



Francisco Mateus Gomes Lopes

**ESTUDO DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DE AREIAS
ARTIFICIALMENTE CIMENTADAS**

Natal, RN

2012

Francisco Mateus Gomes Lopes

**ESTUDO DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DE AREIAS
ARTIFICIALMENTE CIMENTADAS**

Dissertação apresentada ao programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da Universidade Federal do Rio Grande do Norte, como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Olavo Francisco dos Santos Junior

Natal, RN

2012

Francisco Mateus Gomes Lopes

**ESTUDO DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DE AREIAS
ARTIFICIALMENTE CIMENTADAS**

Dissertação apresentada ao programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da Universidade Federal do Rio Grande do Norte, como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

BANCA EXAMINADORA

Olavo Francisco dos Santos Junior – Orientador

Yuri Daniel Jatobá Costa – Examinador Interno - UFRN

Ricardo Nascimento Flores Severo – Examinador Externo - IFRN

Bernadete Ragoni Danziger – Examinador Externo - UERJ

Natal, RN
09 de Março de 2012

A minha família: a base sólida tão importante.
Aos meus amigos: o apoio nas horas de dificuldade.

AGRADECIMENTOS

A minha família: meus pais Lenira e Márcio, e meus irmãos Gabriel e Marília. A compreensão, o estímulo e a confiança de vocês me deram a força e permitiram que eu chegasse tão longe.

Aos meus muitos amigos: Cristiane Dias, Hélio Costa, Karla Costa, Andrew de Galvão, Beniane Cavalcante, Elaine Matos, Aline Lopes, Érica Queiroz, Leina Karina, Rafaela França, Marjory Lima e Amanda Amarillis, cujas presenças, em momentos e de formas distintas, contribuíram para minha realização pessoal e profissional.

Ainda a: Antonio Igor, Daniele Eufrásio, Ilzenete Meneses, Aline Dantas e Jefferson Dantas, que além da amizade, compartilharam durante essa jornada os mesmos objetivos acadêmicos e mesmas dificuldades, ainda que em áreas distintas. Juntos conseguimos, ou conseguiremos esse tão suado título de mestre.

A Leonete Ferreira, além da grande amizade, pelo incentivo, colaboração, ajuda, persistência, entusiasmo, coleguismo profissional e exemplo acadêmico.

Aos Colegas de mestrado: Veruska Rocha, Larissa Dantas, Júlio César, Leonardo Tavares e John Glennedy, pelo apoio mútuo naquelas horas que pareceram complicadas.

Ao meu orientador, Professor Olavo, pela compreensão, atenção e incentivo.

Aos professores do Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, pelo empenho na transmissão de todos os conhecimentos tão essenciais.

Aos bolsistas de apoio do Laboratório de Solos do Núcleo Tecnológico da UFRN, em especial a João Paulo Costa, pela colaboração e ajuda fundamental em todas as etapas da fase experimental dessa pesquisa.

Aos que de todas as formas contribuíram para esse trabalho.

ESTUDO DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DE AREIAS ARTIFICIALMENTE CIMENTADAS

Francisco Mateus Gomes Lopes

Orientador: Prof. Dr. Olavo Francisco dos Santos Junior

RESUMO

Solos melhorados com adição de cimento têm sido bastante utilizados como alternativa na construção de diversos tipos de obras geotécnicas, quase sempre por apresentar vantagens econômicas e ambientais. Este trabalho apresenta um estudo sobre a utilização de cimento no melhoramento das propriedades mecânicas de solos arenosos característicos da região de Natal, coletados em dunas. Foi avaliada a influência do teor de cimento, do índice de vazios, da inundação e da tensão confinante. Corpos-de-prova moldados a partir de misturas de solo-cimento foram submetidos a ensaios de resistência à compressão simples e à compressão triaxial convencional. Nas amostras as porcentagens de cimento foram variadas em 2,5%, 5% e 10% em peso. O agente cimentante utilizado foi o Cimento Portland de Alta resistência inicial (CP-V ARI), que promoveu agilidade ao procedimento experimental por apresentar um processo de cura mais rápido. Os índices de vazios utilizados variaram de 0,7 (mais compacto), 0,9 e 1,1 (mais fofo). O solo estudado pode ser considerado como uma areia pura. De uma forma geral, pode-se afirmar que quanto maior a quantidade de cimento adicionado à areia estudada, maior a sua resistência final. Da mesma forma, quanto mais compacto estiver esse solo, isto é, quanto menor o índice de vazios, mais resistente ele se apresentará. A tensão confinante tende a aumentar a resistência dos corpos de prova. Nos graus de cimentação adotados, a utilização de diferentes critérios de ruptura não alterou significativamente os parâmetros tensão-deformação para a areia estudada. Os valores de ângulo de atrito encontrados estavam dentro dos valores típicos para areias médias e compactas. A cimentação agiu na areia de modo a proporcionar um intercepto de coesão que aumentou com o incremento da cimentação. Nos ensaios de compressão triaxial, a areia com índice de vazios igual a 0,7 apresentou o comportamento esperado para uma areia compacta, enquanto o comportamento tensão deformação da mesma areia com índice de vazios de 0,9 tendeu ao esperado para a areia fofo.

PALAVRAS CHAVE: Areia, cimento, comportamento tensão-deformação, índice de vazios, resistência à compressão.

EVALUATION OF THE MECHANICAL BEHAVIOUR OF ARTIFICIALLY CEMENTED SAND

Francisco Mateus Gomes Lopes

Adviser: Prof. Dr. Olavo Francisco dos Santos Junior

ABSTRACT

Soil improved with the addition of cement have been utilized as an alternative to the construction of various types of geotechnical works, almost always present economic and environmental advantages. This paper presents a study on the usage of cement in the improvement of mechanical properties of sandy soils, characteristic of the region of Natal, collected from its dunes. This research was made in order to analyze the influence of cement content, voids, and also including water immersion and confining pressure. Samples molded from cement-soil mixtures were tested for unconfined compression tests and triaxial tests. The samples had the percentage of cement mixed in 2.5%, 5% and 10% by weight. The cement agent used was the Portland Cement of High Early strength(CPV-ARI), which promoted agility to the experimental procedure for presenting a rapid gain in strenght. The void ratio used ranged from 0.7 (more compact), 0,9 and 1,1(softer). The soil under study can be considered as pure sand. In general, it can be stated that the larger the amount of cement added to the sand studied is, the greater ultimate strength will be. Likewise, as more compact the soil is, the less void ratio and more resistant it will be present. The confining pressure tends to increase the resistance of the specimens. The cementing adopted grades showed that the use of different criteria for failure did not significantly alter the stress-strain parameters for the sand studied. The angle of friction values were found within the typical range of medium and compact sands. Cementing acted in the sand providing an intercepted cohesion which increased enhancing the potential cementation. In triaxial compression tests, the sand with void ratio is equal to 0.7 and showed the expected behavior for a compact sand while the stress-strain behavior of the same sand with the void ratio of 0.9 tended to be expected for the soft sand as well.

KEYWORDS: sand, cement, stress-strain behavior, void ratio, compressive strenght.

SUMÁRIO

<i>LISTA DE FIGURAS</i>	10
<i>LISTA DE TABELAS</i>	12
<i>LISTA DE QUADROS</i>	12
<i>LISTA DE EQUAÇÕES</i>	13
INTRODUÇÃO	16
1.1 ASPECTOS INICIAIS SOBRE SOLOS CIMENTADOS	16
1.2 OBJETIVO DA PESQUISA	20
1.3 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO	20
REVISÃO DA LITERATURA	22
2.1 ESTADO DA ARTE	22
2.2 COMPORTAMENTO IDEALIZADO PARA SOLOS CIMENTADOS.....	30
MATERIAIS E MÉTODOS.....	35
3.1 MATERIAIS	35
3.1.1 AGENTE CIMENTANTE	35
3.1.2 SOLO	37
3.2. METODOLOGIA.....	40
3.2.1 O ENSAIO DE COMPRESSÃO SIMPLES	41
3.2.2 O ENSAIO DE COMPRESSÃO TRIAXIAL.....	44
RESULTADOS E DISCUSSÕES	51
4.1 RESULTADOS DA COMPRESSÃO SIMPLES	51
4.2 RESULTADOS DA COMPRESSÃO TRIAXIAL.....	59
4.2.1 RESULTADOS EM TERMOS DE VARIAÇÃO DA TENSÃO DESVIADORA	59
4.2.2 RESULTADOS EM TERMOS DE VARIAÇÃO DA POROPRESSÃO	66
4.2.3 RESULTADOS EM TERMOS DAS TRAJETÓRIAS DE TENSÕES EFETIVAS.....	73
4.2.4 AVALIAÇÃO DOS RESULTADOS EM TERMOS DOS POSSÍVEIS CRITÉRIOS DE RUPTURA.....	74
4.2.5 RESULTADOS EM TERMOS DA ENVOLTÓRIA DE RESISTÊNCIA.....	81

4.2.6 AVALIAÇÃO DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS TRIAXIAS LEVANDO EM CONTA DIFERENTES ÍNDICES DE VAZIOS	89
CONSIDERAÇÕES FINAIS	101
5.1 CONCLUSÕES REFERENTES À COMPRESSÃO SIMPLES	101
5.2 CONCLUSÕES REFERENTES À COMPRESSÃO TRIAXIAL	101
5.3 CONSIDERAÇÕES GERAIS	103
5.4 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	103
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	105

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

LISTA DE FIGURAS

CAPÍTULO 2

- Figura 2.1- Superfície de escoamento plástico no espaço das tensões.....31
Figura 2.2– Comportamento idealizado de um solo cimentado onde o efeito da cimentação é preponderante (baseado em Coop e Atkinson, 1993 e Prietto, 2004) 32
Figura 2.3 - Curva tensão deformação em ensaios com baixos níveis de tensão.....33
Figura 2.4 - Curva tensão - deformação em ensaios com níveis tensão mais altos..33

CAPÍTULO 3

- Figura 3.1– Evolução média da resistência à compressão dos diferentes tipos de cimento. (Adaptado de CRUZ, 2008).36
Figura 3.2– Município de Natal/RN (Adaptado de www.wikipedia.org)38
Figura 3.3– Mapa Geológico da Região de Natal/RN. Adaptado de Angelim, 2007 .38
Figura 3.4– Aspecto do solo arenoso coletado.39
Figura 3.5– Aspecto do entorno da região de coleta do solo, no campus da UFRN. Destaque para as formações dunares na região do campus.39
Figura 3.6- Distribuição Granulométrica da Areia estudada.....40
Figura 3.7– Prensa utilizada na compressão simples42
Figura 3.8– Corpo de prova sob tensão de confinamento (adaptado de DAS, 2007)45
Figura 3.9– Variação de volume no corpo de prova provocada pela tensão de confinamento. (adaptado de DAS, 2007)45
Figura 3.10– esquema de aplicação da tensão desviadora, ou incremento de σ_1 (adaptado de DAS, 2007).....45
Figura 3.11– Comportamento esperado da tensão desviadora em função da deformação axial para areia fofa e argila normalmente adensada. (adaptado de Das, 2007)46
Figura 3.12– Comportamento esperado da tensão desviadora em função da deformação axial para areia compacta e argila sobreadensada. (adaptado de Das, 2007)46
Figura 3.13– Comportamento esperado da variação da poropressão coma deformação axial para areia fofa e argila normalmente adensada. (adaptado de Das, 2007)46
Figura 3.14– Comportamento esperado da variação da poropressão coma deformação axial para areia compacta e argila sobreadensada. (adaptado de Das, 2007)47
Figura 3.15– Vista completa do equipamento utilizado, em fase de preparação para o adensamento.....47
Figura 3.16– Vista da base da célula triaxial e camisa de acrílico.49
Figura 3.17– corpo de prova devidamente assentado sobre a base triaxial.49
Figura 3.18– Corpo de prova envolto na membrana de látex.49
Figura 3.19– vedação da câmara triaxial.49
Figura 3.20– Câmara pronta para ser preenchida de água.....50
Figura 3.21– Preenchimento de água da câmara concluído.50

CAPÍTULO 4

Figura 4.1 - Resistências médias na condição inundada	53
Figura 4.2 Resistência média na condição não inundada	54
Figura 4.3 - Resistência Média à Compressão.....	54
Figura 4.4 - Relação entre teor de cimento e resistência à compressão simples para cada índice de vazios	55
Figura 4.5 - Índice de vazios x Resistência à compressão nas condições inundadas e não inundadas.....	56
Figura 4.6 - Gráfico relacionado o quociente V_v/V_{ci} com a resistência à compressão simples para amostras inundadas.....	58
Figura 4.7 - Gráfico relacionado o quociente V_v/V_{ci} com a resistência à compressão simples para amostras não inundadas.....	58
Figura 4.8 - Tensão Desviadora x Deformação Axial. Cimentação 2,5%; $e=0,7$	59
Figura 4.9 - Tensão desviadora x Deformação Axial. Cimentação 5%; $e=0,7$	60
Figura 4.10– Tensão Desviadora x Deformação Axial. Cimentação 10%; $e=0,7$	60
Figura 4.11– Tensão Desviadora x Deformação Axial. Tensão Confinante de 100kPa; $e=0,7$	64
Figura 4.12– Tensão Desviadora x Deformação Axial. Tensão Confinante de 200kPa; $e=0,7$	64
Figura 4.13 – Tensão Desviadora x Deformação Axial. Tensão Confinante de 300kPa; $e=0,7$	65
Figura 4.14– Tensão Desviadora x Deformação Axial. Tensão Confinante de 400kPa; $e=0,7$	65
Figura 4.15- Poropressão x Deformação Axial. Cimentação 2,5%; $e=0,7$	66
Figura 4.16- Poropressão x Deformação Axial. Cimentação 5%; $e=0,7$	66
Figura 4.17- Poropressão x Deformação Axial. Cimentação 10%; $e=0,7$	67
Figura 4.18- Poropressão x Deformação Axial. Confinante 100kPa ; $e=0,7$	71
Figura 4.19- Poropressão x Deformação Axial. Confinante 200kPa ; $e=0,7$	71
Figura 4.20- Poropressão x Deformação Axial. Confinante 300kPa ; $e=0,7$	72
Figura 4.21- Poropressão x Deformação Axial. Confinante 400kPa ; $e=0,7$	72
Figura 4.22– Trajetória de Tensões Efetivas. Cimentação = 2,5%, $e=0,7$	73
Figura 4.23– Trajetória de Tensões Efetivas. Cimentação = 5%, $e=0,7$	73
Figura 4.24– Trajetória de Tensões Efetivas. Cimentação = 10%, $e=0,7$	74
Figura 4.25– Razão entre Tensões Principais x Deformação Axial. Cimentação = 2,5%, $e=0,7$	75
Figura 4.26– Razão entre Tensões Principais x Deformação Axial. Cimentação = 5%, $e=0,7$	75
Figura 4.27– Razão entre Tensões principais x Deformação Axial. Cimentação = 10%, $e=0,7$	76
Figura 4.28– \bar{A} x Deformação Axial. Cimentação = 2,5%, $e=0,7$	77
Figura 4.29– \bar{A} x Deformação Axial. Cimentação = 5%, $e=0,7$	77
Figura 4.30– \bar{A} x Deformação Axial. Cimentação = 10%, $e=0,7$	78
Figura 4.31– p' x q . Cimentação 2,5%. $E=0,7$	82
Figura 4.32– s' x t . Cimentação 2,5%. $E=0,7$	83
Figura 4.33– p' x q . Cimentação 5%. $E=0,7$	84
Figura 4.34– s' x t . Cimentação 5%. $E=0,7$	85
Figura 4.35– p' x q . Cimentação 10%. $E=0,7$	86
Figura 4.36– s' x t . Cimentação 10%. $E=0,7$	87
Figura 4.37– Tensão Desviadora x Deformação Axial. Cimentação 5%; $e=0,9$	89
Figura 4.38– Poropressão x Deformação Axial. Cimentação 5%; $e=0,9$	90

Figura 4.39– σ_1'/σ_3' x Deformação Axial. Cimentação 5%; $e=0,9$.	91
Figura 4.40– Trajetória de tensões Efetivas. Cimentação 5%; $e=0,9$.	91
Figura 4.41– Trajetória de Tensões . Cimentação 5%; $e=0,9$. Confinante 100 kPa.	92
Figura 4.42– Trajetória de Tensões . Cimentação 5%; $e=0,9$. Confinante 200 kPa.	92
Figura 4.43– Trajetória de Tensões . Cimentação 5%; $e=0,9$. Confinante 400 kPa.	93
Figura 4.44– Tensão Desviadora x Deformação Axial. Cimentação 5%; Confinante 100 kPa.	93
Figura 4.45– Tensão Desviadora x Deformação Axial. Cimentação 5%; Confinante 200 kPa.	94
Figura 4.46– Tensão Desviadora x Deformação Axial. Cimentação 5%; Confinante 400 kPa.	94
Figura 4.47– Pressão Neutra x Deformação Axial. Cimentação 5%; Confinante de 100 kPa.	95
Figura 4.48– Pressão Neutra x Deformação Axial. Cimentação 5%; Confinante de 200 kPa.	95
Figura 4.49– Pressão Neutra x Deformação Axial. Cimentação 5%; Confinante de 200 kPa.	96
Figura 4.50– σ_1'/σ_3' x Deformação Axial. Cimentação 5%; Confinante 100 kPa.	96
Figura 4.51– σ_1'/σ_3' x Deformação Axial. Cimentação 5%; Confinante 200 kPa.	97
Figura 4.52– σ_1'/σ_3' x Deformação Axial. Cimentação 5%; Confinante 400 kPa.	97

LISTA DE TABELAS

CAPÍTULO 3

Tabela 3.1 - Composição do Cimento Portland de Alta Resistência Inicial CP-V ARI [adaptado da NBR 5733 (ABNT, 1991)].	36
Tabela 3.2– Exigências físicas e mecânicas do CP-V ARI (adaptado da NBR 5733).	36

CAPÍTULO 4

Tabela 4.1– Valores típicos de ϕ' para areias.	88
---	----

LISTA DE QUADROS

CAPÍTULO 3

Quadro 3.1- Variáveis a serem consideradas na pesquisa	41
--	----

CAPÍTULO 4

Quadro 4.1 – Parâmetros obtidos dos ensaios para a cimentação de 2,5%	51
Quadro 4.2 - Parâmetros obtidos dos ensaios com cimentação 5%	52
Quadro 4.3 - Parâmetros obtidos para o ensaio com cimentação 10%	52
Quadro 4.4 – Valores de Deformação axial e Tensão desviadora para o grau de cimentação de 2,5% e índice de vazios de 0,7.	61
Quadro 4.5– Valores de Deformação axial e Tensão desviadora para o grau de cimentação de 5% e índice de vazios de 0,7.	62
Quadro 4.6– Valores de Deformação Axial e Tensão Desviadora para o grau de cimentação de 10% e índice de vazios de 0,7.	63

