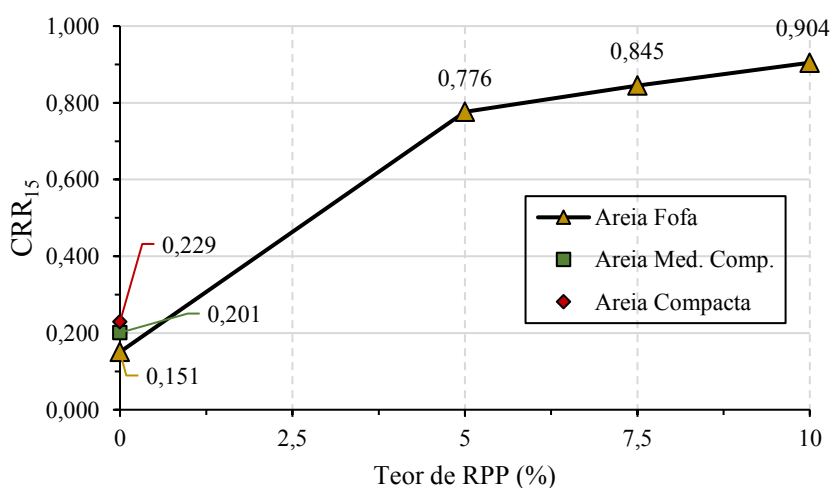
Utilizando a Equação 3 é possível obter os parâmetros de ajuste a e b de acordo com os dados experimentais. Estudos prévios demonstraram a capacidade desse modelo em correlacionar os valores de CSR com o número de ciclos para diferentes tipos de solos cimentados (SALVATORE *et al.*, 2020; XIAO *et al.*, 2019).

Com relação aos parâmetros da curva há uma tendência de aumento do parâmetro a e redução do parâmetro b com o aumento no teor de estabilizante. Isso indica uma menor sensibilidade do solo estabilizado ao parâmetro $N_{\varepsilon_{DA} \geq 5\%}$. Salvatore *et al.* (2020) também obtiveram um aumento no parâmetro a da equação com a estabilização de uma areia por sílica coloidal, embora o parâmetro b tenha sofrido poucas alterações. Xiao *et al.* (2019) também obtiveram uma redução do parâmetro b para areias calcáreas estabilizadas por biocimentação. Riveros e Sadrekarimi (2020) reportaram valores do parâmetro b superiores ao da areia não estabilizada. Essas discrepâncias indicam que outros estudos devem ser realizados para se analisar a influência da cimentação nesses parâmetros de ajuste da curva de resistência.

Para um mesmo valor de CSR uma maior quantidade de ciclos foi necessária até o estado de liquefação com o aumento no teor de estabilizante. Por outro lado, para um mesmo número de ciclos, o CSR necessário para liquefazer o solo aumenta com o teor de estabilizante. Isso pode ser visualizado na variação do CRR_{15} com o teor de RPP, mostrado na Figura 176. É necessário um CSR de 0,776, 0,845 e 0,904 para liquefazer a areia estabilizada com 5%, 7,5% e 10% de RPP, respectivamente, em 15 ciclos.

Aumento da resistência à liquefação com o teor de agente cimentante também foi obtido em outros estudos (RASOULI; FATAHI; NIMBALKAR, 2020; TOYOTA; TAKADA, 2021; VRANNA; TIKA, 2020). Toyota e Takada (2021) obtiveram incrementos no valor de CRR_{20} para areias de Toyoura com teores de cimento acima de 0,3%. Vranna e Tika (2020) reportaram valores aproximadamente 2 a 4 vezes superiores para areias cimentadas com 1% e 3% de cimento, respectivamente, em comparação com a areia não cimentada, sendo o ganho de resistência mais evidente na areia fofa.

Figura 176 - Variação do CRR_{15} com o teor de RPP.

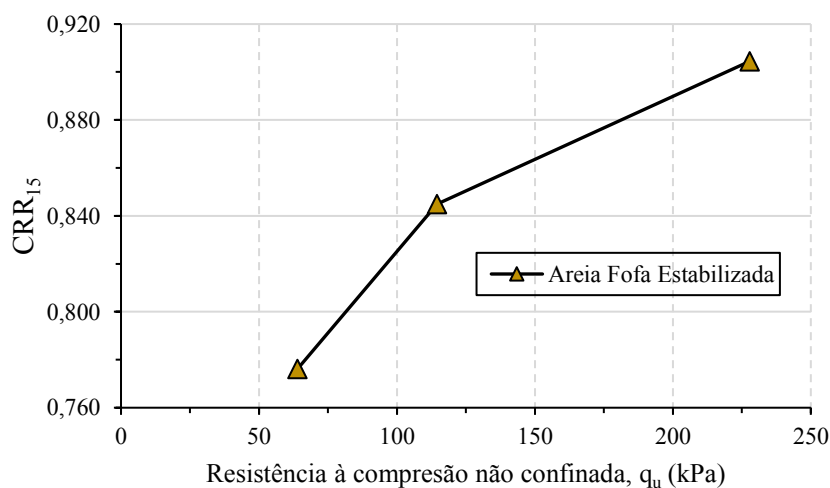


Calculando o “*improvement factor*” I_f para os diferentes teores de RPP obtêm-se os valores de 5,14, 5,60 e 5,99 para as misturas com 5%, 7,5% e 10% de RPP, respectivamente, mostrando o ganho de resistência com a estabilização e que cresce com o teor de agente estabilizante. Xiao *et al.* (2019) obtiveram valores máximos de I_f próximos a 2,0 para areias biocimentadas. Porcino, Marcianò e Granata (2012) encontraram valores de I_f ligeiramente acima de 2,0 para areias grauteadas com um estabilizante a base de sílica.

Uma vez que a resistência à compressão não confinada do solo está diretamente relacionada com o grau de cimentação das partículas, é possível correlacionar esse parâmetro com ao valor de CRR_{15} obtido em ensaios triaxiais não drenados. Na Figura 177 está mostrada a relação entre esses dois parâmetros. Como esperado, o aumento na resistência à compressão da areia estabilizada resulta em maiores valores de CRR_{15} . Com um aumento na resistência à compressão de 64 kPa para 114 kPa e 228 kPa, foram obtidos aumentos no CRR_{15} de 8,9% e 16,5%, respectivamente.

Esses resultados estão consistentes com os obtidos por Vranna e Tika (2020) que afirmam, por sua vez, que o teste de resistência à compressão não confinada pode ser utilizado para se estimar a resistência cíclica de areias cimentadas.

Figura 177 - Relação entre a resistência à compressão não confinada e o CRR_{15} .



9 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Nos ensaios triaxiais cíclicos não drenados e com consolidação isotrópica, executados sob tensão controlada aplicada a uma frequência de 1 Hz, a areia eólica de Natal apresentou elevado potencial de liquefação. Como comportamento típico, a cada ciclo de carregamento foram gerados excessos de poropressão positivos que reduziram a tensão média efetiva e a rigidez do solo, causando o desenvolvimento de grandes deformações e ao deslocamento do estado de tensões efetivas em direção a origem. O mecanismo de liquefação foi marcadamente por fluxo, especialmente para as amostras de menor compactidade. Essa resposta é semelhante ao observado em outros solos arenosos.

Um aumento da intensidade do carregamento, aumento da tensão de confinamento ou redução da densidade relativa provocou uma redução na resistência à liquefação do solo, com o alcance do critério de ruptura em um menor número de ciclos e maior degradação de suas propriedades dinâmicas. Para os dois últimos fatores a redução no valor do CRR_{15} foi de até 65% e 34%, respectivamente. Além disso, nas amostras mais compactas o mecanismo de liquefação foi alterado de uma liquefação por fluxo para uma liquefação por mobilidade cíclica onde as poropressões e deformações se acumularam de maneira mais progressiva. A resposta da areia em ensaios triaxiais sob deformação controlada foi sensivelmente diferente daquela obtida em ensaios sob tensão controlada. No primeiro caso, em razão das expressivas deformações impostas ao solo desde o início do ensaio, ocorreu uma rápida geração de excessos de poropressão nos primeiros ciclos, com degradação da rigidez e capacidade do solo de resistir aos carregamentos.

No processo de estabilização, os teores de RPP e cal incorporados bem como a densidade relativa possuem um efeito positivo na resistência à compressão e tração das misturas. As maiores resistências foram encontradas para a região que combina altos valores de teor de RPP e densidade relativa, com valores acima de 1500 kPa aos 28 dias de cura para a resistência à compressão. A influência da cal apresentou um comportamento parabólico com teor ótimo próximo aos 6%. Ambas as resistências aumentaram com o tempo de cura das amostras, com incrementos acima dos 500% entre os tempos de 7 e 91 dias.

Os incrementos de resistência das misturas podem ser atribuídos a dois efeitos, um físico e outro químico. As partículas de RPP e cal preenchem os vazios existentes em razão da granulometria uniforme da areia aumentando o entrosamento e otimizando a transferência de carga. Além disso, ocorre uma cimentação dos grãos derivada de reações pozolânicas e de cabornatação que dão origem a compostos que unem as partículas de areia permitindo maior

suporte das tensões. Essa cimentação é potencializada com o aumento na densidade relativa das misturas em razão de um aumento no número de contatos entre as partículas.