Quadro 4.7– Valores de Poropressão e Deformação Axial para o grau de cimentação de 2,5% e índice de vazios de 0,7.....	68
Quadro 4.8– Valores de Poropressão e Deformação Axial para o grau de cimentação de 5% e índice de vazios de 0,7.	69
Quadro 4.9– Valores de Poropressão e Deformação Axial para o grau de cimentação de 10% e índice de vazios de 0,7.....	70
Quadro 4.10– Critérios de Ruptura para o grau de cimentação de 2,5% e índice de vazios de 0,7.	79
Quadro 4.11– Critérios de Ruptura para o grau de cimentação de 5% e índice de vazios de 0,7.	80
Quadro 4.12– Critérios de Ruptura para o grau de cimentação de 10% e índice de vazios de 0,7.	81
Quadro 4.13 – Variáveis para o traçado das envoltórias de ruptura. 2,5% e índice de vazios de 0,7.	83
Quadro 4.14– Variáveis para o traçado das envoltórias de ruptura. 5% e índice de vazios de 0,7.	84
Quadro 4.15– Variáveis para o traçado das envoltórias de ruptura. 10% e índice de vazios de 0,7.	86
Quadro 4.16– Valores de ϕ' e c' . Cimentação 2,5%; $e = 0,7$	88
Quadro 4.17– Valores de ϕ' e c' . Cimentação 5%; $e = 0,7$	88
Quadro 4.18– Valores de ϕ' e c' . Cimentação 10%; $e = 0,7$	88
Quadro 4.19– Principais Parâmetros Analisados. Cimentação 5%, $e=0,9$, Confinante 100 kPa.	98
Quadro 4.20– Principais Parâmetros Analisados. Cimentação 5%, $e=0,9$, Confinante 200 kPa.	99
Quadro 4.21– Principais Parâmetros Analisados. Cimentação 5%, $e=0,9$, Confinante 400 kPa.	100

LISTA DE EQUAÇÕES

CAPÍTULO 3	
Equação 3.1	43
Equação 3.2	44

LISTA DE SIGLAS E ABREVIATURAS

CP V-ARI	Cimento Portland de Alta Resistência Inicial
CP I	Cimento Portland Comum
CP II	Cimento Portland Tipo Dois
CD	Consolidado Drenado
CU	Consolidado Não Drenado
c	coesão
C	cimentação
Vv/Vc	Relação vazios/cimento
Vv	Volume de Vazios
Vc, Vci	Volume de cimento
σ_1	Tensão principal Maior
σ_2	Tensão principal intermediária
σ_3	Tensão Principal Menor
σ_d	Tensão Desviadora
ϵ, ϵ_a	Deformação Axial
φ	ângulo de atrito
\bar{A}	Parâmetro de poropressão de Skepton
μm	Micrômetro
u	Poropressão
K	módulo volumétrico
e	índice de vazios
σ_1/σ_3	Razão entre tensões principais
TTT	Trajatória de Tensões Totais
TTE	Trajatória de Tensões Efetivas
LEC	Linha de Estados Críticos
t	$t = (\sigma_1 - \sigma_3)/2$
s	$s = (\sigma_1 + \sigma_3)/2$
q	$q = \sigma_1 - \sigma_3$
p	Tensão Média, $p = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3$
RN	Rio Grande do Norte
UFRN	Universidade Federal do Rio Grande do Norte
IFRN	Instituto Federal de Educação Tecnológica do Rio Grande do Norte

UERJ	Universidade do Estado do Rio de Janeiro
G _s	Densidade dos Grãos
CNU	Coeficiente de não uniformidade
D ₁₀	Diâmetro efetivo da areia
SUCS	Sistema Unificado de classificação dos Solos
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas

Observações

- (a) Um apóstrofo após um símbolo indica que este se refere a tensões efetivas
- (b) O prefixo Δ indica uma variação
- (c) O sufixo _{máx} indica o valor máximo de um parâmetro em uma série de valores

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1 ASPECTOS INICIAIS SOBRE SOLOS CIMENTADOS

A importância do estudo dos solos está intrínseca a cada especialidade. Para a engenharia ele é considerado pela sua resistência e estabilidade às construções, aspecto este que deu origem à Mecânica dos Solos.

Os solos são formados a partir da decomposição de uma rocha através do processo conhecido como intemperismo. Quando o material decomposto permanece no seu local de formação, esse solo é chamado de “solo residual”. No entanto, esse material decomposto pode sofrer erosão e posterior transporte por diversos agentes: vento, água, rios e mares. Os depósitos formados pelo material transportado são denominados de solos transportados ou sedimentares.

Tanto os solos residuais como os transportados podem sofrer modificações através de processos de pedogênese após a sua formação. Tais processos induzem a formação de ligações entre as partículas, dando origem aos solos cimentados. A cimentação pode ser provocada por deposição de silicatos, óxido de ferro e carbonatos que preenchem total ou parcialmente os vazios do solo.

Considerando que para os níveis de tensão aplicados pela maioria das obras de engenharia, as deformações dos solos ocorrem devido ao deslocamento de suas partículas, verifica-se que a cimentação torna o solo mais rígido que o mesmo solo sem cimentação. A cimentação também torna o solo mais resistente pois adiciona um componente resistente ao esqueleto estrutural. O aumento da rigidez e da resistência depende da natureza e da quantidade do agente cimentante.

Frascá *et al* (2007) define a cimentação como a cristalização de material inorgânico carregado pela água, que percola os vazios entre os grãos (poros), preenchendo-os e imprimindo coesão ao material.

Solos residuais eventualmente apresentam características de solos cimentados mesmo sem apresentar cimentação real entre as partículas. Nesse caso, o efeito das ligações entre os grãos podem ser atribuídos a forças de natureza química herdadas da rocha de origem. Na rocha sã, as partículas de diferentes minerais estão fortemente ligadas. Quando a rocha sofre intemperismo, ocorrem transformações de minerais e o enfraquecimento das ligações entre as partículas. No entanto, mesmo em estágio avançado de decomposição, o material residual ainda apresenta comportamento típico de solos com cimentação entre partículas.

Solos cimentados ocorrem em vários locais de todo o mundo. Em ambiente tropical o agente cimentante mais comum é o óxido de ferro, como é o caso dos solos lateríticos. Solos lateríticos são solos intemperizados que são encontrados principalmente nas regiões tropicais do mundo. Devido ao óxido de ferro o solo é geralmente vermelho. O nome laterítico é um termo usado em regiões tropicais quentes para descrever este tipo de solo que inclui latossolos e outros tipos de grupo de solos como o podzólicos. Solos residuais são comuns devido às condições climáticas favoráveis a decomposição ou desintegração das rochas. A elevada umidade permite as reações de hidratação e hidrólise, além de a água transportar ácidos que reagem com os minerais das rochas, enquanto que as altas temperaturas aceleram essas reações. Do ponto de vista do comportamento mecânico, solos cimentados, rochas brandas e outros materiais similares constituem uma classe de materiais situados em uma área intermediária entre a Mecânica dos Solos tradicional e a Mecânica das Rochas.

Um dos aspectos mais notáveis dos solos cimentados e residuais é a sua capacidade de manter taludes bastante íngremes estáveis. No entanto, apesar da rigidez e resistência elevadas do solo, tais taludes podem apresentar rupturas que põe em risco vidas humana e infraestruturas.

A areia, de certa forma, apresenta características aceitáveis no que diz respeito a capacidade de suporte do solo em fundações, por exemplo. Contudo, às vezes se faz necessária a realização de melhoramentos do solo, para aumento da capacidade de suporte ou mesmo de se considerar o efeito da cimentação natural que ocorre em areias.

Outro aspecto relevante no estudo da cimentação dos solos é o de se determinar a porcentagem de agente cimentante artificial a ser adicionado em um solo a fim de que venha a adquirir propriedades que garantam melhor comportamento mecânico. Evitar a liquefação é um exemplo. A liquefação consiste num fenômeno possível de ocorrer em solos arenosos finos de baixa compactidade que repentinamente perdem resistência, pela ação do aumento da poropressão, passando de um estado sólido para um estado com a consistência de um líquido grosso. A liquefação é mais ocorrente em areias finas saturadas submetidas a carregamentos dinâmicos.

Em específico, a utilização do Cimento Portland no melhoramento das propriedades do solo é uma alternativa bastante utilizada na engenharia geotécnica.

O melhoramento do solo através da cimentação, como técnica de tratamento do solo, também pode ser utilizado para majorar a capacidade de suporte do solo para fundações e obras de terra, como camadas de pavimento em rodovias. No caso específico de obras de terra, outro fator relevante é a determinação da umidade ótima de compactação, a umidade ótima é aquela em que o solo atinge a maior massa específica aparente seca máxima. A umidade ótima é obtida em laboratório através do ensaio de compactação proctor.

O melhoramento de solos tem se tornado uma tecnologia cada vez mais utilizada pois traz vantagens tanto do ponto de vista econômico como do ponto de vista ambiental.

Dessa forma, pode-se afirmar que o entendimento do comportamento mecânico dos solos cimentados, natural ou artificialmente, é de grande importância para a engenharia uma vez que o desempenho desses solos repercute diretamente no desempenho das obras de engenharia correntes. Além disso, a solução de problemas geotécnicos que envolvem solos cimentados requer o estabelecimento de critérios de análise, projeto e execução tecnicamente e economicamente viáveis, o que por sua vez implica na capacidade de prever o comportamento mecânico desses materiais cimentados quando submetidos a condições específicas de trabalho.

Um dos aditivos mais conhecidos e aplicados no tratamento de solos é o cimento. Os principais objetivos da utilização do cimento na estabilização de solos são a melhoria das características mecânicas. O cimento tem sido utilizado não só no tratamento de solos, mas também no melhoramento do solo utilizado em camadas de pavimentação. A mistura solo/cimento constitui o tipo de tratamento mais utilizado, sendo particularmente vantajoso em solos granulares, solos siltosos e argilas pouco plásticas. É normalmente aceito que o cimento forma fortes núcleos distribuídos pela massa de solo ou constitui um esqueleto de cimento hidratado, preenchendo os vazios e envolvendo assim as partículas.

Nesse contexto o presente trabalho de pesquisa avaliou o comportamento mecânico de uma areia artificialmente cimentada através da realização de ensaios de laboratório, levando em conta a quantidade de agente cimentante envolvido, a variação de índices de vazios nas amostras e a variação das tensões confinantes no processo experimental.

Considera-se que o estudo dos parâmetros da cimentação natural se torna complicado em virtude da dificuldade em se obterem amostras indeformadas do solo natural. Dessa forma é mais comum o estudo da cimentação através de amostras artificialmente cimentadas que simulem as condições naturais. Várias pesquisas têm sido realizadas a respeito de solos cimentados e residuais, muitas das quais utilizando solos cimentados artificialmente.

Através dos solos preparados em laboratório tem sido possível avaliar o efeito do teor de cimento, do tipo de cimento e da porosidade do solo sobre o seu comportamento geotécnico.

Pesquisas envolvendo o efeito do índice de vazios das amostras sobre as ligações entre partículas vêm sendo desenvolvidas apenas recentemente. Esse é um aspecto referente ao estudo de solos que não tem sido devidamente considerado.

Abdulla e Kioussis (1997) destacam ainda que entre tantas pesquisas e experimentos realizados ainda não há um consenso sobre o efeito da cimentação sobre o ângulo de atrito, por exemplo.

Yoon e Abu-Farsakh (2009) comentam que muitas pesquisas se dedicaram ao estudo da estabilização de argilas usando Cimento Portland e cal, enquanto os mecanismos das areias cimentadas ainda não foram bem definidos.

Enfim, apesar do desenvolvimento de vários estudos sobre o assunto em questão, muitos aspectos relevantes dos solos cimentados ainda não foram consolidados, especialmente se tratando de areias.

1.2 OBJETIVO DA PESQUISA

O objetivo geral desta pesquisa consiste em descrever o comportamento tensão - deformação - resistência de areias cimentadas artificialmente com diferentes teores de cimentação (2,5%; 5%; e 10%) através de ensaios de compressão triaxial com diferentes tensões confinantes (100 kPa, 200kPa, 300kPa e 400 kPa) e de compressão simples com diferentes índices de vazios (0,7; 0,9; 1,1).

Como objetivos específicos podem-se destacar:

- Avaliar o efeito do índice de vazios do solo sobre as propriedades tensão - deformação e de resistência de solos com cimentação entre as partículas.
- Verificar a influência da quantidade de agente cimentante na resistência das amostras preparadas.
- Verificar também o efeito da aplicação de várias tensões confinantes no solo estudado, através dos ensaios triaxiais.
- Verificar o efeito, na compressão simples, da inundação da amostra na resistência mecânica obtida, em comparação à amostra com umidade natural.

1.3 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

Essa dissertação é composta por cinco capítulos, começando por esse capítulo introdutório (Capítulo 1), seguido por uma revisão da bibliografia existente (Capítulo 2) que compreende alguns dos principais assuntos abordados nessa pesquisa.

O Capítulo 3 é dedicado à explicação dos materiais e métodos abordados nesse trabalho, incluindo caracterização dos materiais, justificativa dos parâmetros experimentais utilizados. Também procurou-se descrever as etapas, a metodologia utilizada e equipamentos necessários à realização de cada ensaio.

O Capítulo 4 compreende os resultados advindos dos ensaios executados, a saber, compressão simples e compressão triaxial, onde foram avaliados o comportamento de uma mistura de areia considerada pura e cimento Portland de alta resistência inicial (CP V-ARI). Na compressão simples foi avaliado o efeito do grau de cimentação e do índice de vazios na resistência mecânica das amostras ensaiadas. Também foi relacionado o volume de vazios com o volume de cimento utilizado. No caso da compressão triaxial, as variáveis analisadas foram principalmente o grau de cimentação e o efeito de diferentes tensões confinantes no comportamento tensão deformação da mistura de areia e cimento.

Por fim, no Capítulo 5, são apresentadas todas as conclusões desta pesquisa, assim como recomendações para futuras pesquisas englobando o mesmo assunto aqui tratado.

CAPÍTULO 2

REVISÃO DA LITERATURA

2.1 ESTADO DA ARTE

Nas últimas décadas vários trabalhos têm sido desenvolvidos com vistas a compreender o efeito da estrutura e das ligações entre as partículas do solo sobre o seu comportamento mecânico. Os estudos experimentais se referem a realização de ensaios triaxiais, compressão simples e ensaios de tração por compressão diametral. Os trabalhos abordam o comportamento de solos residuais, solos sedimentares com cimentação natural e solos preparados em laboratório com cimentação artificial. Apresenta-se a seguir uma revisão de alguns desses trabalhos com vistas à compreensão geral do comportamento dos solos cimentados.

Clough *et al* (1979) estudaram o comportamento de solo arenoso estabilizado com a injeção de sílica gel para efeito de melhoramento do solo. Foram realizados ensaios de compressão simples e de compressão triaxial. Os resultados dos ensaios mostraram que o aumento da concentração de agente cimentante no gel aumenta a resistência do solo. No entanto, para grandes deformações, o comportamento do solo cimentado é idêntico, em termos de resistência ao solo sem cimentação. Ocorreu ruptura a longo prazo para níveis de carregamento da ordem de 50% da resistência obtida em ensaios com velocidades rotineiramente utilizadas em laboratório. O efeito da estabilização do silicato está no fato de transmitir rigidez ao solo, uma vez que o ângulo de atrito em solos melhorados com cimento ou agentes cimentantes, como é o caso, não são alterados significativamente. Dessa forma, pode-se dizer que os seguintes fatores afetam diretamente a estabilização de solos por silicatos injetados na forma de graute: componentes do Graute; pressão confinante; taxa de carregamento; processo de cura da amostra; tempo de cura da amostra; granulometria do solo.

Dupas e Pecker (1979) realizaram uma extensa campanha de ensaios triaxiais em amostras de areia cimentada artificialmente com vistas a estabilizar um material para suporte de uma obra, considerando situações estáticas e dinâmicas. De acordo com os dados obtidos, foi possível observar que a coesão aumentou com

o teor de cimento e com o peso específico seco do solo cimentado. Por outro lado, o ângulo de atrito não foi influenciado pelo teor de cimento. Os resultados obtidos com a compressão triaxial na condição dinâmica demonstraram que a adição de 5% de cimento Portland comum em peso seco era capaz de evitar a liquefação do solo, conforme as suposições iniciais, em situações dinâmicas.

Clough et al (1981) estudaram o comportamento de areias cimentadas (naturais e artificiais) por meio de ensaios triaxiais, compressão simples e de tração (compressão diametral). Mostraram que o aumento da intensidade da cimentação resulta no aumento da resistência de pico, para solos cimentados com diferentes graus de cimentação. Relataram ainda que o arranjo interno e o tamanho das partículas também exercem forte influência sobre essas características. Observaram também que solos cimentados com considerável porcentagem de finos e com melhor distribuição granulométrica são mais resistentes que aqueles com poucos finos e mal graduados. Assim, com essas características, concluíram que os pontos de contato do solo são mais numerosos, permitindo uma maior quantidade de vínculos cimentantes entre as partículas. Os resultados obtidos para solos artificialmente cimentados mostraram comportamento semelhante ao solo com cimentação natural. De maneira geral pode se considerar que a cimentação das areias provoca o aumento do intercepto de coesão e da resistência à tração, aumentando a rigidez, mas não modificando o ângulo de atrito significativamente. Apesar disso, o ângulo de atrito para areias cimentadas apresentou-se ligeiramente menor do que para areias não cimentadas. Isso se deve provavelmente ao fato das partículas estarem envoltas pelo cimento.

Coop e Atkinson (1993) observaram que a mecânica dos solos clássica poderia descrever o comportamento de uma areia cimentada carbonatada, pensada como de difícil determinação. O comportamento do calcarenito natural assemelhou-se com o da areia carbonatada e esse estudo poderia ser aplicado a outros solos naturalmente cimentados. Os principais efeitos da cimentação são o de reduzir o volume específico pela adição de material cimentante nos vazios e a introdução de pontos de plastificação bem definidos nos resultados de tensão-deformação sob compressão e cisalhamento. O estado de pico é afetado pela direção da trajetória de tensão, das condições de drenagem e pela tensão confinante. Em altas deformações tanto as amostras cimentadas quanto as não cimentadas atingiam o

estado crítico. O estado crítico pode ser definido como um estado estável atingido em grandes deformações, no qual não há variação de resistência, índice de vazios e volume. Observaram ainda que amostras de areias cimentadas e não cimentadas atingiram praticamente a mesma linha de estado crítico.

Abdula e Kioussis (1997) realizaram um estudo para investigar, testar e modelar o comportamento de areias cimentadas. O objetivo era prover um confiável banco de dados experimentais que descrevessem os solos cimentados. De posse do banco de dados, seguir-se-ia à montagem de um modelo de equações constitutivas que levasse em conta a heterogeneidade das fases presentes em solos cimentados. Para tal realizaram uma série de ensaios triaxiais com areias artificialmente cimentadas. O agente cimentante utilizado foi o Cimento Portland (CP-I e CP-II). Durante a fase de testes, observaram que o incremento de cimento resultou num solo mais rígido e resistente, contudo acentuando o comportamento frágil. Observaram também que a coesão (c) do solo aumentou com a quantidade de cimento, embora de forma não-linear, enquanto o ângulo de atrito interno (ϕ) praticamente não foi afetado pela cimentação.

Malandraki e Toll (2001) apresentaram resultados de ensaios triaxiais drenados realizados em amostras de solos levemente cimentados artificialmente, nos quais foram feitas mudanças de direção na trajetória de tensão durante a fase de cisalhamento. Os autores investigaram os efeitos do histórico de tensões sobre o escoamento plástico e a resistência. O escoamento das ligações entre as partículas ocorre segundo uma dada trajetória de tensões mesmo que o solo já tenha escoado segundo uma trajetória anterior, o que demonstra que a quebra das ligações é um processo anisotrópico.