A resposta da areia estabilizada em ensaios triaxiais monotônicos demonstrou um comportamento frágil e um aumento da resistência de pico com o aumento na tensão de confinamento, teor de cal, teor de RPP e conteúdo volumétrico de aglomerante decorrente do surgimento de uma coesão expressiva entre as partículas. Um aumento da tensão de confinamento também provocou uma redução na tendência dilatante das amostras e razão $q/p'_{máx}$ o que pode estar associado à quebra de parte das ligações durante o processo de consolidação isotrópica. Comparada a areia pura, houve um ganho de resistência de até 17 vezes, com aumento no ângulo de atrito e surgimento de um intercepto coesivo de até 108 kPa, que é nulo no caso do solo puro. Com relação à LEC, todas as curvas da areia estabilizada ficaram posicionadas acima da curva referente à areia pura e houve um aumento da inclinação com o nível de cimentação das amostras. O potencial de liquefação estático da areia foi reduzido com a estabilização, especialmente em menores tensões de confinamento.

O comportamento da areia estabilizada nos ensaios triaxiais cíclicos foi marcado por uma estrutura mais estável com redução da geração de excessos de poropressão positivos e limitação na mobilidade dos grãos e deformação do solo em comparação com a areia pura. Isso acarretou em uma maior quantidade de ciclos necessária para o alcance do estado de liquefação e uma menor taxa de degradação dos seus parâmetros dinâmicos. Maiores valores de módulo de elasticidade secante e uma menor taxa de amortecimento foram encontrados para o solo estabilizado. O mecanismo de liquefação foi alterado de uma liquefação por fluxo para o de mobilidade cíclica, com alternância entre uma resposta contrativa e dilatante desde os primeiros ciclos. O desempenho foi diretamente proporcional ao teor de RPP incorporado, sendo a maior resistência obtida para a mistura com 10% de RPP, com aumento de 6 vezes em relação a areia pura, demonstrando assim, a eficiência da estabilização em mitigar os efeitos da liquefação em uma areia eólica no estado de baixa compactação. Vale ressaltar que a estabilização com 3% de cal e 5% de RPP já seria suficiente para mitigar o potencial de liquefação da areia de Natal uma vez que esse fenômeno apenas seria desencadeado em eventos com intensidades muito elevadas e que possuem baixa probabilidade de ocorrência na região.

Como conclusão geral, a areia eólica de natal, quando na condição saturada, e especialmente em menores compactações e maiores tensões de confinamento, possui uma elevada suscetibilidade ao fenômeno de liquefação em eventos dinâmicos. Entretanto, o melhoramento do solo por um processo de estabilização química que crie ligações entre as partículas é capaz de reduzir essa suscetibilidade. Isso torna necessário o estudo de regiões do

município de Natal que podem estar mais suscetíveis ao desencadeamento da liquefação, bem como dos danos que podem ser causados e técnicas que podem ser utilizadas para a mitigação desse risco.

10 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Esta pesquisa teve como objetivo principal avaliar a suscetibilidade à liquefação dinâmica da areia eólica de Natal pura, bem como estabilizada pela incorporação de resíduo de polimento de porcelanato e cal hidratada. Com relação a areia pura, foi demonstrado o elevado potencial de liquefação desse material quando submetido a cargas cíclicas em condições não saturadas, entretanto, os ensaios triaxiais foram conduzidos apenas em amostras isotropicamente consolidadas, e submetidas a carregamentos cíclicos com frequência de 1 Hz e ondas de formato senoidal. Desse modo, outros aspectos podem ser estudados como o efeito do modo de consolidação, tensão de cisalhamento inicial, frequência e formatos de onda.

As tensões de confinamento foram limitadas a 200 kPa, em razão das limitações do equipamento, bem como no intuito de se evitar o efeito da quebra de grãos na resistência do solo. Com isso, novas pesquisas podem ser conduzidas com o objetivo de estudar o comportamento da areia eólica sob elevadas tensões de confinamento. Também pode ser estudada a influência de históricos de tensão, ou ainda estágios de carregamentos no comportamento não drenado, simulando a ocorrência de eventos anteriores na resistência dinâmica do solo.

O comportamento pós-liquefação da areia eólica sob carregamentos monotônicos é outro aspecto que não foi avaliado nesse estudo. A influência da tensão de confinamento, densidade relativa e magnitude do carregamento cíclico, no comportamento tensão-deformação, geração de poropressões e trajetória de tensões do solo liquefeito sob cargas monotônicas logo em seguida ao carregamento cíclico, ou com um período para dissipação dos excessos de poropressão, permite analisar o potencial da areia em sofrer casos de reliquefação e a influência também de eventos passados no comportamento do solo.

Quanto ao comportamento do solo estabilizado em ensaios estáticos, nesse estudo optou-se pela utilização de cal hidratada como ativador alcalino para as reações pozolânicas. Como alternativa pode-se usar o resíduo de polimento de porcelanato em misturas com cimento Portland, um dos principais agentes cimentantes utilizados na estabilização de solos ou outros ativadores alcalinos como o hidróxido de sódio e de potássio. Recomenda-se a realização de um planejamento experimental mais amplo para ensaios estáticos, permitindo conhecer a

influência da densidade relativa e de maiores teores de RPP no desempenho do solo estabilizado.

Nos ensaios cíclicos em areia estabilizada optou-se por trabalhar com amostras no estado fofo, e mesma tensão de confinamento de 100 kPa, com isso, sugere-se estudar o efeito da densidade relativa e tensão de confinamento na resistência à liquefação do solo estabilizado. Pode-se verificar a relação entre o parâmetro η/B_{iv} com os fatores anteriores, e como este influencia nos coeficientes de ajuste das curvas de resistência ou ainda no valor do CRR_{15} .

Visando a mitigação do fenômeno de liquefação em depósitos existentes por meio da técnica de remediação passiva, pode-se verificar a viabilidade no desenvolvimento de uma solução contendo como principal agente cimentante a mistura de RPP e cal hidratada. De elevada fluidez e capacidade de percolação no solo, esta pode ser injetada no solo e carregada pelo lençol freático a fim de atingir grandes áreas para melhoramento.

Um estudo de viabilidade econômica pode ser desenvolvido para verificar a redução de custos com a utilização do RPP em obras geotécnicas, aliado ao estudo da capacidade de atendimento às demandas geradas pelo setor. A viabilidade ambiental também pode ser investigada por meio de ensaios de lixiviação e solubilização nas amostras de solos estabilizado, no intuito de verificar se as concentrações dos elementos obtidos nesses ensaios podem gerar risco significativo de contaminação ambiental.

Por fim, um estudo da influência de finos plásticos e não plásticos na suscetibilidade à liquefação dos solos ainda é um tema recente e em desenvolvimento. A análise dessa influência também nos solos estabilizados com agentes cimentícios pode constituir um amplo campo de pesquisa uma vez que as características desses finos e dos agentes cimentantes devem influenciar conjuntamente na resposta desses solos frente aos carregamentos cíclicos.

REFERÊNCIAS

- ABBASI, N.; MAHDIEH, M. Improvement of geotechnical properties of silty sand soils using natural pozzolan and lime. **International Journal of Geo-Engineering**, v. 9, n. 1, p. 4, 2018.
- AJMERA, B.; BRANDON, T.; TIWARI, B. Characterization of the reduction in undrained shear strength in fine-grained soils due to cyclic loading. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 145, n. 5, p. 04019017, 2019.
- AJORLOO, A. M.; MROUEH, H.; LANCELOT, L. Experimental investigation of cement treated sand behavior under triaxial test. **Geotechnical and Geological Engineering**, v. 30, n. 1, p. 129–143, 2012.
- AKHILA, M.; RANGASWAMY, K.; SANKAR, N. Undrained response and liquefaction resistance of sand–silt mixtures. **Geotechnical and Geological Engineering**, v. 37, n. 4, p. 2729–2745, 2019.
- ALARCON-GUZMAN, A.; LEONARDS, G. A.; CHAMEAU, J. L. Undrained monotonic and cyclic strength of sands. **Journal of Geotechnical Engineering**, v. 114, n. 10, p. 1089–1109, 1988.
- AL-KIKI, I. M.; AL-ATALLA, M. A.; AL-ZUBAYDI, A. H. Long term strength and durability of clayey soil stabilized with lime. **Engineering and Technology Journal**, v. 29, n. 4, p. 725–735, 2011.
- AMADI, A. A.; OSU, A. S. Effect of curing time on strength development in black cotton soil – Quarry fines composite stabilized with cement kiln dust (CKD). **Journal of King Saud University - Engineering Sciences**, v. 30, n. 4, p. 305–312, 2018.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM C977-18**. Standard Specification for Quicklime and Hydrated Lime for Soil Stabilization. ASTM International, West Conshohocken, PA. 2018.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM D3999-11**. Standard Test Methods for the Determination of the Modulus and Damping Properties of Soils Using the Cyclic Triaxial Apparatus. ASTM International, West Conshohocken, PA. 2011.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM D4767-11**. Standard Test Method for Consolidated Undrained Triaxial Compression Test for Cohesive Soils. ASTM International, West Conshohocken, PA. 2011.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM D5311-11**. Standard Test Method for Load Controlled Cyclic Triaxial Strength of Soil. ASTM International, West Conshohocken, PA. 2011.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM D854-14**. Standard Test Methods for Specific Gravity of Soil Solids by Water Pycnometer. ASTM International, West Conshohocken, PA. 2014.

AMINI, Y.; HAMIDI, A. Triaxial shear behavior of a cement-treated sand–gravel mixture. **Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering**, v. 6, n. 5, p. 455–465, 2014.

ANDERSEN, K. H.; PUECH, A. A.; JARDINE, R. J. Cyclic resistant geotechnical design and parameter selection for offshore engineering and other applications. *In*: TC 209 WORKSHOP ICSMGE, 18., 2013, Paris. **Anais [...]**. Paris: 2013.

ANDREOLA, F.; BARBIERI, L.; LANCELLOTTI, I.; BIGNOZZI, M. C.; SANDROLINI, F. New blended cement from polishing and glazing ceramic sludge. **International Journal of Applied Ceramic Technology**, v. 7, n. 4, p. 546–555, 2010.

ANDREW, R. M. Global CO2 emissions from cement production. **Earth System Science Data**, v. 10, n. 1, p. 195–217, 2018.

ANFACER – Associação Nacional dos Fabricantes de Cerâmica para Revestimentos, Louças Sanitárias e Congêneres. Setor de cerâmica. Panorama 2022: Produção brasileira de revestimentos cerâmicos. Disponível em: < <https://www.anfacer.org.br/>>. Acesso em: 22 maio de 2022.

ARAÚJO, S. C. J. F. N. **Análise de microestrutura e de características geotécnicas de misturas de resíduo de polimento de porcelanato e solo**. 2016. 114f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 2016.

ASADI, M. S.; ASADI, M. B.; ORENSE, R. P.; PENDER, M. J. Undrained cyclic behavior of reconstituted natural pumiceous sands. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 144, n. 8, p. 04018045, 2018.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 10004**: Resíduos sólidos - Classificação. Rio de Janeiro, 2004.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 10005**: Procedimento para obtenção de extrato lixiviado de resíduos sólido. Rio de Janeiro, 2004.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 10007**: Amostragem de resíduos sólidos. Rio de Janeiro, 2004.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12025**: Solo-cimento - Ensaio de compressão simples de corpos de prova cilíndricos - Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12653**: Materiais pozolânicos - Requisitos. Rio de Janeiro, 2014.

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15421**: Projeto de estruturas resistentes à sismos - Procedimento. Rio de Janeiro, 2006.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15895**: Materiais pozolânicos – Determinação do teor de hidróxido de cálcio fixado – Método Chapelle modificado. Rio de Janeiro, 2010.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 16840**: Solo - Determinação do índice de vazios máximo de solos não coesivos. Rio de Janeiro, 2020.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 16843**: Solo - Determinação do índice de vazios mínimo de solos não coesivos. Rio de Janeiro, 2020.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6459**: Solo - Determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro, 2016.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6473**: Cal virgem e cal hidratada - Análise química. Rio de Janeiro, 2003.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7180**: Solo - Determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro, 2016.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7181**: Solo - Análise granulométrica. Rio de Janeiro, 2016.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7222**: Concreto e argamassa - Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2011.
- BAGHERI, Y.; AHMAD, F.; ISMAIL, M. A. M. Strength and mechanical behavior of soil–cement–lime–rice husk ash (soil–CLR) mixture. **Materials and Structures**, v. 47, p. 55–66, 2014.
- BALDOVINO, J. J. A.; IZZO, R. L. S.; PEREIRA, M. D.; ROCHA, E. V. de G.; ROSE, J. L.; BORDIGNON, V. R. Equations controlling tensile and compressive strength ratio of sedimentary soil–cement mixtures under optimal compaction conditions. **Journal of Materials in Civil Engineering**, v. 32, n. 1, p. 04019320, 2020a.
- BALDOVINO, J. J. A.; IZZO, R. L. S.; SILVA, É. R.; LUNDGREN ROSE, J. Sustainable use of recycled-glass powder in soil stabilization. **Journal of Materials in Civil Engineering**, v. 32, n. 5, p. 04020080, 2020b.
- BAO, X.; JIN, Z.; CUI, H.; CHEN, X.; XIE, X. Soil liquefaction mitigation in geotechnical engineering: An overview of recently developed methods. **Soil Dynamics and Earthquake Engineering**, v. 120, p. 273–291, 2019.

- BARDET, J. P.; KAPUSKAR, M. Liquefaction sand boils in San Francisco during 1989 Loma Prieta earthquake. **Journal of Geotechnical Engineering**, v. 119, n. 3, p. 543–562, 1993.
- BELLATO, D.; SPAGNOLI, G.; SIMONINI, P. Mineralogical and mechanical analysis of cement-stabilised sands. **Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Ground Improvement**, v. 173, n. 1, p. 51–60, 2020.
- BEYZAEI, C. Z.; BRAY, J. D.; CUBRINOVSKI, M.; RIEMER, M.; STRINGER, M. Laboratory-based characterization of shallow silty soils in southwest Christchurch. **Soil Dynamics and Earthquake Engineering**, v. 110, p. 93–109, 2018.
- BHATTACHARYA, S.; TOKIMATSU, K.; GODA, K.; SARKAR, R.; SHADLOU, M.; ROUHOLAMIN, M. Collapse of showa bridge during 1964 Niigata earthquake: A quantitative reappraisal on the failure mechanisms. **Soil Dynamics and Earthquake Engineering**, v. 65, p. 55–71, 2014.
- BOOMINATHAN, A.; RANGASWAMY, K.; RAJAGOPAL, K. Effect of non-plastic fines on liquefaction resistance of Gujarat sand. **International Journal of Geotechnical Engineering**, v. 4, n. 2, p. 241–253, 2010.
- BOUTARAA, Z.; ARAB, A.; BOUFERRA, R.; SADEK, M. Soil densification effect on the behaviour of Chlef sand (Algeria) under static and cyclic loading: A laboratory investigation. **Geotechnical and Geological Engineering**, v. 38, n. 6, p. 6641–6655, 2020.
- BREITENBACH, S. B. **Desenvolvimento de argamassa para restauração utilizando resíduo do polimento do porcelanato**. 2013. 180f. Tese (Doutorado em Ciência e Engenharia de Materiais), Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 2013.
- BREITENBACH, S. B.; SANTOS, O. C.; ANDRADE, J. C. S.; NASCIMENTO, R. M.; MARTINELLI, A. E. Adição de resíduo do polimento de porcelanato em argamassas de restauro à base de cal. **Cerâmica**, v. 63, n. 367, p. 395–401, 2017.
- CAICEDO, A. M. L. **Melhoramento de um solo granular por ativação alcalina de resíduos de cerâmica vermelha e cal de carbureto**. 2020. 262f. Tese (Doutorado em Engenharia), Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2020.
- CASAGRANDE, A. On liquefaction phenomena. **Géotechnique**, v. 21, n. 3, p. 197–202, 1971.
- CASTRO, G.; POULOS, S. J. Factors affecting liquefaction and cyclic mobility. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, v. 103, n. 6, p. 501–516, 1977.
- CHANG, T.; WOODS, R. D. Effect of particle contact bond on shear modulus. **Journal of Geotechnical Engineering**, v. 118, n. 8, p. 1216–1233, 1992.

- CHATTARAJ, R.; SENGUPTA, A. Liquefaction potential and strain dependent dynamic properties of Kasai River sand. **Soil Dynamics and Earthquake Engineering**, v. 90, p. 467–475, 2016.
- CLOUGH, G. W.; IWABUCHI, J.; RAD, N. S.; KUPPUSAMY, T. Influence of cementation on liquefaction of sands. **Journal of Geotechnical Engineering**, v. 115, n. 8, p. 1102–1117, 1989.
- CLOUGH, G. W.; SITAR, N.; BACHUS, R. C.; RAD, N. S. Cemented sands under static loading. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, v. 107, n. 6, p. 799–817, 1981.
- COELHO, A. Z. G.; PACHECO-TORGAL, F.; JALALI, S. **A cal na construção civil**. TecMinho, 2009.
- CONSOLI, N. C.; BITTAR MARIN, E. J.; QUIÑÓNEZ SAMANIEGO, R. A.; HEINECK, K. S.; JOHANN, A. D. R. Use of sustainable binders in soil stabilization. **Journal of Materials in Civil Engineering**, v. 31, n. 2, p. 06018023, 2019a.
- CONSOLI, N. C.; CARRETTA, M. S.; LEON, H. B.; SCHNEIDER, M. E. B.; REGINATO, N. C.; CARRARO, J. A. H. Behaviour of cement-stabilised silty sands subjected to harsh environmental conditions. **Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Geotechnical Engineering**, v. 173, n. 1, p. 40–48, 2020a.
- CONSOLI, N. C.; CRUZ, R. C.; FLOSS, M. F. Variables controlling strength of artificially cemented sand: Influence of curing time. **Journal of Materials in Civil Engineering**, v. 23, n. 5, p. 692–696, 2011.
- CONSOLI, N. C.; FESTUGATO, L.; ROCHA, C. G.; CRUZ, R. C. Key parameters for strength control of rammed sand–cement mixtures: Influence of types of portland cement. **Construction and Building Materials**, v. 49, p. 591–597, 2013.
- CONSOLI, N. C.; FOPPA, D.; FESTUGATO, L.; HEINECK, K. S. Key parameters for strength control of artificially cemented soils. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 133, n. 2, p. 197–205, 2007.
- CONSOLI, N. C.; LEON, H. B.; SILVA CARRETTA, M.; DARONCO, J. V. L.; LOURENÇO, D. E. The effects of curing time and temperature on stiffness, strength and durability of sand-environment friendly binder blends. **Soils and Foundations**, v. 59, n. 5, p. 1428–1439, 2019b.
- CONSOLI, N. C.; PRIETTO, P. D. M.; CARRARO, J. A. H.; HEINECK, K. S. Behavior of compacted soil-fly ash-carbide lime mixtures. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 127, n. 9, p. 774–782, 2001.