Schnaid *et al.* (2001), baseados em ensaios de compressão simples realizados em solo arenoso preparado artificialmente, mostraram que a resistência à compressão obtida nesse tipo de ensaio é uma medida direta do grau de cimentação. Mostraram ainda que a resistência obtida em ensaios triaxiais pode ser expressa como sendo composta de duas variáveis: do ângulo de atrito do material desestruturado e da resistência à compressão simples.

Lo e Wardani (2002) analisaram o comportamento mecânico de solos levemente cimentados. Os solos foram preparados artificialmente e os agentes cimentantes utilizados foram cimento Portland e cinza vulcânica. Os resultados mostraram que a envoltória de resistência é curva. Para baixos níveis de tensões está bem acima da envoltória do mesmo solo sem cimentação, no entanto, para níveis mais elevados convergem para uma mesma envoltória.

Haeri *et al* (2003) realizaram uma série de ensaios triaxiais (drenados e não drenados) em amostras de solo sem cimentação e amostras artificialmente cimentadas. Nas amostras, eles variaram o teor do agente cimentante utilizado, que foi a Cal Hidratada. O solo estudado era uma areia com presença de pedregulho, correspondente ao solo predominante nos arredores de Teerã, no Irã. As amostras cimentadas apresentaram dilatação em tensões confinantes menores que 1000 kPa, enquanto as sem cimentação apresentaram contração durante o cisalhamento. De uma forma geral, eles concluíram que a resistência ao cisalhamento aumenta com o aumento da porcentagem do agente cimentante. Por outro lado, observaram que a influência da cimentação decai com o incremento de tensão confinante. Assim, foi notado que, com o incremento da cimentação o comportamento tensão-deformação das amostras foi ao encontro do esperado para solos compactos (areias compactas), bem como a envoltória de ruptura obtida experimentalmente se mostrou curva e não linear.

Mais tarde, Haeri *et al* (2005) continuaram o estudo do solo iraniano, mas desta vez utilizando além da Cal Hidratada o Cimento Portland (CP-I) como agente cimentante. Como da primeira vez, conduziram ensaios triaxiais (CD e CU) em que variaram a porcentagem de cimentação das amostras. Observaram que a envoltória de ruptura se mostrou curva e deslocava-se para cima com o incremento da cimentação devido ao aumento de coesão. O aumento da densidade e da cimentação produziu aumento da resistência ao cisalhamento. Também foi percebido que as propriedades dos solos cimentados são afetadas pela quantidade e pelo tipo de cimentação. Concluíram também que o efeito da cimentação se mostra especialmente importante para baixas tensões confinantes, casos em que a coesão efetiva tem importante papel, como no caso da estabilidade de taludes. Puderam ainda observar que para baixos teores de agente cimentante (até 1,5%) o tipo de cimentação não se mostrou relevante. Contudo, o incremento de cimentação

mostrou maiores aumentos de resistência para o agente cimentante Cimento Portland em relação à Cal.

Haeri *et al* (2006) ainda estudando o solo do Irã, testaram como agentes cimentantes, dessa vez, a Cal Hidratada, o Cimento Portland e o Gesso. Nas amostras foi variada a quantidade de agente cimentante e o ensaio desenvolvido novamente foi o triaxial nas condições drenado e não drenado. O solo com Gesso apresentou comportamento frágil. Contudo, para altas tensões confinantes o gesso apresentou resultados melhores, com relação à resistência ao cisalhamento. De uma forma geral, as melhores respostas mecânicas foram obtidas com o Cimento Portland como agente cimentante, especialmente em maiores quantidades de cimento. O estudo concluiu que o efeito do tipo de agente cimentante é melhor percebido no ensaio triaxial drenado (CD).

Consoli *et al* (2007) procuraram quantificar a influência do teor de cimento, da porosidade e do teor de umidade de moldagem na resistência à compressão de misturas de solo-cimento. O estudo visou o estabelecimento de critério racional para dosagens desse tipo de mistura a ser usada como melhoramento do solo. Os resultados mostraram que a resistência à compressão aumenta linearmente com o teor de cimento e exponencialmente com a redução da porosidade da mistura compactada. A variação do teor de umidade de moldagem também exerce influência marcante na resistência à compressão de misturas preparadas com o mesmo peso específico seco.

Estudos levando em conta a influência do índice de vazios nos solos cimentados, como já foi mencionado, são de iniciativa recente.

Prietto (2004) verificou, em sua tese, que todos os aspectos analisados do comportamento mecânico do solo artificialmente cimentado foram influenciados pela variação do grau de cimentação, da tensão efetiva média inicial, e do índice de vazios. Em alguns aspectos, verificou-se uma forte interação entre essas variáveis demonstrando que o efeito de uma delas sobre o material era dependente do nível da outra variável. Em seu estudo ele verificou o comportamento de areia e argilas cimentadas com Cimento Portland.

Por sua vez, Cruz (2008) verificou que o fator vazios/cimento se mostrou um parâmetro eficaz e confiável quanto a previsão de comportamento de material para dosagem de solo cimento em projetos geotécnicos. De maneira simplificada, pode-se entender o fator vazios/cimento como a correlação entre a quantidade de vazios do solo e quantidade de cimento presente no solo. Verificou também que quanto maior o fator vazios/cimento, menores os valores de coesão e de ângulo de atrito. Concluiu ainda que o fator vazios/cimento tem uma forte relação com a coesão do material (c'). O cimento utilizado no estudo foi o CP-V ARI (Alta Resistência Inicial) e a areia, proveniente do município de Osório-RS caracterizava-se por uma areia de granulometria fina. Os ensaios envolvidos foram os de Compressão Simples e de Compressão Triaxial.

Yoon e Abu-Farsakh (2009) estudaram o uso de areia cimentada como material de base e sub-base em rodovias. Para isso testaram, através da compressão simples, areias artificialmente cimentadas (areias siltosas) com diferentes graus de cimentação. O agente cimentante utilizado foi o CP-II. No estudo avaliaram o efeito do índice de vazios e da quantidade de cimento. Com isso chegaram a conclusão de que os fatores que mais influenciaram a resistência das amostras na compressão simples foram: a compactação, representada pelo índice de vazios; a relação água cimento; e a quantidade de cimento envolvida na cimentação.

Consoli *et al* (2009) estudaram as propriedades de resistência de um solo arenoso cimentado, através de compressão simples. Os resultados do estudo permitiram a modelagem de uma equação para a previsão da resistência a compressão simples relacionando o índice de vazios com a quantidade de cimento. No estudo houve variação das quantidades de cimento nas amostras e o solo estudado era considerado areia fina.

Pereira (2009) avaliou as características de resistência e rigidez de um solo a partir de ensaios de resistência à compressão e à tração na compressão diametral. Concluiu que para materiais com granulometrias quase uniformes à medida que se aumenta o diâmetro máximo das partículas obtém-se maior resistência de pico. Os solos bem graduados têm um melhor comportamento de resistência na medida em que, após a mobilização da resistência de pico ainda conseguem manter uma

significativa carga residual. A resistência à compressão foi relacionada com a resistência à tração obtida a partir dos ensaios de compressão diametral. O estudo também mostrou que índice volumétrico V_v/V_c (volume de vazios por volume de cimento) é o parâmetro que melhor se relaciona com a resistência e a rigidez destas misturas, e vem se mostrando como um bom parâmetro para projeto e controle de qualidade das misturas de solo-cimento.

Estudos recentes observaram a existência de variação significativa do comportamento tensão deformação obtidos de ensaios triaxiais drenados e não drenados. Dessa forma, diferentes critérios de ruptura foram propostos, em se tratando de solos cimentados, na tentativa de se avaliar ou minimizar essas diferenças observadas.

Os estudos desenvolvidos por Haeri et al (2005) mostraram em seus ensaios não drenados uma significativa variação na resposta tensão deformação, especialmente a baixas tensões confinantes. Por exemplo, o pico de tensão desviadora para uma confinante de 25 kPa se mostrou maior do que para a mesma amostra submetida a 50 kPa de tensão confinante. O pico de tensão desviadora foi o mesmo para as confinantes de 300 e 400 kPa. Além disso os resultados de excesso de poropressão mostraram uma grande tendência à dilatação, que decrescia com o incremento de tensão confinante.

Baxter et al (2011) observaram que em alguns estudos os dados resultantes apresentados por ensaios triaxiais drenados e não drenados mostravam resultados contraditórios em relação a determinação do comportamento tensão e deformação do solo. Eles notaram que era recorrente o fato de que em alguns estudos havia significativa variação nos resultados obtidos para a curva tensão deformação, especialmente a baixas tensões confinantes. O critério de ruptura utilizado para a comparação dos resultados dos ensaios drenados e não drenados foi o pico de tensão desviadora. Segundo essa análise os parâmetros de tensão-deformação nos testes não drenados eram sempre menores do que os obtidos nos ensaios drenados. Partindo deste princípio, decidiram avaliar diferentes critérios de ruptura de uma areia fracamente cimentada, a partir de ensaios triaxiais drenados e não drenados. Os critérios de ruptura escolhidos para o estudo foram máxima razão entre tensões principais $[(\sigma_1'/\sigma_3')_{max}]$, máximo excesso de poropressão (Δu_{max}) , e

parâmetro de poropressão de Skempton igual a zero ($\bar{A} = 0$). A intenção era propor um critério que diminuísse a variação na resistência de solos fracamente cimentados. Para a avaliação os pesquisadores utilizaram um solo classificado como areia siltosa e Cimento Portland comum como agente cimentante. As amostras passaram um período de 13 dias de cura, e foram imersas em água durante 24 horas, para garantir a saturação. Foram testadas amostras sem cimentação e com 1% e 2,5% de cimentação. O estudo verificou que houve variação dos resultados para testes não drenados em que o pico de tensão desviadora efetiva era considerado como critério de ruptura da amostra. Sendo assim eles afirmaram que na situação não drenada, esse critério de ruptura não era apropriado. Tanto a máxima razão entre tensões principais $[(\sigma_1'/\sigma_3')_{max}]$, como o máximo excesso de poropressão (Δu_{max}) ocorreram nos estágios iniciais do carregamento. Dessa forma os pesquisadores observaram que esse valores eram significativamente menores do que o obtido em condições drenadas. Assim concluíram que esses dois critérios de ruptura também não forneciam uma tendência consistente de incremento de tensão desviadora com o incremento de tensão confinante. Por sua vez a utilização do parâmetro de poropressão de Skempton igual a zero ($\bar{A} = 0$ ou $\Delta u = 0$) como critério de ruptura produziu confiáveis e consistentes tendências para o comportamento tensão-deformação em ensaios não drenados. O uso desse critério eliminou a incerteza da componente de resistência mobilizada durante as mudanças negativas da poropressão.

Baxter et al (2011) concluíram que a utilização do pico de tensão desviadora como critério de ruptura em solos fracamente cimentados para ensaios triaxiais não drenados superestimava a resistência, em comparação aos ensaios drenados. Concluíram também que o critério de ruptura mais confiável para esse caso era a utilização do parâmetro de poropressão de Skempton igual a zero ($\bar{A} = 0$ ou $\Delta u = 0$). A utilização desse critério não só elimina a variação dos resultados entre os testes como também assegura que a resistência mobilizada na ruptura não é baseada na alta variação negativa da poropressão. A diferença entre os valores de c' (coesão) obtidos de ensaios drenados e não drenados aumenta com o aumento do nível de cimentação. Essa diferença pode ser atribuída à dilatância nos ensaios drenados e a diferenças de rigidez observadas entre ensaios drenados e não drenados. Com o incremento de cimentação, a rigidez durante o carregamento não drenado diminui

devido o incremento na geração de poropressão positiva. Além disso os valores de ϕ' nos ensaios drenados e não drenados se apresentaram próximos em todos os níveis de cimentação.

2.2 COMPORTAMENTO IDEALIZADO PARA SOLOS CIMENTADOS

Com base na análise dos vários estudos já realizados sobre os solos cimentados foi elaborada uma proposta de comportamento idealizado desses solos. A estrutura conceitual proposta baseada na análise da bibliografia constitui-se na hipótese a ser verificada no presente projeto de pesquisa. A idealização do comportamento dos solos cimentados é descrita a seguir:

- A resistência à compressão aumenta linearmente com o aumento do teor de cimento. Os valores obtidos nos ensaios de compressão simples refletem o efeito da cimentação entre as partículas de solo. A resistência à compressão aumenta com o aumento do peso específico do solo.

- O comportamento tensão deformação de solos cimentados durante o cisalhamento pode ser descrito como sendo inicialmente rígido, aparentemente linear, até um ponto de plastificação bem definido a partir do qual o solo passa a apresentar deformações plásticas crescentes até a ruptura. Estudos mostram que os estados de pico de solos naturais e artificialmente cimentados, em destaque os arenosos, podem ser representados por uma envoltória linear definida pelos valores da coesão (c'), atribuída totalmente à cimentação já que as areias são consideradas não-coesivas, e do ângulo de atrito interno (ϕ'), que aparentemente não é influenciado pela cimentação. Leroueil e Vaughan (1990) demonstraram que a resposta tensão-deformação de materiais geotécnicos cimentados depende fundamentalmente do estado inicial do material em relação à curva de plastificação e da linha do estado crítico no estado desestruturado.

- A tensão de escoamento obtida na compressão isotrópica faz parte da superfície de escoamento, sendo marcada ao longo do eixo p' , no qual $K=1$ (Figura 2.1). No caso da compressão oedométrica, como não se conhece o valor de K , a não ser que sejam medidas as tensões horizontais, não é possível identificar-se o ponto de escoamento correspondente a esse ensaio na superfície. Coop e Atkinson (1993) propuseram o comportamento idealizado de um solo cimentado, conforme a

Figura 2.2. A primeira categoria de comportamento (curva 3 na figura 2.2) ocorre quando a amostra ultrapassa seu ponto de plastificação durante a compressão isotrópica; assim o cisalhamento se processa de maneira similar ao da amostra sem cimentação. A segunda categoria de comportamento (curva 2 na figura 2.2) acontece para um estado de tensões efetivas intermediário, no qual a quebra de cimentações ocorre durante o cisalhamento; a resistência é governada pela componente friccional do solo, agora não cimentado; a curva tensão-deformação apresenta um pronunciado ponto de plastificação após um trecho aparentemente elástico. Na terceira categoria (curva 1 na figura 2.2) o cisalhamento ocorre a baixos níveis de tensão efetiva em relação ao grau de cimentação; um pico ocorre a pequenas deformações e para tensões bem acima da superfície de estado limite do solo não cimentado. Em todas as classes há convergência para a linha de estado crítico do solos desestruturado, a grandes deformações. O comportamento idealizado apresentado na Figura 2.2 ocorre nos casos em que há predominância na estrutura do solo da cimentação sobre a componente friccional. No caso inverso, o comportamento do material é definido pela dilatância.

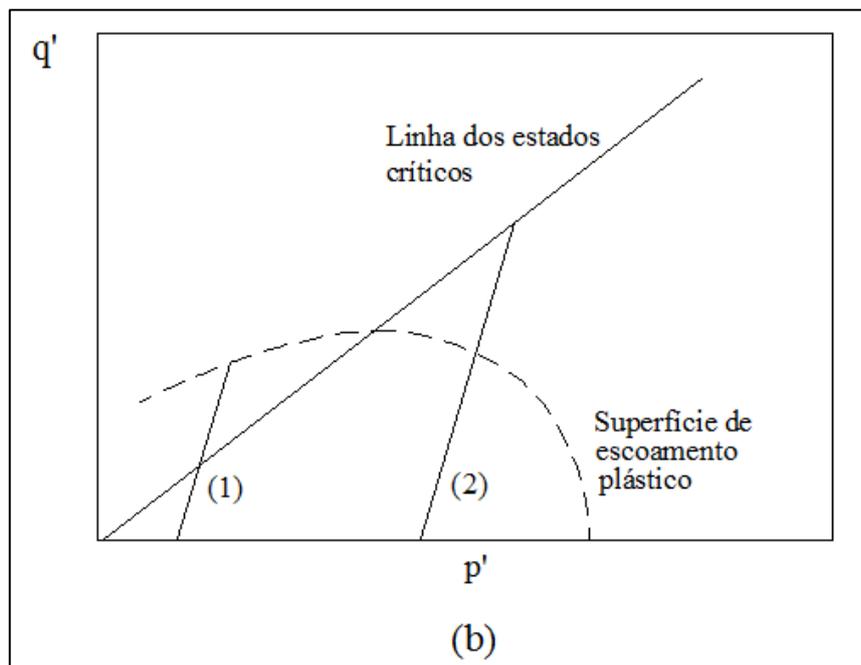


Figura 2.1- Superfície de escoamento plástico no espaço das tensões

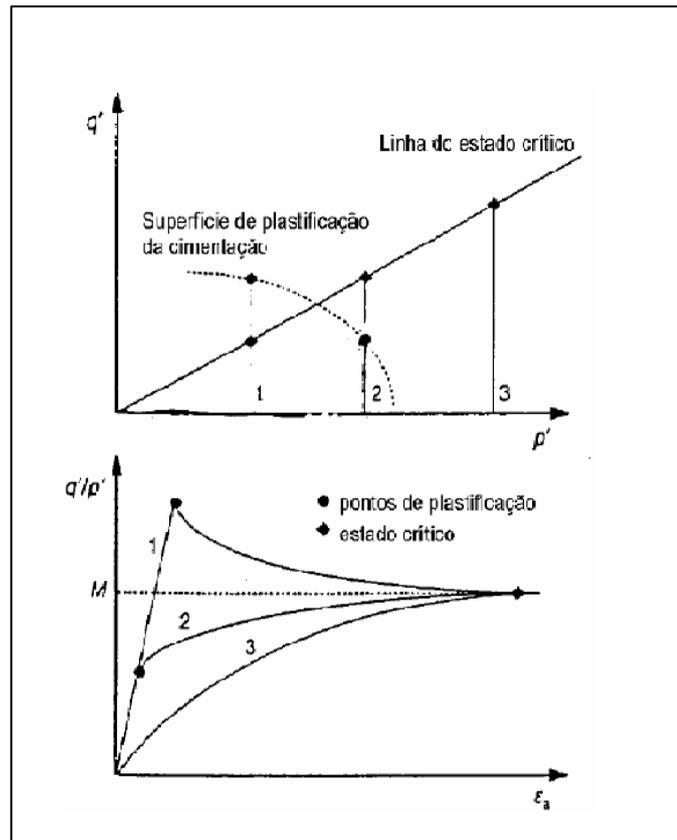


Figura 2.2– Comportamento idealizado de um solo cimentado onde o efeito da cimentação é preponderante (baseado em Coop e Atkinson, 1993 e Prietto, 2004)

- Ensaio triaxiais com tensão de adensamento isotrópico inferior a tensão de escoamento no ensaio de compressão isotrópica apresentarão os comportamentos indicados nas Figuras 2.3 e 2.4. Para baixos níveis de tensão, a superfície de escoamento está acima da linha dos estados críticos; nesses casos, na curva tensão - deformação do solo os pontos de escoamento e de resistência máxima praticamente coincidem. Após atingir o valor de pico, a curva tende para o estado crítico. Para níveis de tensão mais altos, porém inferiores ao escoamento na compressão isotrópica, a curva tensão - deformação apresenta um comportamento mais rígido até que a trajetória de tensões atinja a superfície de escoamento; a partir daí ocorre uma diminuição da rigidez e a presença de um comportamento plástico, prolongando-se até que, com grandes deformações, atinge-se o estado crítico.