- CONSOLI, N. C.; SILVA CARRETTA, M.; FESTUGATO, L.; LEON, H. B.; TOMASI, L. F.; HEINECK, K. S. Ground waste glass-carbide lime as a sustainable binder stabilising three different silica sands. **Géotechnique**, v. 71, n. 6, p. 480–493, 2021.
- CONSOLI, N. C.; SILVA, A.; BARCELOS, A. M.; FESTUGATO, L.; FAVRETTO, F. Porosity/cement index controlling flexural tensile strength of artificially cemented soils in Brazil. **Geotechnical and Geological Engineering**, v. 38, n. 1, p. 713–722, 2020b.
- CONSOLI, N. C.; VAZ FERREIRA, P. M.; TANG, C.-S.; VELOSO MARQUES, S. F.; FESTUGATO, L.; CORTE, M. B. A unique relationship determining strength of silty/clayey soils – Portland cement mixes. **Soils and Foundations**, v. 56, n. 6, p. 1082–1088, 2016.
- CONSOLI, N. C.; WINTER, D.; LEON, H. B.; SCHEUERMANN FILHO, H. C. Durability, strength, and stiffness of green stabilized sand. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 144, n. 9, p. 04018057, 2018.
- COOP, M. R.; ATKINSON, J. H. The mechanics of cemented carbonate sands. **Géotechnique**, v. 43, n. 1, p. 53–67, 1993.
- COSTA, C. H. **Estudo Ecotoxicológico para Valorização do Resíduo Produzido no Processo de Polimento de Piso Porcelanato na Indústria Cerâmica**. 2010. 153f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Ambiental), Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis. 2010
- CRISTOFARO, M.; OLIVARES, L.; ORENSE, R. P.; ASADI, M. S.; NETTI, N. Liquefaction of volcanic soils: Undrained behavior under monotonic and cyclic loading. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 148, n. 1, 2022.
- CRUZ, R. C. **Influência de parâmetros fundamentais na rigidez, resistência e dilatância de uma areia artificialmente cimentada**. 2008. 216f. Tese (Doutorado em Engenharia), Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2008.
- DASH, S. K.; HUSSAIN, M. Lime stabilization of soils: Reappraisal. **Journal of Materials in Civil Engineering**, v. 24, n. 6, p. 707–714, 2012.
- DENARDIN, A. P. **Estudo do comportamento mecânico de um solo saprolítico de basalto de Teutônia, RS**. 2005. 135f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre. 2005.
- DIAMBRA, A.; IBRAIM, E.; PECCIN, A.; CONSOLI, N. C.; FESTUGATO, L. Theoretical derivation of artificially cemented granular soil strength. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 143, n. 5, p. 04017003, 2017.

- DÍAZ-RODRÍGUEZ, J. A.; ANTONIO-IZARRARAS, V. M.; BANDINI, P.; LÓPEZ-MOLINA, J. A. Cyclic strength of a natural liquefiable sand stabilized with colloidal silica grout. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 45, n. 10, p. 1345–1355, 2008.
- DURANTE INGUNZA, M. P.; SANTOS JÚNIOR, O. F.; GERAB, A.T.F.S.C. Potential Use of Sandy Mining Wastes as Raw Material in Road Construction. **Geotechnical and Geological Engineering**, v. 38, n. 5, p. 5681–5691, 2020.
- DU, S.; CHIAN, S. C. Excess pore pressure generation in sand under non-uniform cyclic strain triaxial testing. **Soil Dynamics and Earthquake Engineering**, v. 109, p. 119–131, 2018.
- ELIPE, M. G. M.; LÓPEZ-QUEROL, S. Aeolian sands: Characterization, options of improvement and possible employment in construction – The State-of-the-art. **Construction and Building Materials**, v. 73, p. 728–739, 2014.
- ESELLER-BAYAT, E. E.; MONKUL, M. M.; AKIN, Ö.; YENIGUN, S. The coupled influence of relative density, CSR, plasticity and content of fines on cyclic liquefaction resistance of sands. **Journal of Earthquake Engineering**, v. 23, n. 6, p. 909–929, 2019.
- ESPINOZA, L. H. **Avaliação do Potencial de Liquefação de Solos Coluvionares do Rio de Janeiro**. 2010. 146f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro. 2010.
- FERGANY, E.; OMAR, K. Liquefaction potential of Nile delta, Egypt. **NRIAG Journal of Astronomy and Geophysics**, v. 6, n. 1, p. 60–67, 2017.
- FIROOZI, A. A.; GUNEY OLGUN, C.; FIROOZI, A. A.; BAGHINI, M. S. Fundamentals of soil stabilization. **International Journal of Geo-Engineering**, v. 8, n. 1, p. 26, 2017.
- FLORA, A.; LIRER, S.; SILVESTRI, F. Undrained cyclic resistance of undisturbed gravelly soils. **Soil Dynamics and Earthquake Engineering**, v. 43, p. 366–379, 2012.
- FONSECA, V. P.; SOUSA, M. O. L.; SILVA, F. O.; BEZERRA, F. H. R.; AMARAL, R. F.; SOUZA, Z. S.; FERREIRA, A. C.; DUTRA, R. R. **Carta Geológica – Folha Natal (SB-25-V-C-V), escala 1:100.00**. Natal, CPRM – Serviço Geológico do Brasil, 2012.
- FONTOURA, T. B.; SANTOS JÚNIOR, O. F.; SEVERO, R. N. F.; COUTINHO, R. Q. Drained behaviour of artificially cemented dune aeolian sand. **Geomechanics and Geoengineering**, v. 17, n. 6, p. 1695–1706, 2022.
- FONTOURA, T. B.; SANTOS JÚNIOR, O. F.; SEVERO, R. N. F.; COUTINHO, R. Q.; SOUZA JÚNIOR, P. L. Unconfined compression strength of an artificially cemented aeolian dune sand of Natal/Brazil. **Soils and Rocks**, v. 44, n. 1, p. 1–8, 2021.

- GALLAGHER, P. M.; MITCHELL, J. K. Influence of colloidal silica grout on liquefaction potential and cyclic undrained behavior of loose sand. **Soil Dynamics and Earthquake Engineering**, v. 22, n. 9–12, p. 1017–1026, 2002.
- GALLI, P. New empirical relationships between magnitude and distance for liquefaction. **Tectonophysics**, v. 324, n. 3, p. 169–187, 2000.
- GÁLVEZ, J. H. F. **Efeito da adição de fibras no comportamento de uma areia sob carregamentos cíclicos**. 2018. 262f. Tese (Doutorado em Engenharia), Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre. 2018.
- GAUTAM, D.; MAGISTRIS, F. S. de; FABBROCINO, G. Soil liquefaction in Kathmandu valley due to 25 April 2015 Gorkha, Nepal earthquake. **Soil Dynamics and Earthquake Engineering**, v. 97, p. 37–47, 2017.
- GEORGIANNOU, V. N.; TSOMOKOS, A.; STAVROU, K. Monotonic and cyclic behaviour of sand under torsional loading. **Géotechnique**, v. 58, n. 2, p. 113–124, 2008.
- GERMAN, R. M. Coordination number changes during powder densification. **Powder Technology**, v. 253, p. 368–376, 2014.
- GHADR, S.; ASSADI-LANGROUDI, A. Effect of grain size and shape on undrained behaviour of sands. **International Journal of Geosynthetics and Ground Engineering**, v. 5, n. 3, p. 18, 2019.
- GHORBANI, A.; SALIMZADEHSHOOILI, M.; MEDZVIECKAS, J.; KLIUKAS, R. Strength characteristics of cement-rice husk ash stabilised sand-clay mixture reinforced with polypropylene fibers. **The Baltic Journal of Road and Bridge Engineering**, v. 13, n. 4, p. 447–474, 2018.
- GOODARZI, A. R.; AKBARI, H. R.; SALIMI, M. Enhanced stabilization of highly expansive clays by mixing cement and silica fume. **Applied Clay Science**, v. 132–133, p. 675–684, 2016.
- GREEN, R. A.; BOMMER, J. J. What is the smallest earthquake magnitude that needs to be considered in assessing liquefaction hazard? **Earthquake Spectra**, v. 35, n. 3, p. 1441–1464, 2019.
- GUILLÉN, J. L. C. **Modelagem Elasto-plástica da liquefação dinâmica de solos**. 2008. 246f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil), Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2008.
- GUO, Y.; ZHANG, Y.; HUANG, H.; MENG, X.; LIU, Y.; TU, S.; LI, B. Novel glass ceramic foams materials based on polishing porcelain waste using the carbon ash waste as foaming agent. **Construction and Building Materials**, v. 125, p. 1093–1100, 2016.

- GUOXING, C.; QI, W.; TIAN, S.; KAI, Z.; ENQUAN, Z.; LINGYU, X.; YANGUO, Z. Cyclic behaviors of saturated sand-gravel mixtures under undrained cyclic triaxial loading. **Journal of Earthquake Engineering**, v. 25, n. 4, p. 756–789, 2021.
- HAN, Z.; CHENG, X.; MA, Q. An experimental study on dynamic response for MICP strengthening liquefiable sands. **Earthquake Engineering and Engineering Vibration**, v. 15, n. 4, p. 673–679, 2016.
- HEAD, K. H. **Manual of Soil Laboratory Testing - Volume 3: Effective Stress Tests**. 3. ed. Whittles Publishing, 2006.
- HEJAZI, S. M.; SHEIKHZADEH, M.; ABTAHI, S. M.; ZADHOUSH, A. A simple review of soil reinforcement by using natural and synthetic fibers. **Construction and Building Materials**, v. 30, p. 100–116, 2012.
- HOPPE FILHO, J.; GOBBI, A.; PEREIRA, E.; QUARCIONI, V. A.; MEDEIROS, M. H. F. de. Atividade pozolânica de adições minerais para cimento Portland (Parte I): Índice de atividade pozolânica (IAP) com cal, difração de raios-X (DRX), termogravimetria (TG/DTG) e Chapelle modificado. **Matéria (Rio de Janeiro)**, v. 22, n. 3, 2017.
- HORPIBULSUK, S.; RACHAN, R.; RAKSACHON, Y. Role of fly ash on strength and microstructure development in blended cement stabilized silty clay. **Soils and Foundations**, v. 49, n. 1, p. 85–98, 2009.
- HUANG, J. T.; AIREY, D. W. Properties of artificially cemented carbonate sand. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 124, n. 6, p. 492–499, 1998.
- HUANG, Y.; WANG, L. Experimental studies on nanomaterials for soil improvement: a review. **Environmental Earth Sciences**, v. 75, n. 6, p. 497, 2016.
- HUANG, Y.; YU, M. **Hazard analysis of seismic soil liquefaction**. Springer, 2017.
- HUSSAIN, M.; SACHAN, A. Dynamic characteristics of natural kutch sandy soils. **Soil Dynamics and Earthquake Engineering**, v. 125, p. 105717, 2019.
- IDRISS, I. M.; BOULANGER, R. W. **Soil liquefaction during earthquakes**. 2. ed. Oakland: Earthquake Engineering Research Institute, 2008.
- ISHIHARA, K. **Soil behaviour in earthquake geotechnics**. 1. ed. Oxford: Clarendon Press, 1996.
- ISHIHARA, K.; UENO, K.; YAMADA, S.; YASUDA, S.; YONEOKA, T. Breach of a tailings dam in the 2011 earthquake in Japan. **Soil Dynamics and Earthquake Engineering**, v. 68, p. 3–22, 2015.
- JACOBY, P. C.; PELISSER, F. Pozzolanic effect of porcelain polishing residue in Portland cement. **Journal of Cleaner Production**, v. 100, p. 84–88, 2015.

- JAFARPOUR, P.; MOAYED, R. Z.; KORDNAEIJ, A. Behavior of zeolite-cement grouted sand under triaxial compression test. **Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering**, v. 12, n. 1, p. 149–159, 2020.
- JAYANTHI, P. N. v.; SINGH, D. N. Utilization of sustainable materials for soil stabilization: State-of-the-Art. **Advances in Civil Engineering Materials**, v. 5, n. 1, p. 20150013, 2016.
- JEFFERIES, M.; BEEN, K. **Soil liquefaction: a critical state approach**. 2. ed. Boca Raton: CRC Press, 2015.
- JHA, J. N.; GILL, K. S.; CHOUDHARY, A. K. Effect of high fraction class F flyash on lime stabilization of soil. **International Journal of Geotechnics and Environment**, v. 1, n. 2, p. 105–128, 2009.
- JRADI, L.; DUPLA, J.-C.; SEIF EL DINE, B.; CANOU, J. Effect of fine particles on cyclic liquefaction resistance of sands. **International Journal of Geotechnical Engineering**, v. 14, n. 8, p. 860–875, 2020.
- KANG, X.; XIA, Z.; CHEN, R.; GE, L.; LIU, X. The critical state and steady state of sand: A literature review. **Marine Georesources & Geotechnology**, v. 37, n. 9, p. 1105–1118, 2019.
- KARIM, M. E.; ALAM, Md. J. Effect of nonplastic silt content on undrained shear strength of sand–silt mixtures. **International Journal of Geo-Engineering**, v. 8, n. 1, p. 14, 2017.
- KAYA, Z.; ERKEN, A. Cyclic and post-cyclic monotonic behavior of Adapazari soils. **Soil Dynamics and Earthquake Engineering**, v. 77, p. 83–96, 2015.
- KAYACI, K. The use of perlite as flux in the production of porcelain stoneware tiles. **Boletín de la Sociedad Española de Cerámica y Vidrio**, v. 60, n. 5, p. 283–290, 2021.
- KERAMATIKERMAN, M.; CHEGENIZADEH, A.; NIKRAZ, H. Experimental study on effect of fly ash on liquefaction resistance of sand. **Soil Dynamics and Earthquake Engineering**, v. 93, p. 1–6, 2017.
- KERAMATIKERMAN, M.; CHEGENIZADEH, A.; YILMAZ, Y.; NIKRAZ, H. Effect of lime treatment on static liquefaction behavior of sand–bentonite mixtures. **Journal of Materials in Civil Engineering**, v. 30, n. 11, p. 06018017, 2018.
- KHAJEH, A.; JAMSHIDI CHENARI, R.; PAYAN, M. A simple review of cemented non-conventional materials: Soil composites. **Geotechnical and Geological Engineering**, v. 38, n. 2, p. 1019–1040, 2020.
- KHASHILA, M.; HUSSIEN, M. N.; KARRAY, M.; CHEKIREN, M. Liquefaction resistance from cyclic simple and triaxial shearing: a comparative study. **Acta Geotechnica**, v. 16, n. 6, p. 1735–1753, 2021.

- KOLAY, P. K.; PURI, V. K.; LAMA TAMANG, R.; REGMI, G.; KUMAR, S. Effects of fly ash on liquefaction characteristics of Ottawa sand. **International Journal of Geosynthetics and Ground Engineering**, v. 5, n. 2, p. 6, 2019.
- KOPPE, J. C. Lessons learned from the two major tailings dam accidents in Brazil. **Mine Water and the Environment**, v. 40, n. 1, p. 166–173, 2021.
- KRAMER, S. L. **Geotechnical Earthquake Engineering**. Prentice Hall, 1996.
- KRAMER, S. L.; SEED, H. B. Initiation of soil liquefaction under static loading conditions. **Journal of Geotechnical Engineering**, v. 114, n. 4, p. 412–430, 1988.
- KRIM, A.; ARAB, A.; CHEMAM, M.; BRAHIM, A.; SADEK, M.; SHAHROUR, I. Experimental study on the liquefaction resistance of sand–clay mixtures: Effect of clay content and grading characteristics. **Marine Georesources & Geotechnology**, v. 37, n. 2, p. 129–141, 2019.
- KRISHNAN, J.; SHARMA, P.; SHUKLA, S.; PANCHOLI, V.; DWIVEDI, V. K. Cyclic behaviour and durability analysis of sand grouted with optimum colloidal silica content. **Arabian Journal for Science and Engineering**, v. 45, n. 10, p. 8129–8144, 2020.
- KUMAR, S. S.; KRISHNA, A. M.; DEY, A. Evaluation of dynamic properties of sandy soil at high cyclic strains. **Soil Dynamics and Earthquake Engineering**, v. 99, p. 157–167, 2017.
- KUMAR, S. S.; KRISHNA, A. M.; DEY, A. Dynamic properties and liquefaction behaviour of cohesive soil in northeast India under staged cyclic loading. **Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering**, v. 10, n. 5, p. 958–967, 2018.
- KUMMER, L.; BASSETT, F. J.; RIELLA, H. G.; AZEVEDO, J. C. R. Reutilização dos resíduos de polimento de porcelanato e feldspato na fabricação de novo produto cerâmico. **Cerâmica Industrial**, v. 12, n. 3, p. 34–38, 2007.
- LADE, P. V. **Triaxial Testing of Soils**, John Wiley & Sons, 2016.
- LADE, P. V.; TRADS, N. The role of cementation in the behaviour of cemented soils. **Geotechnical Research**, v. 1, n. 4, p. 111–132, 2014.
- LEE, M.; GOMEZ, M. G.; EL KORTBAWI, M.; ZIOTOPOULOU, K. Effect of light biocementation on the liquefaction triggering and post-triggering behavior of loose sands. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 148, n. 1, 2022.
- LENTINI, V.; CASTELLI, F. Liquefaction resistance of sandy soils from undrained cyclic triaxial tests. **Geotechnical and Geological Engineering**, v. 37, n. 1, p. 201–216, 2019.
- LEROUEIL, S.; VAUGHAN, P. R. The general and congruent effects of structure in natural soils and weak rocks. **Géotechnique**, v. 40, n. 3, p. 467–488, 1990.