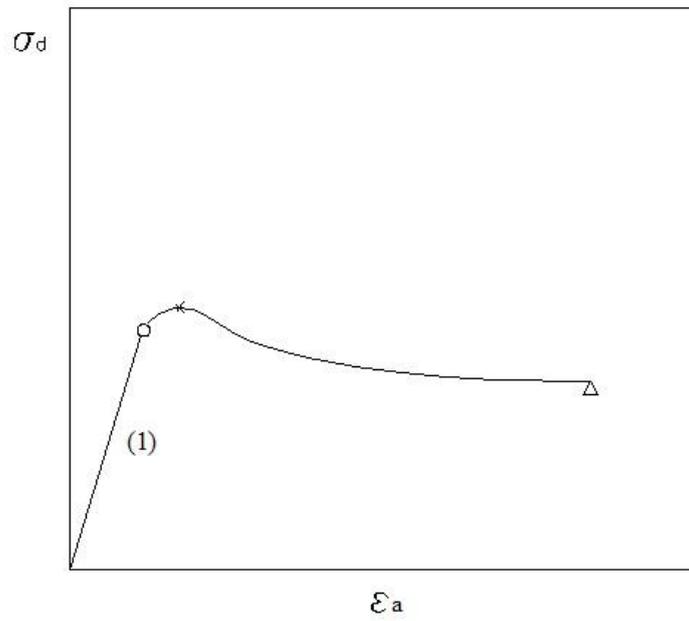


Figura 2.3 - Curva tensão deformação em ensaios com baixos níveis de tensão

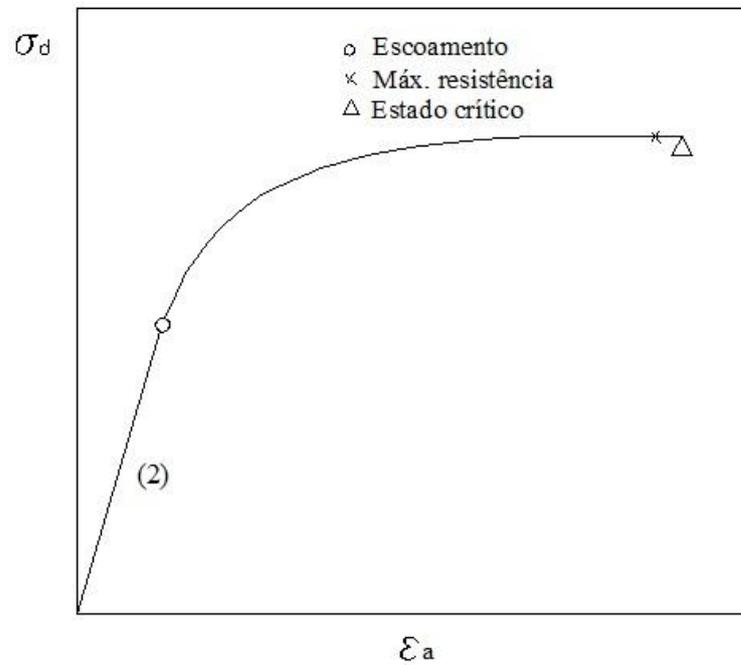


Figura 2.4 - Curva tensão - deformação em ensaios com níveis tensão mais altos

- Para ensaios com níveis altos de tensão, além do escoamento no adensamento isotrópico, o solo passa a comportar-se como normalmente adensado. Toda a sua estrutura é quebrada durante a aplicação da tensão confinante e a previsão do seu comportamento pode ser feita através da mecânica dos solos clássica ou ainda da teoria dos estados críticos.

- A superfície de escoamento está relacionada à intensidade das ligações entre as partículas, ou seja, ao teor de cimento. Quanto maior o teor de cimento, mais abrangente é a superfície de escoamento plástico.

- A linha dos estados críticos independe do teor de cimento e é a mesma do solo sem cimento (no caso de um solo natural corresponde ao estado desestruturado).

- Ocorre um encolhimento na superfície de escoamento plástico quando: um determinado estado de tensão é mantido constante (fluência) próximo ao ponto de escoamento; os ensaios são conduzidos com velocidades mais baixas ou há variações cíclicas de tensões.

- De acordo com Baxter et al (2011) é possível utilizar vários critérios de ruptura além do pico de tensão desviadora $[(\sigma_d)_{max}]$, sendo que no caso de fraca cimentação a utilização do parâmetro de poropressão de Skempton igual a zero ($\bar{A} = 0$ ou $\Delta u = 0$) se mostra o mais confiável. Além desses podem ser avaliados como critérios de ruptura a máxima razão entre tensões principais $[(\sigma_1'/\sigma_3')_{max}]$.

CAPÍTULO 3

MATERIAIS E MÉTODOS

O trabalho desenvolvido tem formato clássico no tema melhoramento da resistência de solos pela mistura com cimento. A especificidade do solo ensaiado confere interesse e relevância ao trabalho.

O programa experimental consistiu em duas partes. Primeiro foi realizada a caracterização do solo empregado, bem como dos outros materiais utilizados. Depois uma série de ensaios de compressão simples e de compressão triaxial foram realizados.

3.1 MATERIAIS

3.1.1 AGENTE CIMENTANTE

Como agente cimentante foi utilizado o Cimento Portland. A escolha do Cimento Portland se deve ao fato de apresentar, de acordo com as pesquisas realizadas, as melhores respostas como agente cimentante nos solos cimentados. O cimento Portland é composto principalmente por componentes essenciais obtidos da argila e do calcário (CaO , obtido do calcário; Al_2O_3 e Fe_2O_3 obtidos da Argila).

De acordo com a NBR 5733 (ABNT, 1991), o Cimento Portland de Alta Resistência Inicial (CP V –ARI) pode ser definido como um aglomerante Hidráulico que atende às exigências de alta resistência inicial, obtido pela moagem de clínquer Portland, constituído em sua maior parte de silicatos de cálcio hidráulicos, ao qual se adiciona, durante a operação, a quantidade necessária de uma ou mais formas de sulfato de cálcio. Durante a moagem é permitido adicionar a esta mistura materiais carbonáticos, nos teores especificados na Tabela 3.1. Além disso, o Cimento Portland de Alta Resistência inicial ainda deve atender às exigências indicadas na Tabela 3.2. A Figura 3.1 apresenta o perfil de evolução média de resistência à compressão simples dos diferentes tipos de cimento.

Tabela 3.1 - Composição do Cimento Portland de Alta Resistência Inicial CP-V ARI [NBR 5733 (ABNT, 1991)].

Tipo de cimento Portland	Sigla	Composição (% em massa)		Norma Brasileira
		Clinker + Gesso	Material Carbonático	
Alta Resistência Inicial	CP V - ARI	95 - 100	0 - 5	NBR 5733

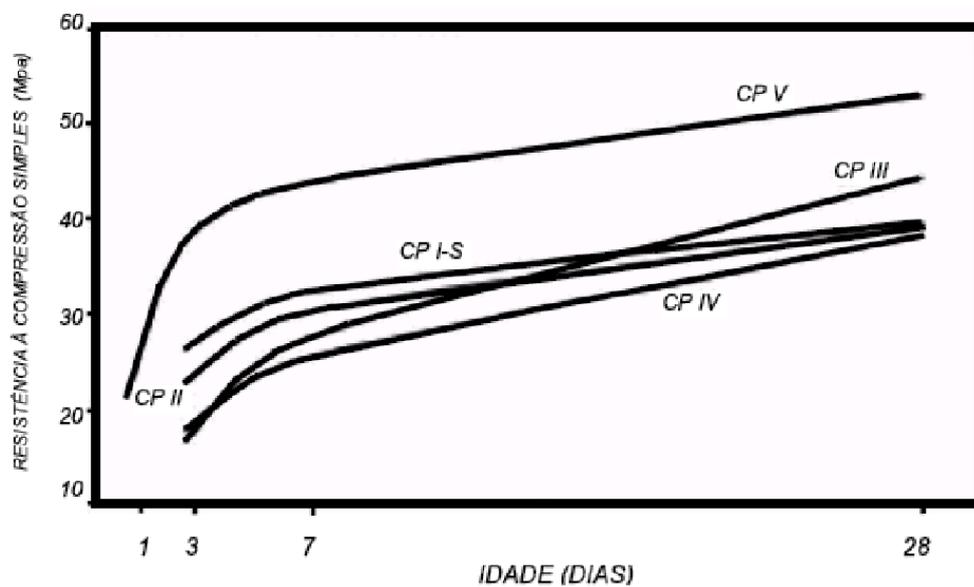


Figura 3.1– Evolução média da resistência à compressão dos diferentes tipos de cimento. (Adaptado de CRUZ, 2008).

Tabela 3.2– Exigências físicas e mecânicas do CP-V ARI (adaptado da NBR 5733).

Características e Propriedades		Unidade	Limites
Finura	Resíduo na peneira 75 µm	%	6,0
	Área Específica	m ² /kg	300
Tempo de Início de Pega		h	1
Expansibilidade a quente		mm	5
Resistência à Compressão	1 dia de idade	MPa	14,0
	3 dias de idade	MPa	24,0
	7 dias de idade	MPa	34,0

Nessa pesquisa foi utilizado o Cimento Portland do tipo CP-V ARI. O desenvolvimento de altas resistências iniciais é conseguido pela utilização de uma dosagem diferente de argila em calcário em relação ao cimento Portland comum, apresentando também uma moagem mais fina. Conforme visto, poucos trabalhos abordados na revisão da literatura utilizaram este tipo de cimento. Segundo Cruz (2008) sete dias de cura do CP-V ARI corresponde aos 28 dias de cura do CP-I.

A utilização do CP-V ARI promove maior agilidade no procedimento experimental. Sendo assim, as características já citadas do Cimento Portland de Alta Resistência Inicial permite que o tempo de cura adotado para os ensaios de compressão simples e triaxial seja de 7 dias.

Foram utilizados nesse trabalho três diferentes teores de cimento misturados no solo (2,5%; 5%; e 10%). Estes percentuais estão contidos no intervalo de variações presentes na revisão da literatura. Abdula e Kioussis (1997) utilizaram as porcentagens de 2%,4% e 6% de agente cimentante em suas amostras. Haeri *et al* (2005) variou as porcentagens de cimento da amostra de 1,5% a 9%. Em seguida, Haeri *et al* (2006) utilizou os mesmos percentuais para o Gesso e o cimento, enquanto que as porcentagens de cal se restringiram ao limite de 4,5%. Consoli, Cruz e Fonseca (2009) utilizaram porcentagens de cimento variando de 1% a 12% do peso seco da amostra.

3.1.2 SOLO

O solo estudado corresponde a uma areia coletada em área de dunas no Campus da Universidade Federal do Rio Grande do Norte. Considera-se que o material coletado é representativo de um dos solos da Região de Natal/RN (Figura 3.2).

De acordo com o mapa geológico proposto por Angelim (2007), a região de coleta da areia estudada é composta por solos predominantemente arenosos, conforme legenda da Figura 3.3. Assim a areia pode ser entendida como bem selecionada, podendo variar de fina a grossa e fina a média. A Figura 3.4 apresenta o aspecto da areia conforme foi coletada enquanto a Figura 3.5 mostra as formações de dunas nos arredores do campus central da UFRN.



Figura 3.2– Município de Natal/RN (Adaptado de www.wikipedia.org)

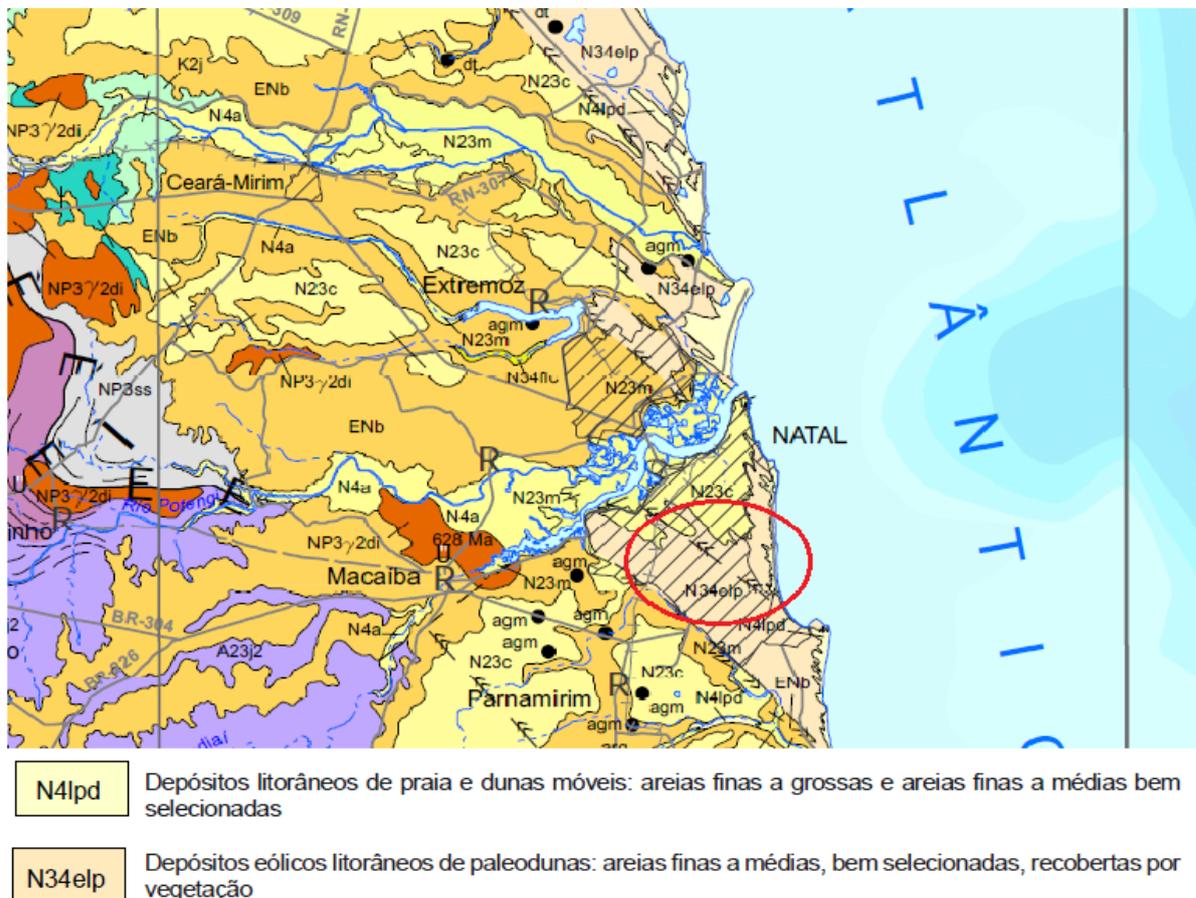


Figura 3.3– Mapa Geológico da Região de Natal/RN. Adaptado de Angelim, 2007



Figura 3.4– Aspecto do solo arenoso coletado.



Figura 3.5– Aspecto do entorno da região de coleta do solo, no campus da UFRN. Destaque para as formações dunares na região do campus.

A curva granulométrica do solo está apresentada na Figura 3.6. O material coletado foi classificado como areia uniforme no Sistema Unificado de Classificação dos Solos (SUCS). O solo apresentou diâmetro efetivo igual $D_{10} = 0,14$ mm e coeficiente de não-uniformidade (CNU) igual a 1,96. Os grãos apresentaram peso específico relativo (Gs) igual a 2,65.

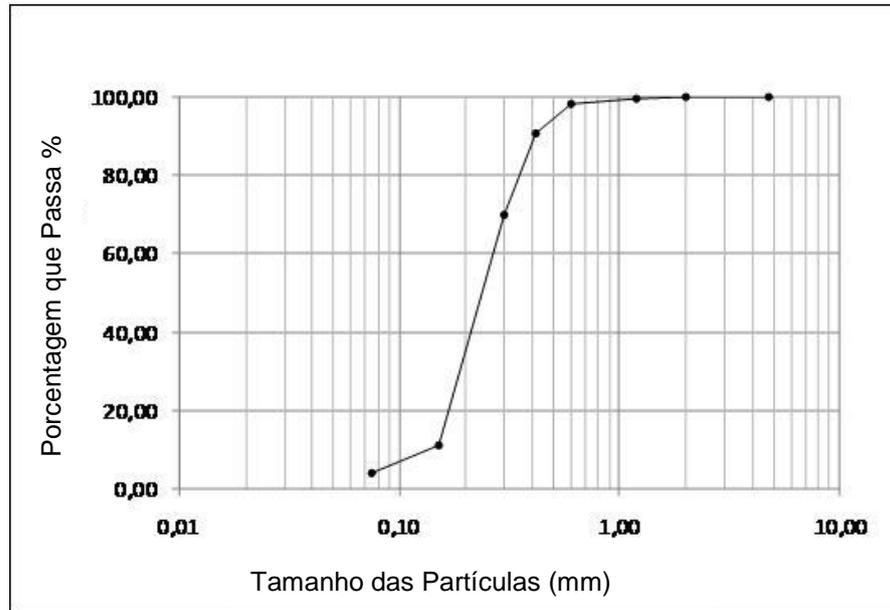


Figura 3.6- Distribuição Granulométrica da Areia estudada.

3.2. METODOLOGIA

A primeira parte da pesquisa consistiu na identificação das características de resistência e na análise da influência da intensidade das ligações entre as partículas sobre essa superfície. Para isso foram utilizados os seguintes tipos de ensaios:

- Ensaios de compressão simples para avaliar o efeito das ligações entre as partículas devido a cimentação e a influência da variação do índice de vazios da amostra.
- Ensaios de compressão triaxial convencionais não drenados visando a identificação do ponto de escoamento das curvas tensão - deformação. Os ensaios serão realizados com diferentes tensões confinantes com vistas a identificar o seu efeito sobre o comportamento do solo.

Os ensaios convencionais foram interpretados à luz da Teoria dos Estados Críticos e o comportamento do solo cimentado analisado de acordo com a estrutura conceitual proposta com base nos trabalhos analisados na bibliografia. As variáveis consideradas na pesquisa estão identificadas na Quadro 3.1.

Quadro 3.1- Variáveis consideradas na pesquisa

Variáveis	Valores ou aspectos considerados
Tipos de ensaios	Compressão simples e triaxial;
Tensão confinante	100; 200; 300 e 400 kPa
Índice de Vazios	0,7; 0,9 e 1,1
Teor de cimento	2,5; 5 e 10%
Agente Cimentante	Cimento Portland CP-V ARI (Alta Resistência Inicial)

3.2.1 O ENSAIO DE COMPRESSÃO SIMPLES

Ensaio de compressão simples foram utilizados na maioria dos programas experimentais relatados na literatura, a fim de verificar a eficácia do processo de estabilização com cimento ou de acesso a importância de fatores que influenciam na resistência de solos cimentados [Clough et al (1979); Clough et al (1981); Schnaid et al. (2001); Consoli et al (2007); Cruz (2008); Yoon e Abu-Farsakh (2009); Consoli, Cruz e Fonseca (2009)].

O ensaio de compressão simples corresponde a um ensaio triaxial rápido, com tensão de confinamento igual à pressão atmosférica, ou $\sigma_3 = 0$. Sendo a tensão confinante nula, o círculo de Mohr de tensões totais nesse caso, parte da origem das coordenadas e o seu diâmetro é dado pela tensão axial máxima σ_1 obtida da curva tensão deformação do ensaio. Essa tensão máxima é chamada Resistência à Compressão Simples.

A aparelhagem necessária para o ensaio consiste basicamente na prensa de compressão simples (Figura 3.7). A execução do ensaio é simples, devendo se ter o cuidado de centralizar a amostra em relação aos discos superior e inferior da prensa. Após a colocação do corpo de prova, foram acertadas as escalas dos medidores de deformações do dinamômetro e do corpo de prova, e realizadas leituras até a

ruptura do corpo de prova. Também foram tomadas algumas leituras após o rompimento.



Figura 3.7– Prensa utilizada na compressão simples.

Para o ensaio de compressão simples foram moldadas 54 amostras, cada uma preparada a partir de uma mistura de 200 gramas de solo coletado seco em estufa e teores de 2,5, 5,0 e 10,0 % de cimento em relação ao peso do solo seco. O teor de umidade de moldagem foi fixado em 5 % do peso da mistura seca. As amostras foram moldadas e compactadas em molde metálico com 7,0 cm de altura e 3,5 cm de diâmetro em quatro camadas.

A massa de mistura para cada camada foi calculada de modo que o corpo-de-prova alcançasse um índice de vazios final igual a 0,7, 0,9 ou 1,1. A variação de índice de vazios procurou abranger um índice considerado mínimo (0,7 – mais compacto) e um índice que possa ser considerado máximo (1,1 – mais fofo). No

intervalo entre esses foi considerado o índice de vazios médio de 0,9. Esses índices foram determinados empiricamente em laboratório. Dessa forma o índice de vazios máximo estipulado foi o de 1,1. Cubrinovski e Ishihara apud Das (2007) obtiveram em seus estudos várias relações de índices de vazios para diferentes tipos de solo. No caso de uma areia pura essa relação pode ser expressa como na Equação 3.1:

$$e_{máx} = 0,072 + 1,53 e_{mín} \quad (\text{Equação 3.1})$$

Assim, de posse do $e_{máx}$ pode-se obter o $e_{mín}$ e vice versa. No caso estudado, aplicando 1,1 como $e_{máx}$, obteve-se como $e_{mín}$ o valor aproximado de 0,67. Portanto o índice de vazios mínimo aqui considerado foi o de 0,7.

Após a definição dessa estimativa foi realizado o ensaio de índice de vazios máximo e mínimo, e obteve-se como índice de vazios mínimo 0,52 (de acordo com a NBR 12051/91), e como índice de vazios máximo 0,80 (de acordo com a NBR 12004/90).

Os corpos-de-prova estiveram em processo de cura no ambiente do laboratório por, no mínimo, 7 dias.

Para a avaliação do efeito da inundação da amostra antes do rompimento, metade das amostras foi colocada sob imersão por um período de 24 horas. A outra metade foi rompida com o mesmo teor de umidade com o qual se encontravam no ambiente de cura (teor de umidade de moldagem).

Com a imersão procurou-se anular os efeitos causados pela sucção, uma vez que nas amostras ensaiadas com umidade de ensaio, ou seja não saturadas, existem efeitos de sucção provenientes de forças capilares do interior da amostra. Dessa forma pode se comparar os resultados obtidos na compressão simples em amostras com umidade natural e em amostras consideradas saturadas, ou pelo menos com efeitos de sucção minimizados.

Os corpos-de-prova foram rompidos por compressão simples em prensa com velocidade aproximadamente constante. Após a realização do ensaio o teor de umidade das amostras inundadas variou de 21,3 a 38,5 %, enquanto o das não inundadas ficou entre 0,1 a 0,12%. Vale salientar que foi controlado apenas o teor de umidade de moldagem.

3.2.2 O ENSAIO DE COMPRESSÃO TRIAXIAL

Muito do que é relatado sobre os efeitos da cimentação no comportamento geotécnico dos solos está baseado nos ensaios de laboratório, especialmente o ensaio de compressão triaxial [Clough et al (1979); Dupas e Pecker (1979); Clough et al (1981); Haeri, Asghari e Toll (2003); Haeri et al (2005); Haeri et al (2006); Malandraki e Toll (2001); Cruz (2008)]. O ensaio de compressão triaxial é um dos mais confiáveis e versáteis métodos disponíveis para a determinação dos parâmetros de resistência de cisalhamento. É usado amplamente para ensaios de pesquisa e convencionais.

Nesse tipo de ensaio um corpo de prova cilíndrico é submetido a uma tensão confinante σ_3 , que atua em toda a superfície. A seguir a tensão axial σ_1 é aumentada até a ruptura do corpo de prova. A variação de σ_1 é conhecida como tensão desviadora $\Delta\sigma_d$.

A tensão confinante (σ_3) é aplicada dentro da câmara, através da água que envolve o corpo de prova, que por sua vez é protegido por uma membrana de látex. As tensões axiais são transmitidas por um pistão apoiado no cabeçote colocado no topo do corpo de prova. São colocadas pedras porosas no topo e base do corpo de prova; esses cabeçotes são perfurados e ligados ao exterior da câmara de confinamento por tubos com registros.

Quando não dissipadas, as pressões neutras podem ser medidas. Também podem ser feitas determinações das variações de volume do corpo de prova, através de conexões que medem a tensão confinante (σ_3).

Conforme descrito por Das (2007), o ensaio adensado não drenado (CIU) é o tipo mais comum de ensaio triaxial. Nesse ensaio, a amostra de solo saturado é primeiro adensado pela confinante (σ_3), que resulta em drenagem (Figuras 3.8 e 3.9). Após a poropressão gerada pela aplicação da confinante ser dissipada, a tensão desviadora $\Delta\sigma_d$ no corpo de prova é aumentada para provocar a ruptura por cisalhamento (Figura 3.10). Durante essa fase do ensaio, como a drenagem não é permitida, a poropressão Δu_d aumentará. A variação da poropressão Δu_d pode ser expresso de forma adimensional como expresso na Equação 3.2:

$$\bar{A} = \Delta u_d / \Delta\sigma_d \quad (\text{Equação 3.2})$$

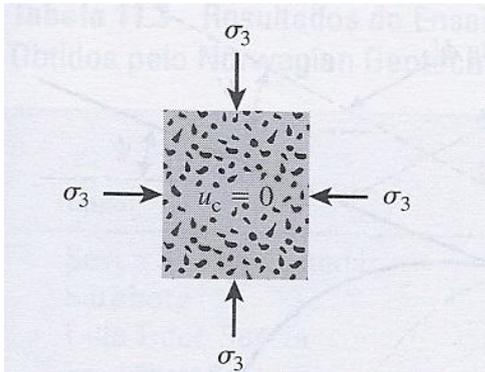


Figura 3.8– Corpo de prova sob tensão de confinamento (DAS, 2007)

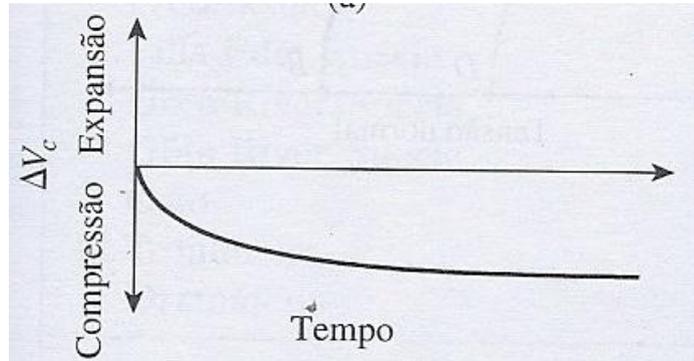


Figura 3.9– Variação de volume no corpo de prova provocada pela tensão de confinamento. (DAS, 2007)

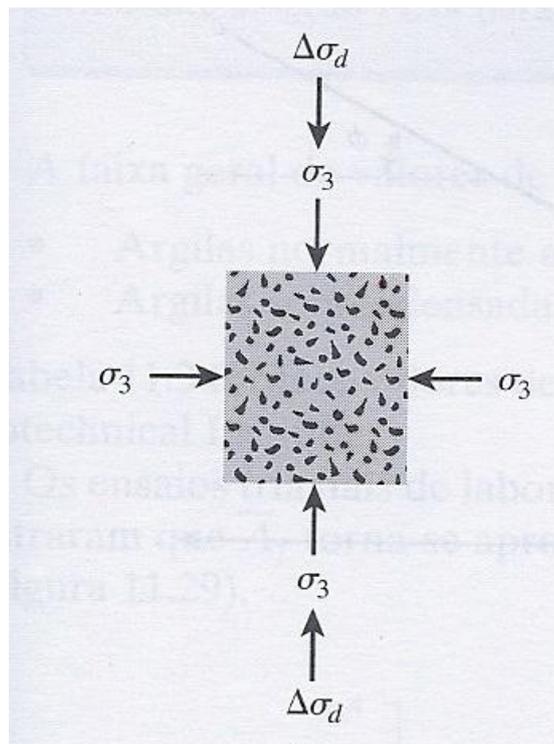


Figura 3.10– esquema de aplicação da tensão desviadora, ou incremento de σ_1 (DAS, 2007).

As Figuras 3.11, 3.12, 3.13 e 3.14 mostram os padrões gerais de variação de $\Delta\sigma_d$ e Δu_d conforme descrito por Das (2007).

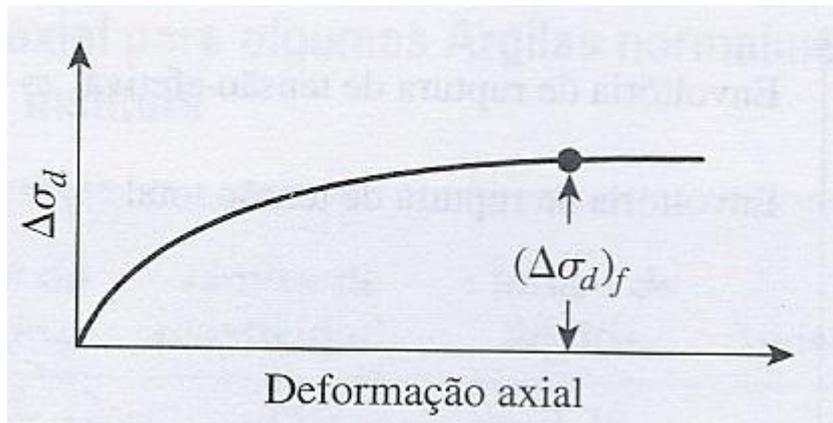


Figura 3.11– Comportamento esperado da tensão desviadora em função da deformação axial para areia fofa e argila normalmente adensada. (Das, 2007)

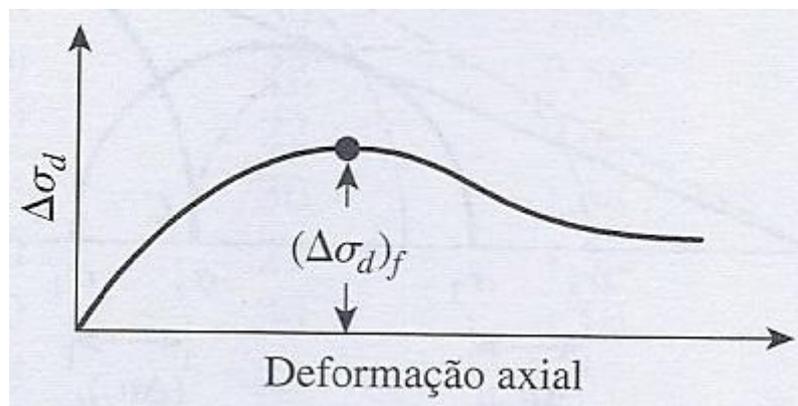


Figura 3.12– Comportamento esperado da tensão desviadora em função da deformação axial para areia compacta e argila sobreadensada. (Das, 2007)



Figura 3.13– Comportamento esperado da variação da poropressão com a deformação axial para areia fofa e argila normalmente adensada. (Das, 2007)



Figura 3.14– Comportamento esperado da variação da poropressão com a deformação axial para areia compacta e argila sobreadensada. (Das, 2007)

O equipamento utilizado para a realização dos ensaios triaxiais foi o PAVITEST fabricado pela CONTENCO (Figura 3.15).



Figura 3.15– Vista completa do equipamento utilizado, em fase de preparação para o adensamento.

O equipamento tem capacidade de carga de até 5000 kgf, controlada através de célula de carga. Possui dois medidores digitais de volume sendo um deles para medidas de volume sob pressão. O sistema de aplicação de pressões tem capacidade de até 1000 kN/m², é controlado e estabilizado por válvulas reguladoras e possui células de interface que evitam o contato do ar com a água. As medidas de pressão foram realizadas através de transdutores de pressão. O sistema de aquisição e armazenamento de dados e traçado de gráficos é computadorizado. No caso dos ensaios triaxiais, foram moldadas 12 amostras com índice de vazios 0,7, cada uma preparada a partir de uma mistura de 200 gramas de solo coletado seco em estufa e teores de 2,5, 5,0 e 10,0 % de cimento em relação ao peso do solo seco. O teor de umidade de moldagem foi fixado em 5 % do peso da mistura seca. As amostras foram moldadas e compactadas em molde metálico com 7,0 cm de altura e 3,5 cm de diâmetro em quatro camadas. Essas amostras foram submetidas, no ensaio triaxial, a tensões confinantes de 100, 200, 300 e 400 kPa. A título de comparação do efeito do índice de vazios, foram moldados corpos de prova com índice de vazios 0,9 e teor de 5% de cimento submetidos às confinantes de 100, 200 e 400kPa. Os corpos-de-prova desse ensaio também estiveram em processo de cura no ambiente do laboratório por, no mínimo, 7 dias. Durante a montagem do sistema, conforme descrito adiante, esse corpos de prova foram saturados antes de o ensaio ser realizado.

O índice de vazios 0,7 foi o considerado mais adequado ao ensaio triaxial, tendo se em vista da dificuldade de montagem do ensaio. As amostras com índices de vazios de 0,9 apresentaram dificuldade na montagem, tendo em vista se desagregarem com facilidade durante a montagem do ensaio. Na sua tese, Cruz (2008) utilizou para os ensaios triaxiais índices de vazios que variavam de 0,69 a 0,82 no máximo. Consoli, Cruz e Fonseca (2009) utilizaram na sua pesquisa índices de vazios que variavam de 0,6 a 0,85. Sendo assim, pode-se considerar que o índice de vazios de 0,7 escolhido para o ensaio triaxial encontra-se em intervalos citados pela literatura.

Seguindo-se a fase de moldagem dos corpos de prova, procedeu-se a montagem do sistema. Tomou-se o corpo de prova e colocou-se sobre a base da célula triaxial (Figura 3.16) de acordo com a seguinte sequência: base da célula, pedra porosa, papel filtro, corpo de prova, papel filtro superior, pedra porosa superior

e cabeçote (Figura 3.17). A seguir o corpo de prova foi envolvido pela membrana flexível de látex. Após a realização das conexões é verificada a centralidade do corpo de prova para então fechar a câmara do ensaio triaxial. Em seguida, a câmara foi preenchida com água de maneira a evitar o máximo possível o aparecimento de bolhas. Nas figuras de 3.18 a 3.21 pode-se observar algumas dessas etapas.

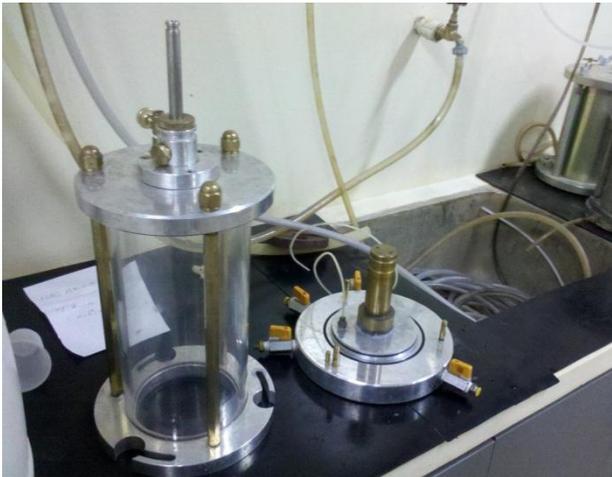


Figura 3.16– Vista da base da célula triaxial e camisa de acrílico.

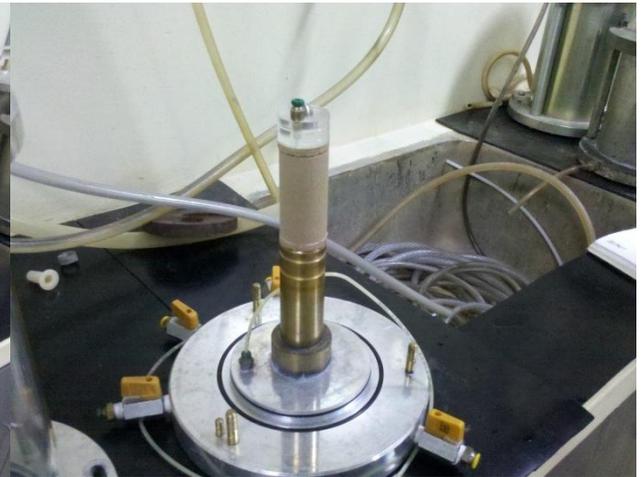


Figura 3.17– corpo de prova devidamente assentado sobre a base triaxial.



Figura 3.18– Corpo de prova envolto na membrana de látex.



Figura 3.19– vedação da câmara triaxial.

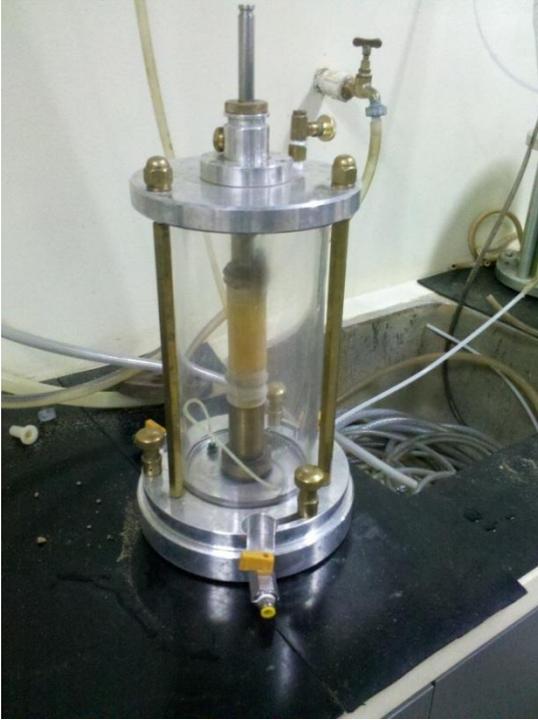


Figura 3.20– Câmara pronta para ser preenchida de água.