- LI, D.; LIU, X.; LIU, X. Experimental study on artificial cemented sand prepared with ordinary portland cement with different contents. **Materials**, v. 8, n. 7, p. 3960–3974, 2015.
- LI, L. G.; OUYANG, Y.; ZHUO, Z.-Y.; KWAN, A. K. H. Adding ceramic polishing waste as filler to reduce paste volume and improve carbonation and water resistances of mortar. **Advances in Bridge Engineering**, v. 2, n. 1, p. 3, 2021.
- LI, L. G.; ZHUO, Z. Y.; KWAN, A. K. H.; ZHANG, T. S.; LU, D. G. Cementing efficiency factors of ceramic polishing residue in compressive strength and chloride resistance of mortar. **Powder Technology**, v. 367, p. 163–171, 2020a.
- LI, L. G.; ZHUO, Z. Y.; ZHU, J.; KWAN, A. K. H. Adding ceramic polishing waste as paste substitute to improve sulphate and shrinkage resistances of mortar. **Powder Technology**, v. 362, p. 149–156, 2020b.
- LI, X.; XU, W.; CHANG, L.; YANG, W. Shear behaviour of aeolian sand with different density and confining pressure. **Applied Sciences**, v. 12, n. 6, p. 3020, 2022.
- LIANG, B.; ZHANG, M.; LI, H.; ZHAO, M.; XU, P.; DENG, L. Preparation of ceramic foams from ceramic tile polishing waste and fly ash without added foaming agent. **Ceramics International**, v. 47, n. 16, p. 23338–23349, 2021.
- LIAO, H. J.; HUANG, C. C.; CHAO, B. S. Liquefaction resistance of a colloid silica grouted sand. *In: Grouting and Ground Treatment*. Reston, VA: American Society of Civil Engineers, 2003. p. 1305–1313.
- LIN, D.-F.; LIN, K.-L.; HUNG, M.-J.; LUO, H.-L. Sludge ash/hydrated lime on the geotechnical properties of soft soil. **Journal of Hazardous Materials**, v. 145, n. 1–2, p. 58–64, 2007.
- LIU, J. Influence of fines contents on soil liquefaction resistance in cyclic triaxial test. **Geotechnical and Geological Engineering**, v. 38, n. 5, p. 4735–4751, 2020.
- LOMBARDI, D.; BHATTACHARYA, S.; HYODO, M.; KANEKO, T. Undrained behaviour of two silica sands and practical implications for modelling SSI in liquefiable soils. **Soil Dynamics and Earthquake Engineering**, v. 66, p. 293–304, 2014.
- MAHMOUDI, Y.; CHERIF TAIBA, A.; HAZOUT, L.; BELKHATIR, M.; BAILLE, W. Packing density and overconsolidation ratio effects on the mechanical response of granular soils. **Geotechnical and Geological Engineering**, v. 38, n. 1, p. 723–742, 2020.
- MAHVASH, S.; LÓPEZ-QUEROL, S.; BAHADORI-JAHROMI, A. Effect of fly ash on the bearing capacity of stabilised fine sand. **Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Ground Improvement**, v. 171, n. 2, p. 82–95, 2018.

- MATOS, P. R.; OLIVEIRA, A. L.; PELISSER, F.; PRUDÊNCIO JÚNIOR, L. R. Rheological behavior of Portland cement pastes and self-compacting concretes containing porcelain polishing residue. **Construction and Building Materials**, v. 175, p. 508–518, 2018a.
- MATOS, P. R.; PRUDÊNCIO, L. R.; OLIVEIRA, A. L.; PELISSER, F.; GLEIZE, P. J. P. Use of porcelain polishing residue as a supplementary cementitious material in self-compacting concrete. **Construction and Building Materials**, v. 193, p. 623–630, 2018b.
- MATOS, P. R.; JIAO, D.; ROBERTI, F.; PELISSER, F.; GLEIZE, P. J. P. Rheological and hydration behaviour of cement pastes containing porcelain polishing residue and different water-reducing admixtures. **Construction and Building Materials**, v. 262, p. 120850, 2020.
- MCCARTHY, M. J.; CSETENYI, L. J.; SACHDEVA, A.; DHIR, R. K. Identifying the role of fly ash properties for minimizing sulfate-heave in lime-stabilized soils. **Fuel**, v. 92, n. 1, p. 27–36, 2012.
- MEDEIROS, A. G.; GURGEL, M. T.; SILVA, W. G.; OLIVEIRA, M. P.; FERREIRA, R. L. S.; LIMA, F. J. N. Evaluation of the mechanical and durability properties of eco-efficient concretes produced with porcelain polishing and scheelite wastes. **Construction and Building Materials**, v. 296, p. 123719, 2021.
- MINYONG, L.; G, G. M.; MAYA, E. K.; KATERINA, Z. Effect of light biocementation on the liquefaction triggering and post-triggering behavior of loose sands. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 148, n. 1, p. 04021170, 2022.
- MISSOUM, H.; BELKHATIR, M.; BENDANI, K.; MALIKI, M. Laboratory investigation into the effects of silty fines on Liquefaction susceptibility of Chlef (Algeria) sandy soils. **Geotechnical and Geological Engineering**, v. 31, n. 1, p. 279–296, 2013.
- MITAL, U.; MOHAMMADNEJAD, T.; ANDRADE, J. E. Flow liquefaction instability as a mechanism for lower end of liquefaction charts. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 143, n. 9, p. 04017065, 2017.
- MOAYED, R. Z.; IZADI, E.; HEIDARI, S. Stabilization of saline silty sand using lime and micro silica. **Journal of Central South University**, v. 19, n. 10, p. 3006–3011, 2012.
- MOHAMEDZEIN, Y. E.-A.; AL-RAWAS, A. A. Cement-stabilization of Sabkha soils from Al-Auzayba, Sultanate of Oman. **Geotechnical and Geological Engineering**, v. 29, n. 6, p. 999–1008, 2011.
- MOHAMEDZEIN, Y.; AL-HASHMI, A.; AL-ABRI, A.; AL-SHEREIQI, A. Polymers for stabilisation of Wahiba dune sands, Oman. **Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Ground Improvement**, v. 172, n. 2, p. 76–84, 2019.

- MOHAMMADI, A.; QADIMI, A. Characterizing the process of liquefaction initiation in Anzali shore sand through critical state soil mechanics. **Soil Dynamics and Earthquake Engineering**, v. 77, p. 152–163, 2015.
- MOLA-ABASI, H.; KORDTABAR, B.; KORDNAEIJ, A. Effect of natural zeolite and cement additive on the strength of sand. **Geotechnical and Geological Engineering**, v. 34, n. 5, p. 1539–1551, 2016.
- MOLA-ABASI, H.; SABERIAN, M.; SEMSANI, S. N.; LI, J.; KHAJEH, A. Triaxial behaviour of zeolite-cemented sand. **Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Ground Improvement**, v. 173, n. 2, p. 82–92, 2020.
- MONTGOMERY, D. C. **Design and Analysis of Experiments**, 9. ed. John Wiley & Sons, 2017.
- MONTOYA, B. M.; DEJONG, J. T.; BOULANGER, R. W. Dynamic response of liquefiable sand improved by microbial-induced calcite precipitation. **Géotechnique**, v. 63, n. 4, p. 302–312, 2013.
- MOON, S.-W.; VINOTH, G.; SUBRAMANIAN, S.; KIM, J.; KU, T. Effect of fine particles on strength and stiffness of cement treated sand. **Granular Matter**, v. 22, n. 1, p. 9, 2020.
- MULABDIC, M. **Area Correction in Triaxial Testing**. Swedish Geotechnical Institute, Varia 408. 1993. Disponível em: <https://www.diva-portal.org/smash/get/diva2:1300328/FULLTEXT01.pdf>. Acesso em: 25 de maio de 2021.
- NATIONAL INFORMATION SERVICE FOR EARTHQUAKE ENGINEERING. **Soil liquefaction, Niigata**. 1964. Disponível em: https://nisee.berkeley.edu/elibrary/files/jpg/6257_3021_0662/IMG0013.jpg. Acesso em: 29 de junho de 2020.
- NI, X. Q.; ZHANG, Z.; YE, B.; ZHANG, S. Unique relation between pore water pressure generated at the first loading cycle and liquefaction resistance. **Engineering Geology**, v. 296, p. 106476, 2022.
- NICHOLSON, P. G. **Soil improvement and ground modification methods**. Butterworth-Heinemann, 2014.
- NOORZAD, R.; FARDAD AMINI, P. Liquefaction resistance of Babolsar sand reinforced with randomly distributed fibers under cyclic loading. **Soil Dynamics and Earthquake Engineering**, v. 66, p. 281–292, 2014.
- NTC. **Norme tecniche per le costruzioni**. Decreto Ministeriale 14 Gennaio 2008.
- OLIVEIRA, M. C. **Estudo de Liquefação por Instabilidade de Fluxo de Solos Arenos-Siltosos em Laboratório**. 2014. 126f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, Porto, 2014.