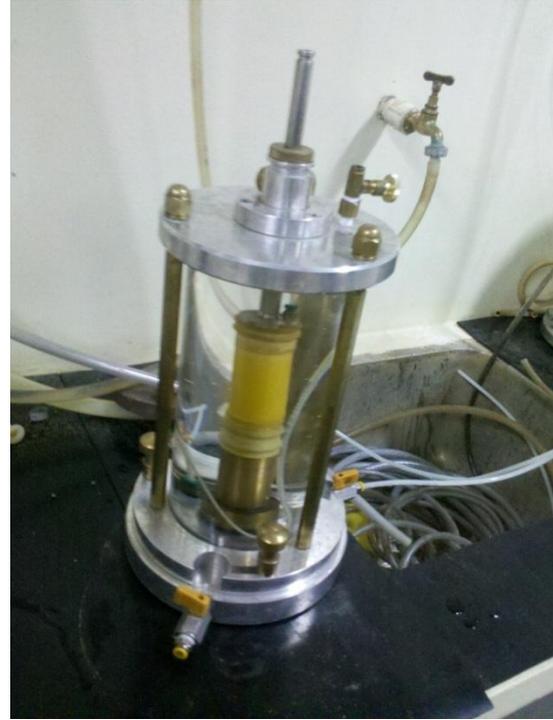


Figura 3.21– Preenchimento de água da câmara concluído.

Após a fase da montagem do sistema, prosseguiu-se com a saturação da amostra. Nessa pesquisa a saturação foi realizada por percolação feita nos sentido da base para o topo do corpo de prova, seguida de contra pressão. A amostra foi mantida sob percolação por cerca de 24 horas antes da realização do ensaio. Testes realizados com base nos índices físicos identificaram um grau de saturação médio das amostras de 98%. A saturação por contra pressão foi realizada em estágios de 50 em 50 kPa.

Após realizados todos os ajustes a fase de adensamento foi realizada. Os valores de variação de volume foram registrados a partir do momento da aplicação da pressão de confinamento. Concluída essa fase procedeu-se o carregamento axial da amostra até que foi verificada sua ruptura ou variação considerável da deformação do corpo de prova testado (10 a 20%)

CAPÍTULO 4

RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1 RESULTADOS DA COMPRESSÃO SIMPLES

De uma forma geral os resultados indicam que quanto maior o teor de cimento e quanto menor o índice de vazios maior a resistência. Os Quadros 4.1, 4.2 e 4.3 apresentam de forma resumida os resultados obtidos nos ensaios para cada grau de cimentação.

Quadro 4.1 – Parâmetros obtidos dos ensaios para a cimentação de 2,5%

Condição do ensaio	e	e médio	Rc kPa	Rc Média kPa	Aumento de Resistência entre as resistências inundadas e não inundadas
Inundado	1,10	1,10	23,16	15,94	-0,52%
Inundado	1,10		15,94		
Inundado	1,10		8,72		
Não Inundado	1,10		22,29	15,86	
Não Inundado	1,10		14,58		
Não Inundado	1,10		10,71		
Inundado	0,90	0,90	45,50	49,45	61,61%
Inundado	0,90		49,38		
Inundado	0,90		53,46		
Não Inundado	0,90		72,68	79,91	
Não Inundado	0,90		89,53		
Não Inundado	0,90		77,52		
Inundado	0,70	0,70	115,21	123,61	44,88%
Inundado	0,70		121,39		
Inundado	0,70		134,23		
Não Inundado	0,70		197,39	179,08	
Não Inundado	0,70		147,72		
Não Inundado	0,70		192,13		

Como se pode observar no Quadro 4.1, a resistência média das amostras não inundadas se mostrou maior do que nas amostras inundadas. No caso do maior índice de vazios ($e = 1,1$) a inundação praticamente não influenciou na resistência, sendo que a condição inundada apresentou uma maior resistência média. Com o índice de

vazios de 0,9, houve a maior diferença entre a resistência de amostras inundadas e não inundadas (61,61%).

Quadro 4.2 - Parâmetros obtidos dos ensaios com cimentação 5%

Condição do ensaio	e	e médio	Rc kPa	Rc Média kPa	Aumento de Resistência entre as resistências inundadas e não inundadas
Inundado	1,10	1,10	66,28	61,22	-7,84%
Inundado	1,10		73,65		
Inundado	1,10		43,74		
Não Inundado	1,10		48,38	56,43	
Não Inundado	1,10		43,61		
Não Inundado	1,10		77,30		
Inundado	0,90	0,90	180,47	174,73	17,74%
Inundado	0,90		204,99		
Inundado	0,90		138,73		
Não Inundado	0,90		232,80	205,74	
Não Inundado	0,90		207,80		
Não Inundado	0,90		176,61		
Inundado	0,70	0,70	299,53	396,87	12,23%
Inundado	0,70		411,13		
Inundado	0,70		479,94		
Não Inundado	0,70		550,91	445,40	
Não Inundado	0,70		392,84		
Não Inundado	0,70		392,45		

Quadro 4.3 - Parâmetros obtidos para o ensaio com cimentação 10%

Condição do ensaio	e	e médio	Rc kPa	Rc Média kPa	Aumento de Resistência entre as resistências inundadas e não inundadas
Inundado	1,10	1,10	147,85	146,84	33,93%
Inundado	1,10		70,76		
Inundado	1,10		221,91		
Não Inundado	1,10		177,27	196,66	
Não Inundado	1,10		172,45		
Não Inundado	1,10		240,24		
Inundado	0,90	0,90	615,84	490,29	-19,40%
Inundado	0,90		427,95		
Inundado	0,90		427,07		
Não Inundado	0,90		369,10	395,16	
Não Inundado	0,90		340,60		
Não Inundado	0,90		475,80		
Inundado	0,70	0,70	1184,05	1461,81	17,76%
Inundado	0,70		1915,87		
Inundado	0,70		1285,50		
Não Inundado	0,70		1289,90	1721,36	
Não Inundado	0,70		2014,56		
Não Inundado	0,70		1859,61		

Como se pode observar no Quadro 4.2, a resistência média das amostras não inundadas se mostrou maior do que nas amostras inundadas na maior parte dos casos para a cimentação de 5%. No caso do maior índice de vazios ($e = 1,1$) o comportamento foi o inverso, com a resistência inundada média se apresentando maior do que a não inundada. Com o índice de vazios de 0,9, houve a maior diferença entre a resistência de amostras inundadas e não inundadas (17,74%).

Como se pode observar no Quadro 4.3, a resistência média das amostras não inundadas se mostrou maior do que nas amostras inundadas na maior parte dos casos. No caso do índice de vazios médio ($e = 0,9$) o comportamento foi o inverso, com a resistência inundada se apresentando maior do que a não inundada. Com o índice de vazios de 1,1, houve a maior diferença entre a resistência de amostras inundadas e não inundadas (33,93%).

Na Figura 4.1 é apresentada a comparação entre as resistências médias obtidas na condição inundada. A Figura 4.2 apresenta as resistências médias na condição não inundada. Na Figura 4.3 podemos observar a resistência média geral para cada grau de cimentação e índice de vazios.

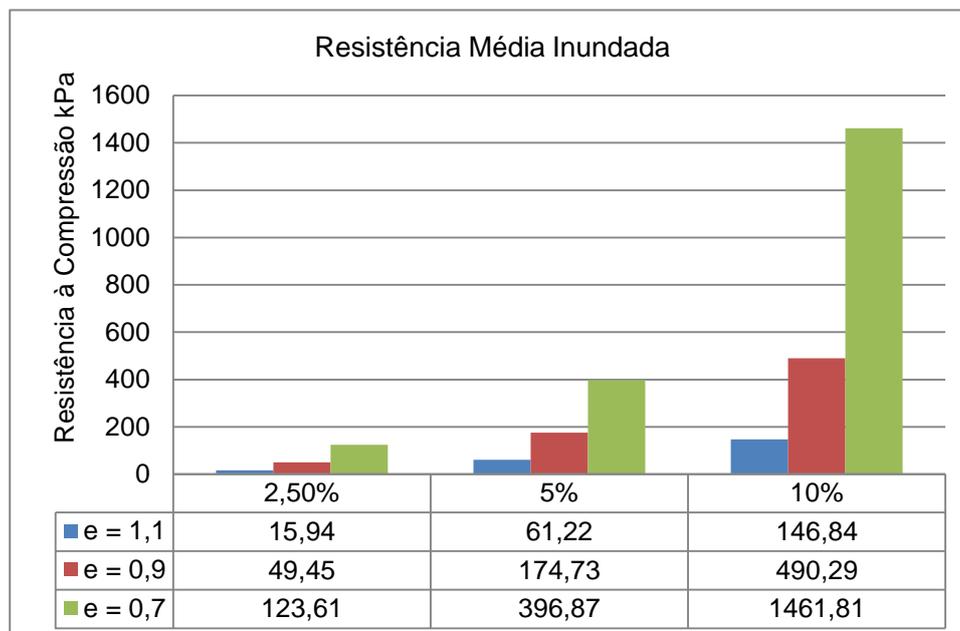


Figura 4.1 - Resistências médias na condição inundada

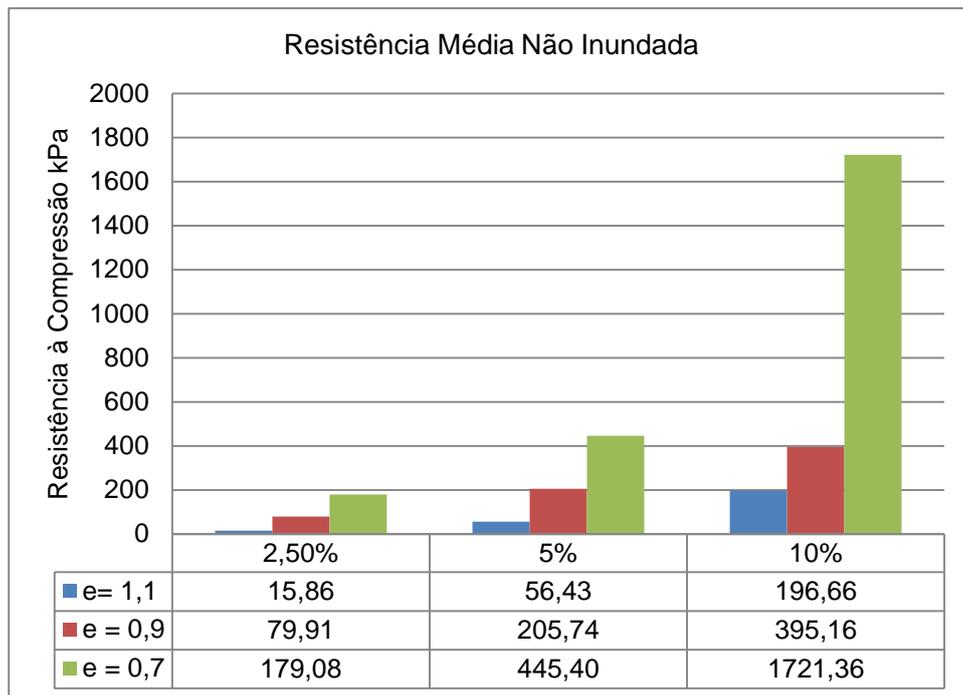


Figura 4.2 Resistência média na condição não inundada

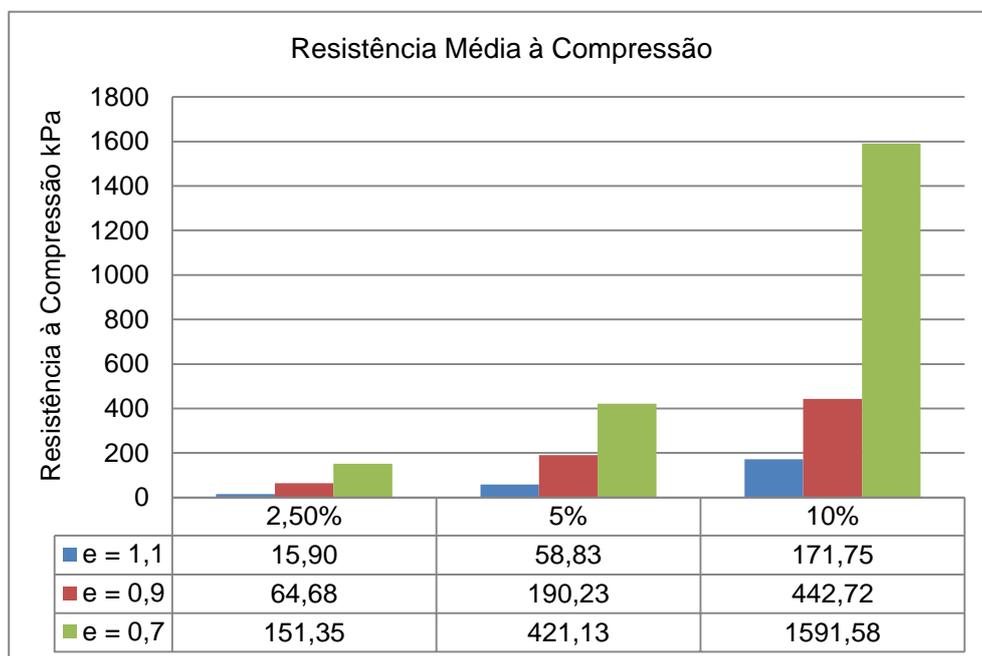


Figura 4.3 - Resistência Média à Compressão

Conforme se pode observar nas Figuras 4.1, 4.2 e 4.3, a resistência aumenta com o aumento da porcentagem de cimento e com a diminuição do índice de vazios. De uma forma geral a inundação diminui ligeiramente a resistência, contudo esse aumento é mais acentuado com o incremento dos parâmetros de

cimentação e vazios.

Os gráficos da figura 4.4 relacionam o índice de vazios com a resistência obtida nos ensaios, onde cada curva possui o mesmo teor de cimento.

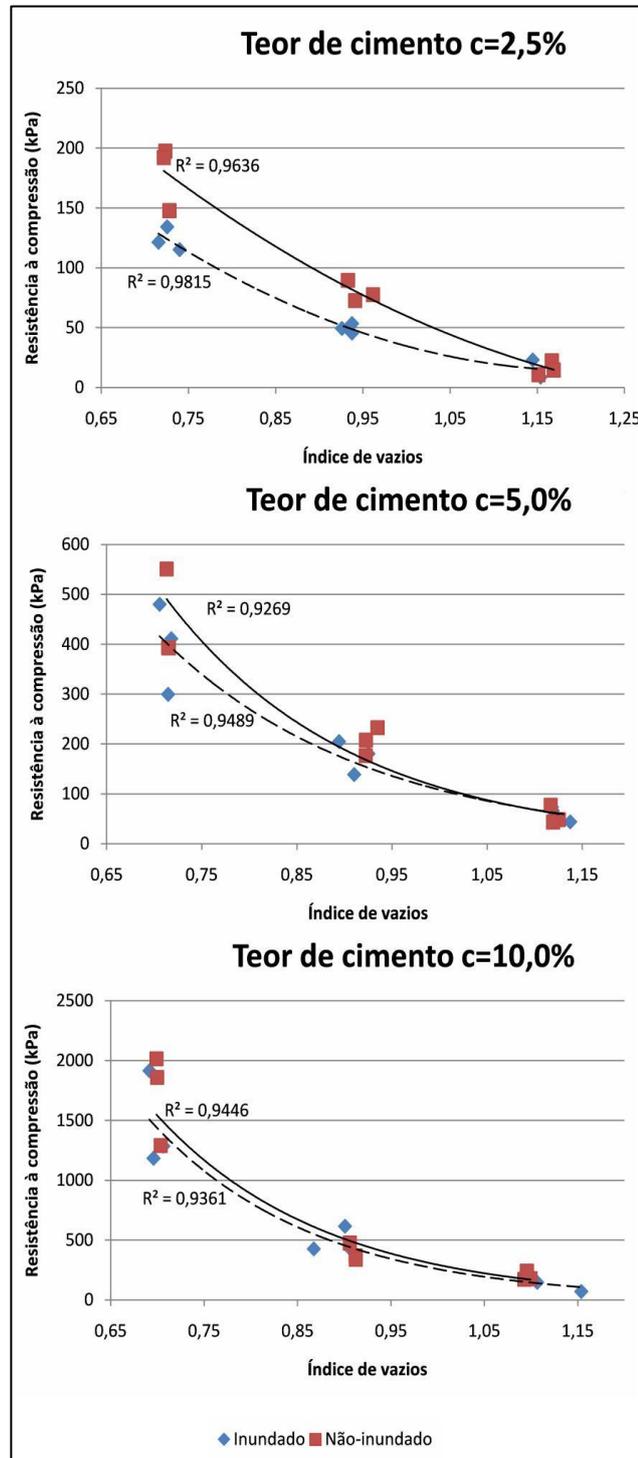


Figura 4.4 - Relação entre teor de cimento e resistência à compressão simples para cada índice de vazios

Observa-se na Figura 4.4 que o ganho de resistência provocado pela cimentação é maior em corpos de prova com baixo índice de vazios e que esse aumento não depende da inundação. O acréscimo de resistência nas amostras compactas é de aproximadamente 180% quando o teor de cimento passa de 2,5% para 5% e de 950% quando passa de 2,5% para 10%. Por outro lado, nas amostras menos compactas, a resistência varia de 15 a 200 kPa, independente do teor de cimento. O mesmo padrão de comportamento é observado tanto nas amostras inundadas como nas não inundadas, onde há uma separação das curvas nos menores índices de vazios e a junção das curvas nos maiores índices de vazios.

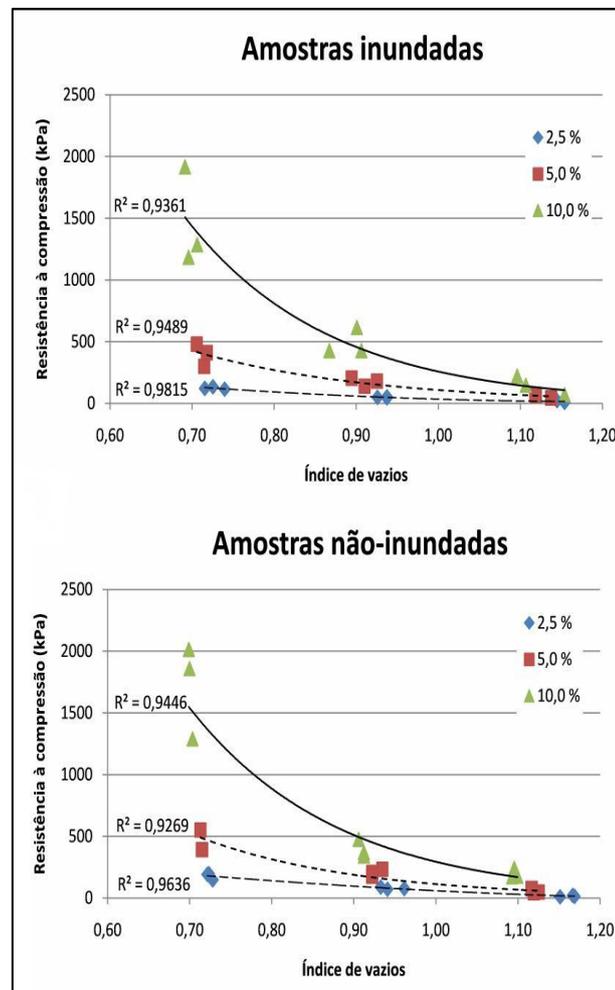


Figura 4.5 - Índice de vazios x Resistência à compressão nas condições inundadas e não inundadas.

Os gráficos da figura 4.5 relacionam o índice de vazios com a resistência à compressão, separando os resultados segundo o teor de cimento da mistura usada na moldagem. Assim é possível avaliar em um mesmo sistema de coordenadas a relação entre os dois índices citados para os três teores de cimento utilizados. Verifica-se um aumento na resistência quando o índice de vazios é reduzido e que esse aumento ocorre nas amostras não-inundadas e nas inundadas. Outro aspecto observado é que a inundação reduziu a resistência nos corpos-de-prova moldados com mesmo teor de cimento e mesmo índice de vazios. Essa diferença de resistência diminui com o aumento do teor de cimento.

Consoli et al (2009) observaram que a quantidade de água no solo e o índice de vazios afetam a resistência do solo de diferentes maneiras. Levando isso em consideração chegaram a conclusão que, no caso da compressão simples a relação entre o índice de vazios e a quantidade de cimento seria mais apropriada na análise e controle da resistência mecânica dos solos do que aplicar uma relação entre a água e a quantidade de cimento. Eles chegaram a essa conclusão avaliando gráficos em que comparavam a variação da resistência a compressão simples primeiro levando-se em conta a relação água/cimento e depois avaliando a relação índice de vazios/cimento. Observaram assim que uma relação única parecia haver no segundo caso (Resistência x índice de vazios/cimento)

Pereira (2009) também verificou que a relação entre o índice de vazios e a quantidade de cimento de uma mistura de solo cimento era o parâmetro que melhor se relacionava com as propriedades mecânicas de resistência e rigidez.

Dessa forma, conforme Consoli et al (2009), considerando V_v como volume de vazios da amostra e V_{ci} como o volume de cimento na amostra, com a razão V_v/V_{ci} pode-se encontrar graficamente a relação entre a resistência a compressão simples e o quociente V_v/V_{ci} em relação as amostras inundadas e não inundadas, a seguir nas figuras 4.6 e 4.7.

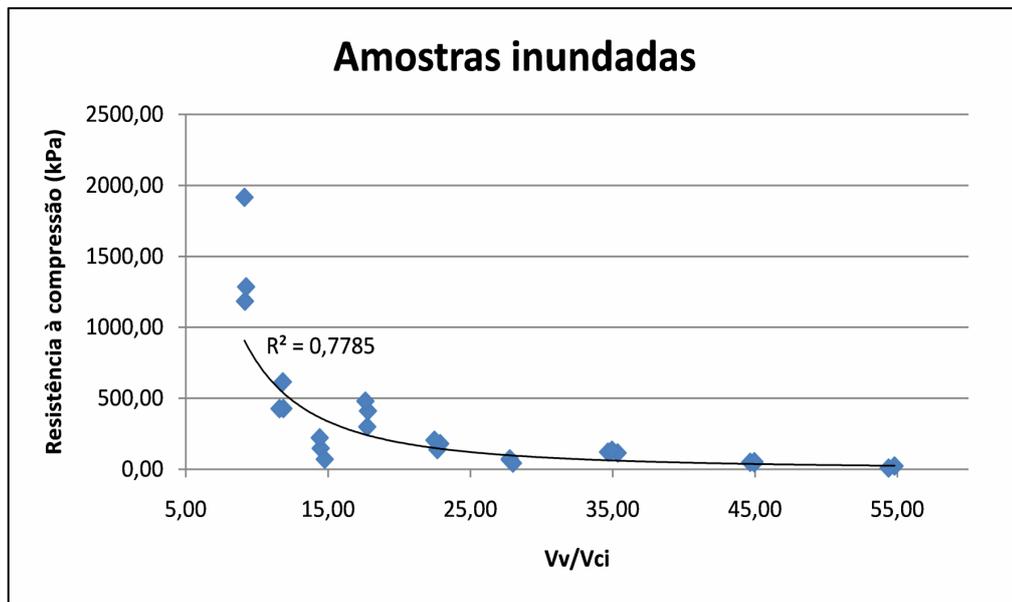


Figura 4.6 - Gráfico relacionado o quociente Vv/Vci com a resistência à compressão simples para amostras inundadas.

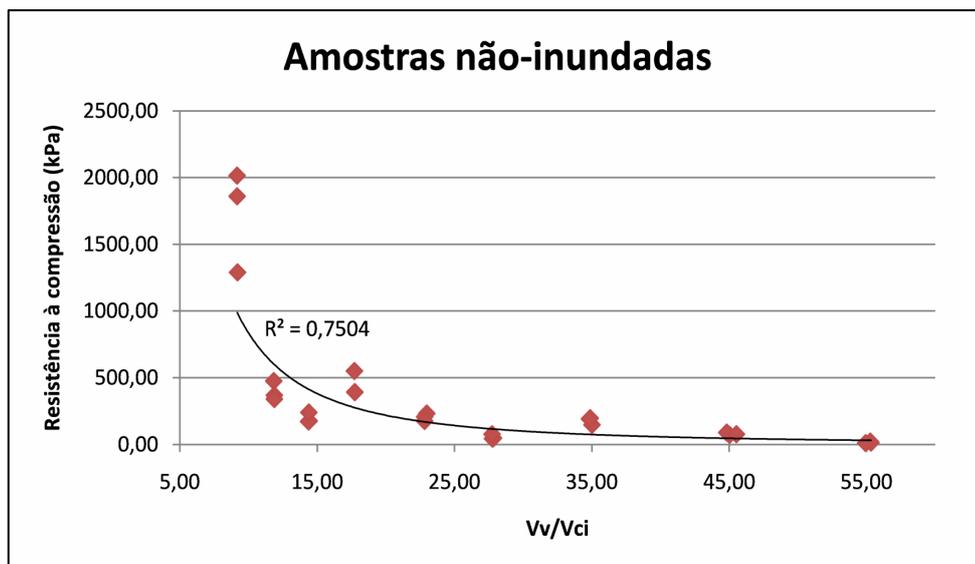


Figura 4.7 - Gráfico relacionado o quociente Vv/Vci com a resistência à compressão simples para amostras não inundadas.

Como se pode observar quanto menor o quociente Vv/Vci, maior a resistência. Assim a figura evidencia que quanto mais cimento ou quanto menos vazios, maior será a resistência do solo. Além disso os valores de resistência para amostras não inundadas se apresentaram ligeiramente maiores.

4.2 RESULTADOS DA COMPRESSÃO TRIAXIAL

4.2.1 RESULTADOS EM TERMOS DE VARIAÇÃO DA TENSÃO DESVIADORA

Inicialmente são apresentados através de quadros e gráficos os resultados agrupados por grau de cimentação e índice de vazios igual a 0,7, sendo a tensão confinante o único parâmetro variável.

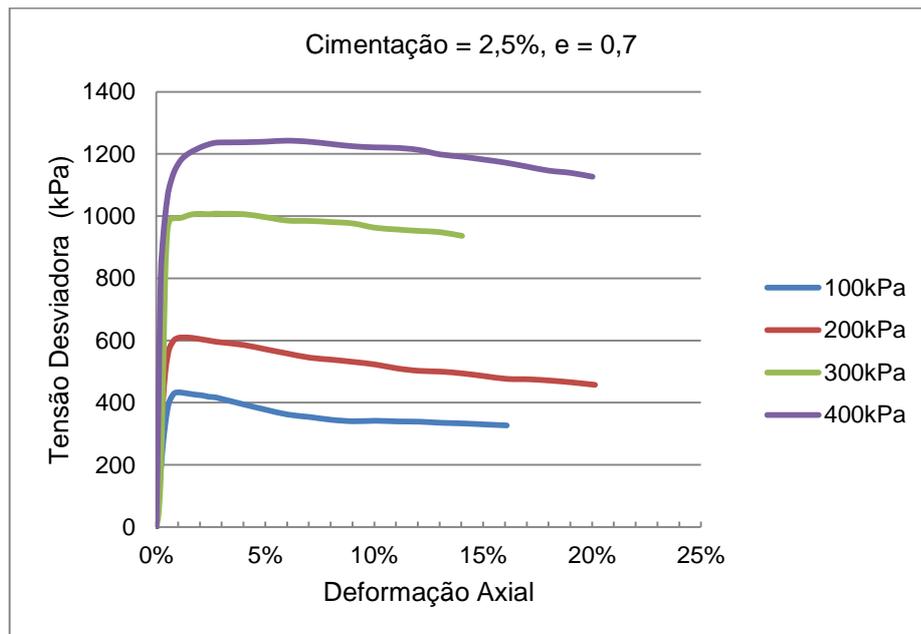


Figura 4.8 - Tensão Desviadora x Deformação Axial. Cimentação 2,5%; e=0,7

As Figuras 4.8, 4.9 e 4.10 representam graficamente o comportamento apresentado pelas amostras tendo-se em vista a variação da tensão confinante. Pode-se observar através das figuras que nas mesmas condições de cimentação e índice de vazios a resistência aumentou com o aumento da tensão confinante. De uma forma geral o apresentado nas figuras acima vai ao encontro do comportamento esperado exposto na Figura 3.12. Contudo vale salientar que a maioria dos picos de tensão desviadora apresentou-se a pequenas deformações ($\leq 3\%$), diminuindo lentamente e supostamente tendendo ao estado crítico. Pode-se deduzir que quanto maior a confinante e quanto maior o grau de cimentação, maior a resistência apresentada.

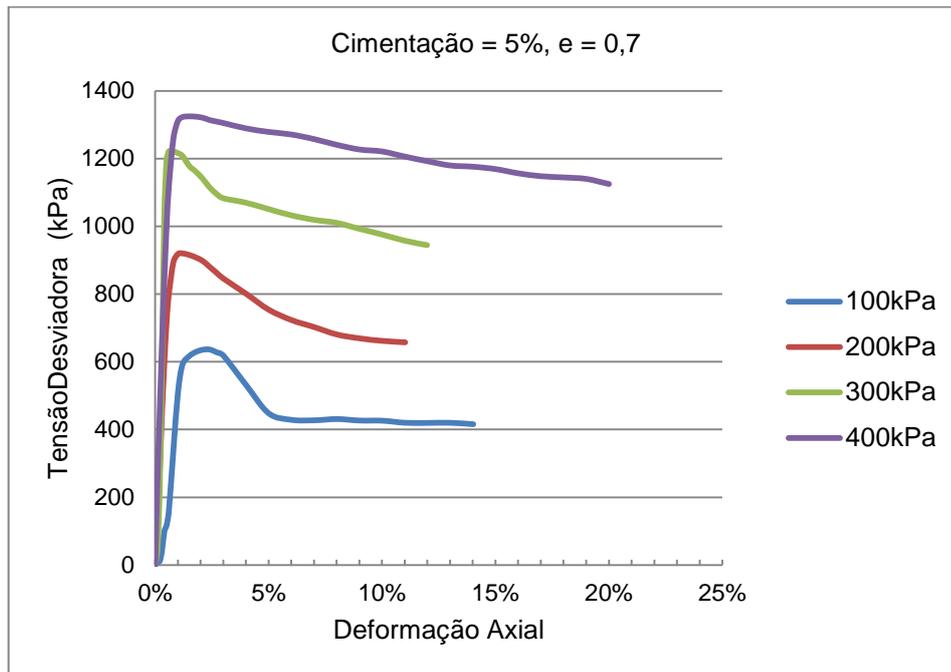


Figura 4.9 - Tensão desviadora x Deformação Axial. Cimentação 5%; e=0,7.

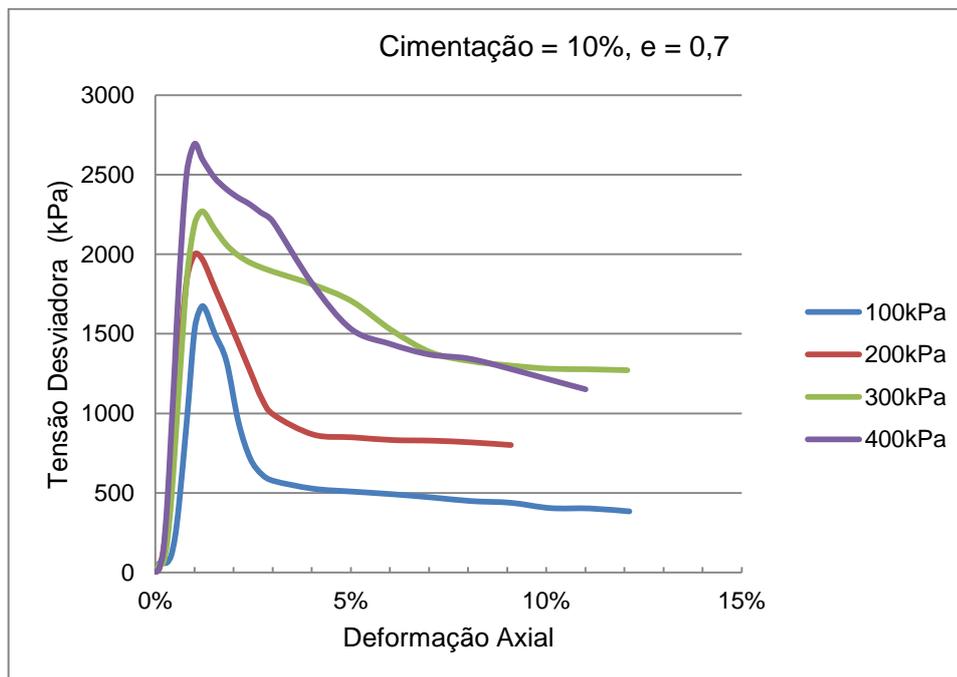


Figura 4.10– Tensão Desviadora x Deformação Axial. Cimentação 10%; e=0,7.

Os Quadros 4.4, 4.5 e 4.6 apresentam as informações das Figuras 4.8 a 4.10 de maneira mais detalhada. Pode se se observar também o valor exato do pico de tensão desviadora apresentado para cada confinante.

Quadro 4.4 – Valores de Deformação axial e Tensão desviadora para o grau de cimentação de 2,5% e índice de vazios de 0,7.

100kPa		200kPa		300kPa		400kPa	
ε	$\Delta\sigma_d$ (kPa)						
0,00	0,0	0,00	0,0	0,00	0,0	0,00	0,0
0,00	93,2	0,00	161,9	0,00	42,4	0,00	412,3
0,00	181,5	0,00	291,8	0,00	169,0	0,00	806,2
0,00	266,5	0,00	405,5	0,00	456,6	0,00	923,2
0,00	328,2	0,00	493,9	0,00	799,3	0,00	997,9
0,01	375,9	0,01	545,3	0,01	951,0	0,01	1056,6
0,01	404,9	0,01	576,3	0,01	985,9	0,01	1094,9
0,01	429,0	0,01	600,7	0,01	993,0	0,01	1140,0
0,01	433,1	0,01	608,5	0,01	993,5	0,01	1167,3
0,01	431,9	0,01	609,7	0,01	995,8	0,01	1186,0
0,02	428,8	0,02	609,4	0,02	1003,6	0,02	1202,5
0,02	425,6	0,02	606,6	0,02	1007,0	0,02	1213,7
0,02	423,4	0,02	603,2	0,02	1007,3	0,02	1223,5
0,02	419,0	0,02	599,8	0,02	1006,0	0,02	1230,8
0,03	417,1	0,03	596,1	0,03	1008,1	0,03	1235,8
0,03	411,8	0,03	593,7	0,03	1007,5	0,03	1236,9
0,04	394,3	0,04	585,4	0,04	1006,4	0,04	1237,4
0,05	377,4	0,05	571,5	0,05	996,5	0,05	1239,4
0,06	361,8	0,06	557,8	0,06	985,7	0,06	1242,6
0,07	353,9	0,07	544,8	0,07	984,5	0,07	1239,3
0,08	344,9	0,08	538,3	0,08	981,1	0,08	1232,0
0,09	340,2	0,09	531,0	0,09	976,4	0,09	1224,6
0,10	341,8	0,10	522,6	0,10	962,8	0,10	1221,1
0,11	339,7	0,11	510,0	0,11	957,1	0,11	1219,5
0,12	338,9	0,12	502,3	0,12	952,4	0,12	1213,2
0,13	335,3	0,13	499,8	0,13	948,4	0,13	1198,6
0,14	333,3	0,14	493,8	0,14	936,4	0,14	1191,0
0,15	329,9	0,15	485,1			0,15	1182,0
0,16	326,8	0,16	476,4			0,16	1172,0
		0,17	475,1			0,17	1159,1
		0,18	470,9			0,18	1146,2
		0,19	464,9			0,19	1139,0
		0,20	457,3			0,20	1126,7

Conforme pode-se observar no Quadro 4.4, para a cimentação em 2,5%, o valor do pico de tensão desviadora aumentou com a confinante. Nesse caso o

incremento de tensão também está associado ao incremento da porcentagem de deformação axial no pico.

Quadro 4.5– Valores de Deformação axial e Tensão desviadora para o grau de cimentação de 5% e índice de vazios de 0,7.

100kPa		200kPa		300kPa		400kPa	
ε	$\Delta\sigma_d$ (kPa)						
0,00	0,0	0,00	0,0	0,00	0,0	0,00	0,0
0,00	9,0	0,00	126,8	0,00	49,5	0,00	253,3
0,00	11,5	0,00	282,3	0,00	236,5	0,00	455,0
0,00	42,9	0,00	449,6	0,00	605,0	0,00	654,2
0,00	98,8	0,00	594,2	0,00	1027,8	0,00	839,2
0,01	117,0	0,01	717,4	0,00	1192,8	0,01	997,3
0,01	158,7	0,01	799,4	0,01	1221,0	0,01	1117,1
0,01	339,0	0,01	894,3	0,01	1221,0	0,01	1258,8
0,01	507,8	0,01	918,1	0,01	1216,1	0,01	1310,9
0,01	591,5	0,01	920,0	0,01	1208,1	0,01	1322,4
0,02	616,8	0,02	915,3	0,01	1178,3	0,02	1324,5
0,02	629,3	0,02	907,6	0,02	1161,0	0,02	1323,5
0,02	635,6	0,02	897,2	0,02	1140,0	0,02	1320,4
0,02	636,1	0,02	879,9	0,02	1114,9	0,02	1313,6
0,03	628,1	0,03	862,9	0,03	1096,0	0,03	1309,3
0,03	618,3	0,03	845,7	0,03	1083,0	0,03	1304,9
0,04	531,4	0,04	800,8	0,04	1069,7	0,04	1289,1
0,05	447,6	0,05	753,6	0,05	1050,9	0,05	1278,6
0,06	428,5	0,06	723,1	0,06	1032,5	0,06	1271,0
0,07	427,1	0,07	702,3	0,07	1019,2	0,07	1257,5
0,08	430,9	0,08	680,4	0,08	1010,3	0,08	1240,5
0,09	426,5	0,09	669,0	0,09	992,8	0,09	1226,8
0,10	426,0	0,10	661,7	0,10	976,0	0,10	1220,9
0,11	419,8	0,11	657,4	0,11	957,7	0,11	1205,9
0,12	419,5			0,12	944,5	0,12	1192,1
0,13	419,9					0,13	1179,6
0,14	415,6					0,14	1176,0
						0,15	1168,9
						0,16	1156,5
						0,17	1147,9
						0,18	1144,3
						0,19	1139,9
						0,20	1124,9

Conforme pode-se observar no Quadro 4.5, para a cimentação em 5%, o valor do pico de tensão desviadora aumentou com a confinante. Nesse caso, com o incremento de tensão confinante não houve incremento significativo da porcentagem de deformação axial no pico, que variou de 1 a 2%.