- PAPADOPOULOS, G. A.; PLESSA, A. Magnitude–distance relations for earthquake-induced landslides in Greece. **Engineering Geology**, v. 58, n. 3–4, p. 377–386, 2000.
- PAPATHANASSIOU, G.; PAVLIDES, S.; CHRISTARAS, B.; PITILAKIS, K. Liquefaction case histories and empirical relations of earthquake magnitude versus distance from the broader Aegean region. **Journal of Geodynamics**, v. 40, n. 2–3, p. 257–278, 2005.
- PARK, S.-S.; KIM, Y.-S. Liquefaction resistance of sands containing plastic fines with different plasticity. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 139, n. 5, p. 825–830, 2013.
- PAVLOPOULOU, E.-M. E.; GEORGIANNOU, V. N. Effect of colloidal silica aqueous gel on the monotonic and cyclic response of sands. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 147, n. 11, 2021.
- PEI, X.; ZHANG, F.; WU, W.; LIANG, S. Physicochemical and index properties of loess stabilized with lime and fly ash piles. **Applied Clay Science**, v. 114, p. 77–84, 2015.
- PELLENQ, R. J.-M.; VAN DAMME, H. Why does concrete set? The nature of cohesion forces in hardened cement-based materials. **Material Research Society Bulletin**, v. 29, n. 5, p. 319–323, 2004.
- POLITO, C. P.; GREEN, R. A.; LEE, J. Pore pressure generation models for sands and silty soils subjected to cyclic loading. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 134, n. 10, p. 1490–1500, 2008.
- POLITO, C. P.; SIBLEY, E. L. D. Threshold fines content and behavior of sands with nonplastic silts. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 57, n. 3, p. 462–465, 2020.
- PORCINO, D. D.; MARCIANÒ, V. Bonding degradation and stress–dilatancy response of weakly cemented sands. **Geomechanics and Geoengineering**, v. 12, n. 4, p. 221–233, 2017.
- PORCINO, D.; MARCIANÒ, V.; GRANATA, R. Cyclic liquefaction behaviour of a moderately cemented grouted sand under repeated loading. **Soil Dynamics and Earthquake Engineering**, v. 79, p. 36–46, 2015.
- PORCINO, D.; MARCIANÒ, V.; GRANATA, R. Static and dynamic properties of a lightly cemented silicate-grouted sand. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 49, n. 10, p. 1117–1133, 2012.
- POULOS, S. J.; CASTRO, G.; FRANCE, J. W. Liquefaction evaluation procedure. **Journal of Geotechnical Engineering**, v. 111, n. 6, p. 772–792, 1985.
- PUECH, A.; GARNIER, J. **Design of Piles Under Cyclic Loading: SOLCYP Recommendations**. John Wiley & Sons, 2017.

- PUPPALA, A. J. Advances in ground modification with chemical additives: From theory to practice. **Transportation Geotechnics**, v. 9, p. 123–138, 2016.
- RABBANI, P.; DAGHIGH, Y.; REZA ATRECHIAN, M.; KARIMI, M.; TOLOOIYAN, A. The potential of lime and grand granulated blast furnace slag (GGBFS) mixture for stabilisation of desert silty sands. **Journal of Civil Engineering Research**, v. 2, n. 6, p. 108–119, 2012.
- RAFAEL, H. M. A. M. 2012. **Análise do Potencial de Liquefação de uma Barragem de Rejeito**. 2012. 103f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2012.
- RAHMAN, Md. M.; SITHARAM, T. G. Cyclic liquefaction screening of sand with non-plastic fines: Critical state approach. **Geoscience Frontiers**, v. 11, n. 2, p. 429–438, 2020.
- RAHMAN, Md. Z.; SIDDIQUA, S.; KAMAL, A. S. M. M. Liquefaction hazard mapping by liquefaction potential index for Dhaka City, Bangladesh. **Engineering Geology**, v. 188, p. 137–147, 2015.
- RAMBALDI, E.; ESPOSITO, L.; TUCCI, A.; TIMELLINI, G. Recycling of polishing porcelain stoneware residues in ceramic tiles. **Journal of the European Ceramic Society**, v. 27, n. 12, p. 3509–3515, 2007.
- RASOULI, H.; FATAHI, B. Liquefaction and post-liquefaction resistance of sand reinforced with recycled geofibre. **Geotextiles and Geomembranes**, v. 50, n.1, p. 69–81, 2022.
- RASOULI, H.; FATAHI, B.; NIMBALKAR, S. Liquefaction and post-liquefaction assessment of lightly cemented sands. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 57, n. 2, p. 173–188, 2020.
- RIBEIRO, D.; NÉRI, R.; CARDOSO, R. Influence of water content in the UCS of soil-cement mixtures for different cement dosages. **Procedia Engineering**, v. 143, p. 59–66, 2016.
- RIOS, S.; KOWALSKA, M.; VIANA DA FONSECA, A. Cyclic and dynamic behavior of sand–rubber and clay–rubber mixtures. **Geotechnical and Geological Engineering**, v. 39, n. 5, p. 3449–3467, 2021.
- RIOS, S.; VIANA DA FONSECA, A.; BAUDET, B. A. On the shearing behaviour of an artificially cemented soil. **Acta Geotechnica**, v. 9, n. 2, p. 215–226, 2014.
- RIOS, S.; VIANA DA FONSECA, A.; CONSOLI, N. C.; FLOSS, M.; CRISTELO, N. Influence of grain size and mineralogy on the porosity/cement ratio. **Géotechnique Letters**, v. 3, n. 3, p. 130–136, 2013.
- RIVEROS, G. A.; SADREKARIMI, A. Liquefaction resistance of Fraser River sand improved by a microbially-induced cementation. **Soil Dynamics and Earthquake Engineering**, v. 131, p. 106034, 2020.

- ROGERS, C. D. F.; GLENDINNING, S. T.; ROFF, T. E. J. Lime modification of clay soils for construction expediency. **Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Geotechnical Engineering**, v. 125, n. 4, p. 242–249, 1997.
- ROUHOLAMIN, M.; BHATTACHARYA, S.; ORENSE, R. P. Effect of initial relative density on the post-liquefaction behaviour of sand. **Soil Dynamics and Earthquake Engineering**, v. 97, p. 25–36, 2017.
- SADREKARIMI, A. Influence of state and compressibility on liquefied strength of sands. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 50, n. 10, p. 1067–1076, 2013.
- SADREKARIMI, A.; RIVEROS, G. A. Static liquefaction analysis of the fundão dam failure. **Geotechnical and Geological Engineering**, v. 38, n. 6, p. 6431–6446, 2020.
- SAĞLAM, S.; BAKIR, B. S. Cyclic response of saturated silts. **Soil Dynamics and Earthquake Engineering**, v. 61–62, p. 164–175, 2014.
- SALDANHA, R. B. **Misturas cinza volante, cal de carbureto e cloreto de sódio: Comportamento da resistência à compressão simples, durabilidade e lixiviação em coluna**. 2018. 188f. Tese (Doutorado em Engenharia), Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2018.
- SALEM, M.; ELMAMLOUK, H.; AGAIBY, S. Static and cyclic behavior of North Coast calcareous sand in Egypt. **Soil Dynamics and Earthquake Engineering**, v. 55, p. 83–91, 2013.
- SALVATORE, E.; MODONI, G.; MASCOLO, M. C.; GRASSI, D.; SPAGNOLI, G. Experimental evidence of the effectiveness and applicability of colloidal nanosilica grouting for liquefaction mitigation. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 146, n. 10, p. 04020108, 2020.
- SANA, H.; NATH, S. K. Liquefaction potential analysis of the Kashmir valley alluvium, NW Himalaya. **Soil Dynamics and Earthquake Engineering**, v. 85, p. 11–18, 2016.
- SÁNCHEZ DE ROJAS, M. I.; FRÍAS, M.; SABADOR, E.; ASENSIO, E.; RIVERA, J.; MEDINA, C. Use of ceramic industry milling and glazing waste as an active addition in cement. **Journal of the American Ceramic Society**, v. 101, n. 5, p. 2028–2037, 2018.
- SANTOS, S. H. C.; LIMA, S. S.; SILVA, F. C. M. Risco sísmico na Região Nordeste do Brasil. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, v. 3, n. 3, p. 374–389, 2010.
- SASAKI, T.; KUWANO, R. Undrained cyclic triaxial testing on sand with non-plastic fines content cemented with microbially induced CaCO₃. **Soils and Foundations**, v. 56, n. 3, p. 485–495, 2016.
- SAXENA, S. K.; REDDY, K. R.; AVRAMIDIS, A. S. Liquefaction resistance of artificially cemented sand. **Journal of Geotechnical Engineering**, v. 114, n. 12, p. 1395–1413, 1988.

- SCHNAID, F.; PRIETTO, P. D. M.; CONSOLI, N. C. Characterization of cemented sand in triaxial compression. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 127, n. 10, p. 857–868, 2001.
- SCHOFIELD, A.; WROTH, C. P. **Critical state soil mechanics**, New York: McGraw-Hill, 1968.
- SEED, H. B., MARTIN, P. P., LYSMER, J. **The generation and dissipation of pore water pressures during soil liquefaction**. Rep. No. EERC 75-26, University of California, Berkeley, California. 1975.
- SEED, H. B.; IDRIS, I. M. Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential. **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division**, v. 97, n. 9, p. 1249–1273, 1971.
- SEED, H. B.; TOKIMATSU, K.; HARDER, L. F.; CHUNG, R. M. Influence of SPT procedures in soil liquefaction resistance evaluations. **Journal of Geotechnical Engineering**, v. 111, n. 12, p. 1425–1445, 1985.
- SEED, R. B., CETIN, K. O., MOSS, R. E. S., KAMMERER, A.M., WU, J., PESTANA, J.M., RIEMER, M.F., SANCIO, R.B., BRAY, J.D., KAYEN, R.E., FARIS, A. 2003. **Recent Advances in Soil Liquefaction Engineering: a unified and consistent Framework**, Report No. EERC-2003/06, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
- SEKHAR, D. C.; NAYAK, S. Utilization of granulated blast furnace slag and cement in the manufacture of compressed stabilized earth blocks. **Construction and Building Materials**, v. 166, p. 531–536, 2018.
- SHAN, Y.; CUI, J.; WEN, H.; YU, S.; LI, Y. Analysis of dynamic properties and transitional failure of clay–sand mixture in fine-grained soil based on mineral composition. **Engineering Geology**, v. 296, p. 106464, 2022.
- SHARMA, A. K.; SIVAPULLAIAH, P. V. Strength development in fly ash and slag mixtures with lime. **Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Ground Improvement**, v. 169, n. 3, p. 194–205, 2016.
- SHARMA, S. S.; FAHEY, M. Evaluation of cyclic shear strength of two cemented calcareous soils. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 129, n. 7, p. 608–618, 2003.
- SILVA ROTTA, L. H.; ALCÂNTARA, E.; PARK, E.; NEGRI, R. G.; LIN, Y. N.; BERNARDO, N.; MENDES, T. S. G.; SOUZA FILHO, C. R. The 2019 Brumadinho tailings dam collapse: Possible cause and impacts of the worst human and environmental disaster in

- Brazil. **International Journal of Applied Earth Observation and Geoinformation**, v. 90, p. 102119, 2020.
- SILVA, F. B. S. **Avaliação de misturas de solo e resíduo de polimento de porcelanato para emprego em obras rodoviárias**. 2016. 103f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 2016.
- SILVA, M. G. **Avaliação da incorporação combinada dos resíduos de cascalho de perfuração de poço de petróleo e de polimento de porcelanato em cerâmica vermelha**. 2012. 157f. Tese (Doutorado em Ciência e Engenharia de Materiais), Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 2012.
- SILVANI, C.; BENETTI, M.; CONSOLI, N. C. Maximum tensile strength of sand - coal fly ash - lime blends for varying curing period and temperature. **Soils and Rocks**, v. 42, n. 1, p. 83–89, 2019.
- SIMATUPANG, M.; MANGALLA, L. K.; EDWIN, R. S.; PUTRA, A. A.; AZIKIN, M. T.; ASWAD, N. H.; MUSTIKA, W. The mechanical properties of fly-ash-stabilized sands. **Geosciences**, v. 10, n. 4, 2020.
- SOCIEDADE BRASILEIRA DE GEOFÍSICA. **Sismicidade do Brasil: Monitorar é imprescindível**. Boletim N° 96. Rio de Janeiro. 2017.
- SOUSA, I. V.; JARAMILLO NIEVES, L. J.; DAL-BÓ, A. G.; BERNARDIN, A. M. Valorization of porcelain tile polishing residue in the production of cellular ceramics. **Cleaner Engineering and Technology**, v. 6, p. 100381, 2022.
- SOUZA JÚNIOR, P. L. **Comportamento drenado e não drenado de uma areia eólica de Natal/RN**. 2019. 77f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal. 2019.
- SOUZA JÚNIOR, P. L.; SANTOS JÚNIOR, O. F.; FONTOURA, T. B. Drained and undrained behavior of an aeolian sand from Natal, Brazil. **Soils and Rocks**, v. 43, n. 2, p. 263–270, 2020.
- SOUZA, P. A. B. F. **Estudo do comportamento plástico, mecânico, microestrutural e térmico do concreto produzido com resíduo de porcelanato**. 2007. 232 f. Tese (Doutorado em Ciência e Engenharia de Materiais), Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal. 2007.
- STAMATOPOULOS, C. A. An experimental study of the liquefaction strength of silty sands in terms of the state parameter. **Soil Dynamics and Earthquake Engineering**, v. 30, n. 8, p. 662–678, 2010.

- SUN, X.; MIAO, L.; CHEN, R.; WANG, H.; WU, L.; XIA, J. Liquefaction resistance of biocemented loess soil. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 147, n. 11, p. 04021117, 2021.
- THEVANAYAGAM, S.; FIORILLO, M.; LIANG, J. Effect of non-plastic fines on undrained cyclic strength of silty sands. *Em*: 2000, Reston, VA. **Soil Dynamics and Liquefaction 2000**. Reston, VA: American Society of Civil Engineers, 2000. p. 77–91.
- TOYOTA, H.; TAKADA, S. Variation of liquefaction strength induced by monotonic and cyclic loading histories. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 143, n. 4, p. 04016120, 2017.
- TOYOTA, H.; TAKADA, S. Effects of gravel content on liquefaction resistance and its assessment considering deformation characteristics in gravel – mixed sand. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 56, n. 12, p. 1743–1755, 2019.
- TOYOTA, H.; TAKADA, S. Mechanical properties of cementitious sand and sand with small cyclic shear strain to assess aging effects on liquefaction. **Acta Geotechnica**, 2021.
- TRIANAFYLLOS, P. K.; GEORGIANNOU, V. N.; DAFALIAS, Y. F.; GEORGOPOULOS, I.-O. New findings on the evolution of the instability surface of loose sand. **Acta Geotechnica**, v. 15, n. 1, p. 197–221, 2020.
- VAID, Y. P.; CHERN, J. C. Effect of static shear on resistance to liquefaction. **Soils and Foundations**, v. 23, n. 1, p. 47–60, 1983.
- VAID, Y. P.; SIVATHAYALAN, S. Static and cyclic liquefaction potential of Fraser Delta sand in simple shear and triaxial tests. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 33, n. 2, p. 281–289, 1996.
- VRANNA, A.; TIKA, T. Undrained monotonic and cyclic response of weakly cemented sand. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 146, n. 5, p. 04020018, 2020.
- VRANNA, A.; TIKA, T.; PAPADIMITRIOU, A. Laboratory investigation into the monotonic and cyclic behaviour of a clean sand stabilised with colloidal silica. **Géotechnique**, v. 72, n. 5, p. 377–390, 2022.
- WALKER, R.; PAVÍA, S. Physical properties and reactivity of pozzolans, and their influence on the properties of lime–pozzolan pastes. **Materials and Structures**, v. 44, n. 6, p. 1139–1150, 2011.
- WANG, C.; WANG, S.; LI, X.; LIU, Y.; ZHANG, X.; CHANG, Q.; WANG, Y. Phase composition, microstructure, and properties of ceramic tile prepared using ceramic polishing

- waste as raw material. **International Journal of Applied Ceramic Technology**, v. 18, n. 3, p. 1052–1062, 2021a.
- WANG, D.; SHI, C.; FARZADNIA, N.; SHI, Z.; JIA, H. A review on effects of limestone powder on the properties of concrete. **Construction and Building Materials**, v. 192, p. 153–166, 2018a.
- WANG, Q.; WANG, L.; ZHONG, X.; GUO, P.; WANG, J.; MA, H.; GAO, Z.; WANG, H. Dynamic behaviour and constitutive relationship of saturated fly ash-modified loess. **European Journal of Environmental and Civil Engineering**, v. 25, n. 7, p. 1302–1317, 2021b.
- WANG, Y.; KONG, L.; WANG, Y.; WANG, M.; WANG, M. Liquefaction response of loose gassy marine sand sediments under cyclic loading. **Bulletin of Engineering Geology and the Environment**, v. 77, n. 3, p. 963–976, 2018b.
- WANG, Y.; WANG, Y.-L. Liquefaction characteristics of gravelly soil under cyclic loading with constant strain amplitude by experimental and numerical investigations. **Soil Dynamics and Earthquake Engineering**, v. 92, p. 388–396, 2017.
- WEI, X.; YANG, J. Characterizing the effects of fines on the liquefaction resistance of silty sands. **Soils and Foundations**, v. 59, n. 6, p. 1800–1812, 2019.
- WIĄCEK, J.; MOLENDĄ, M. Effect of particle size distribution on micro- and macromechanical response of granular packings under compression. **International Journal of Solids and Structures**, v. 51, n. 25–26, p. 4189–4195, 2014.
- WOO, S. I.; SALGADO, R. Bounding surface modeling of sand with consideration of fabric and its evolution during monotonic shearing. **International Journal of Solids and Structures**, v. 63, p. 277–288, 2015.
- XIAO, P.; LIU, H.; STUEDLEIN, A. W.; EVANS, T. M.; XIAO, Y. Effect of relative density and biocementation on cyclic response of calcareous sand. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 56, n. 12, p. 1849–1862, 2019.
- YANG, J.; LIANG, L. B.; CHEN, Y. Instability and liquefaction flow slide of granular soils: the role of initial shear stress. **Acta Geotechnica**, v. 17, n. 1, p. 65–79, 2022.
- YANG, Z. X.; PAN, K. Flow deformation and cyclic resistance of saturated loose sand considering initial static shear effect. **Soil Dynamics and Earthquake Engineering**, v. 92, p. 68–78, 2017.
- YOSHIDA, N. **Remedial measures against soil liquefaction: From investigation and design to implementation**. Taylor & Francis Group, UK, 1998.
- ZEGHAL, M.; EL SHAMY, U. Liquefaction of saturated loose and cemented granular soils. **Powder Technology**, v. 184, n. 2, p. 254–265, 2008.

ZHU, Z.; DUPLA, J.-C.; CANOU, J.; FOERSTER, E. Experimental study of liquefaction resistance: effect of non-plastic silt content on sand matrix. **European Journal of Environmental and Civil Engineering**, v. 26, n. 7, p. 2671–2689, 2022.

ZHU, Z.; ZHANG, F.; PENG, Q.; DUPLA, J. C.; CANOU, J.; CUMUNEL, G.; FOERSTER, E. Effect of the loading frequency on the sand liquefaction behaviour in cyclic triaxial tests. **Soil Dynamics and Earthquake Engineering**, v. 147, p. 106779, 2021.