Quadro 4.6– Valores de Deformação Axial e Tensão Desviadora para o grau de cimentação de 10% e índice de vazios de 0,7.

100 kPa		200kPa		300kPa		400kPa	
ε (%)	$\Delta\sigma_d$ (kPa)	ε (%)	$\Delta\sigma_d$ (kPa)	ε	$\Delta\sigma_d$ (kPa)	ε (%)	$\Delta\sigma_d$ (kPa)
0,00	0,00	0,00	0,0	0,00	0,0	0,00	0,0
0,00	59,42	0,00	25,0	0,00	51,8	0,00	31,0
0,00	58,73	0,00	141,1	0,00	62,5	0,00	131,4
0,00	63,40	0,00	354,9	0,00	194,3	0,00	428,7
0,00	107,14	0,00	665,2	0,00	450,0	0,00	864,1
0,01	228,55	0,01	1031,6	0,01	794,6	0,01	1323,2
0,01	434,30	0,01	1348,8	0,01	1164,3	0,01	1817,8
0,01	968,21	0,01	1850,4	0,01	1847,0	0,01	2512,2
0,01	1540,98	0,01	2002,0	0,01	2193,5	0,01	2694,5
0,01	1674,73	0,01	1963,2	0,01	2270,3	0,01	2597,8
0,02	1501,64	0,02	1789,3	0,02	2160,5	0,02	2484,8
0,02	1324,61	0,02	1617,2	0,02	2061,3	0,02	2412,9
0,02	946,72	0,02	1441,6	0,02	1994,3	0,02	2358,8
0,02	716,57	0,02	1263,9	0,02	1948,6	0,02	2316,7
0,03	615,24	0,03	1089,5	0,03	1916,7	0,03	2261,8
0,03	574,66	0,03	989,8	0,03	1890,2	0,03	2207,0
0,04	526,17	0,04	866,5	0,04	1809,9	0,04	1819,7
0,05	508,01	0,05	849,3	0,05	1703,8	0,05	1531,2
0,06	491,61	0,06	832,2	0,06	1523,7	0,06	1436,8
0,07	471,32	0,07	828,3	0,07	1383,8	0,07	1370,3
0,08	448,46	0,08	817,5	0,08	1328,7	0,08	1345,1
0,09	437,78	0,09	800,8	0,09	1301,2	0,09	1284,7
0,10	404,47			0,10	1280,9	0,10	1217,6
0,11	402,17			0,11	1277,2	0,11	1151,1
0,12	383,70			0,12	1271,1		

Conforme pode-se observar no Quadro 4.6, para a cimentação em 10%, o valor do pico de tensão desviadora aumentou com a confinante. Nesse caso, com o incremento de tensão confinante não houve incremento significativo da porcentagem de deformação axial no pico, que ficou praticamente constante e em torno de 1%.

As Figuras 4.11, 4.12, 4.13 e 4.14 apresentam a variação da tensão desviadora, porém agrupados de forma em que há a variação do grau de cimentação, mantendo-se constantes, para um mesmo gráfico, a tensão confinante.

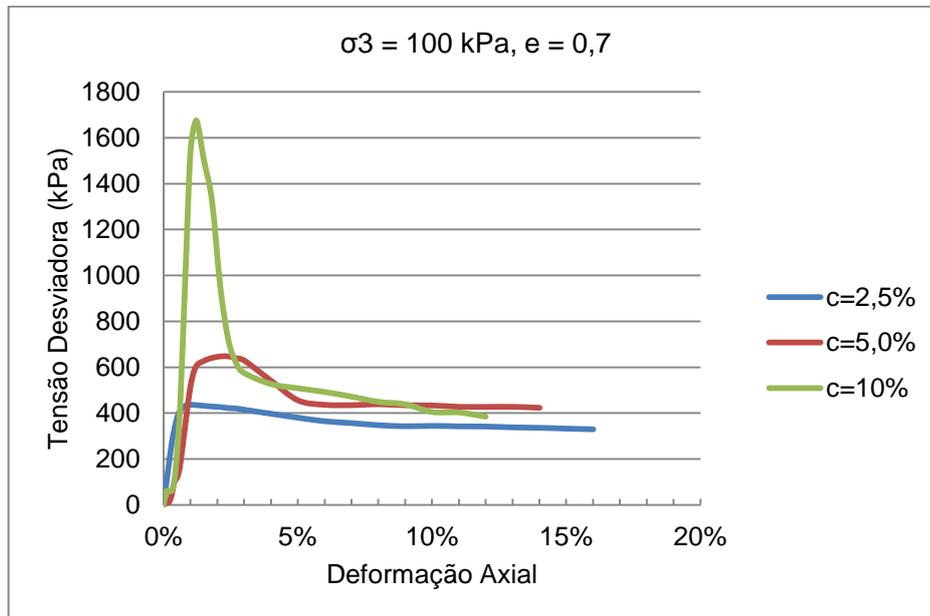


Figura 4.11– Tensão Desviadora x Deformação Axial. Tensão Confinante de 100kPa; e=0,7.

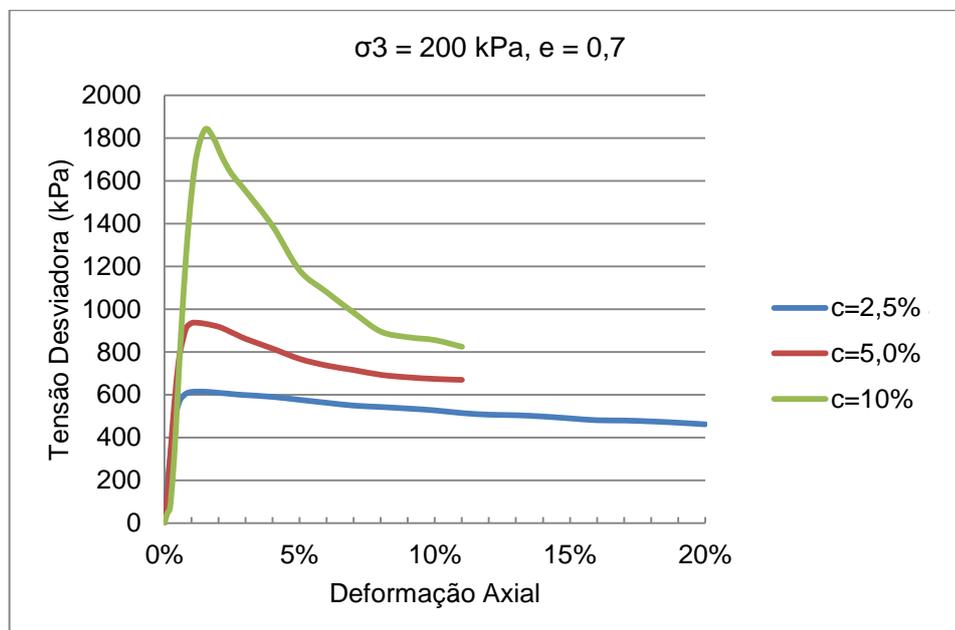


Figura 4.12– Tensão Desviadora x Deformação Axial. Tensão Confinante de 200kPa; e=0,7.

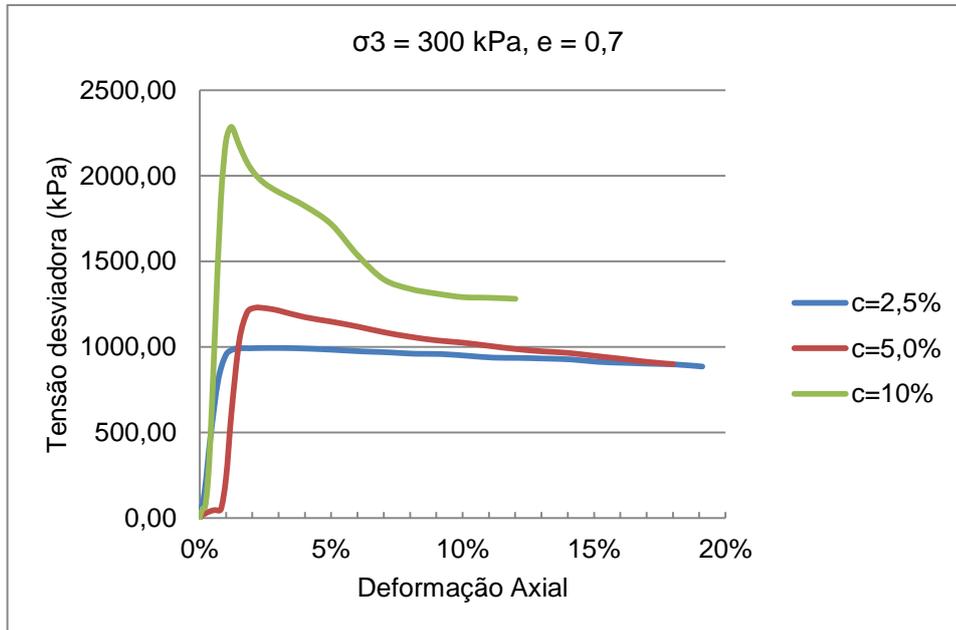


Figura 4.13 – Tensão Desviadora x Deformação Axial. Tensão Confinante de 300kPa; e=0,7.

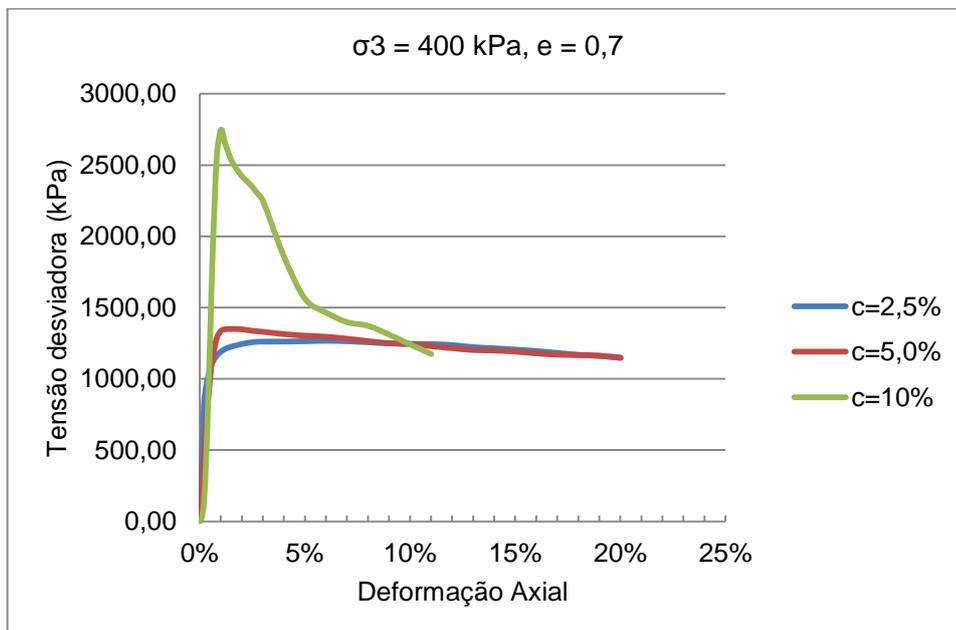


Figura 4.14– Tensão Desviadora x Deformação Axial. Tensão Confinante de 400kPa; e=0,7.

Conforme pode-se observar claramente a partir das figuras para uma mesma confinante o pico de tensão desviadora aumenta com a cimentação. Da mesma forma com o aumento da confinante são obtidos maiores valores para o pico.

4.2.2 RESULTADOS EM TERMOS DE VARIAÇÃO DA POROPRESSÃO

As Figuras 4.15, 4.16 e 4.17 representam graficamente o comportamento apresentado pelas amostras tendo-se em vista a variação da poropressão para as várias confinantes testadas. De uma forma geral o apresentado nas figuras acima vai ao encontro do comportamento esperado exposto na Figura 3.14 que apresentava a variação da poropressão com a deformação axial para areia compacta e argila sobreadensada.

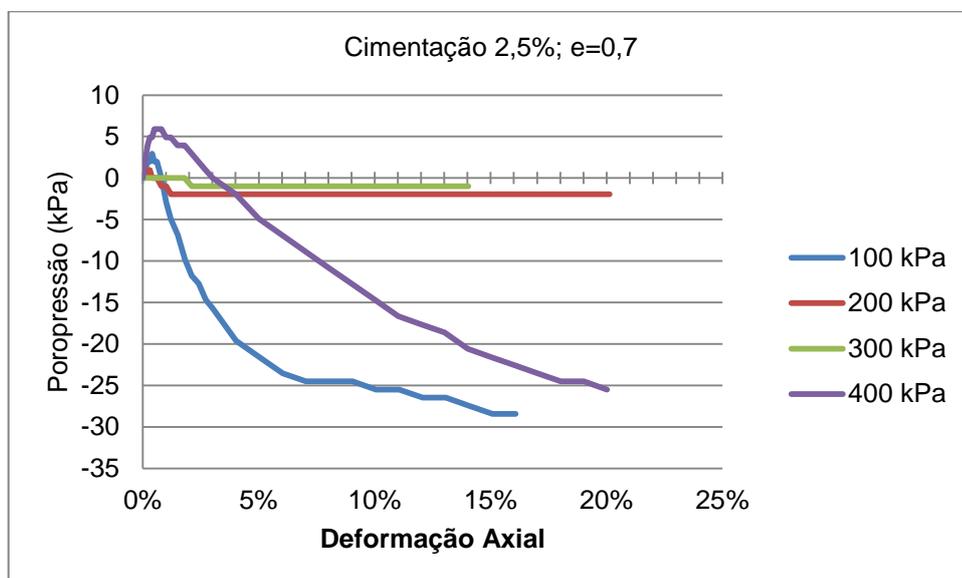


Figura 4.15- Poropressão x Deformação Axial. Cimentação 2,5%; e=0,7

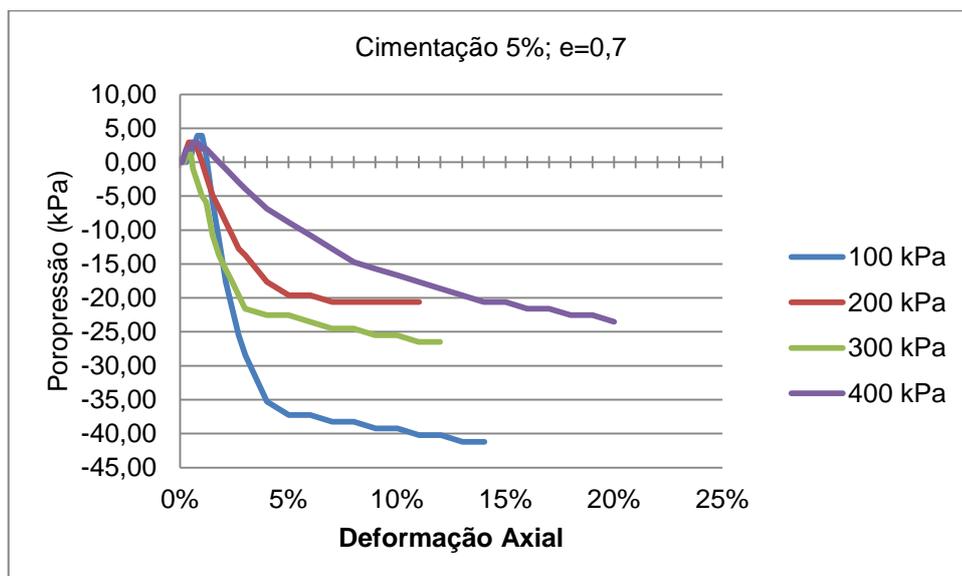


Figura 4.16- Poropressão x Deformação Axial. Cimentação 5%; e=0,7

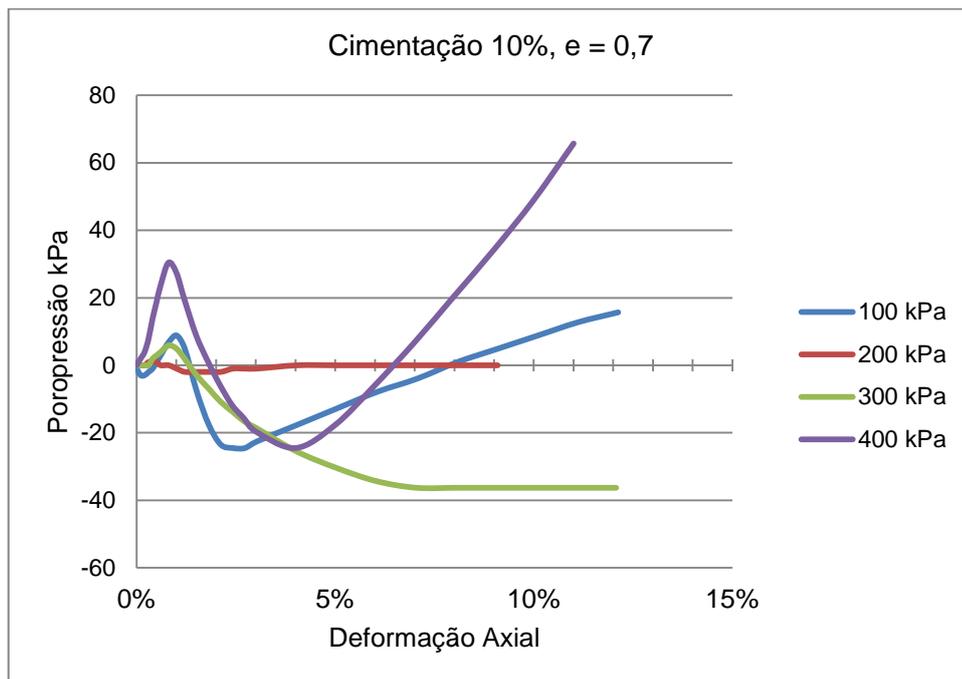


Figura 4.17- Poropressão x Deformação Axial. Cimentação 10%; e=0,7

Na Figura 4.17 o comportamento inesperado foi apresentado para as confinantes de 100 kPa e de 400 kPa, onde as pressões neutras tornaram-se negativas e em seguida voltaram a apresentar valores positivos. Isso se deu provavelmente devido a rigidez da amostra, que pode ter absorvido as diferenças de poropressão e dificultou a aquisição de dados pelo transdutor de pressão neutra. A curva mais representativa nesse caso é a correspondente a confinante de 300 kPa.

No caso estudado a pressão neutra aumenta com a deformação até certo limite, além do qual ela decresce e torna-se negativa. Esse decréscimo deve-se à tendência do solo a dilatar-se. Dessa forma a areia artificialmente cimentada aqui estudada comporta-se como uma areia compacta, sendo que a poropressão se torna negativa a pequenas deformações axiais (< 2%). As poropressões tendem à estabilização para valores maiores de deformação (>5%).

Os Quadros 4.7, 4.8 e 4.9 apresentam de forma detalhada os dados que embasaram a elaboração dos gráficos 4.15 a 4.17.

Pode-se observar através do Quadro 4.7 os valores atípicos apresentados pelas confinantes de 200 e 300 kPa. O comportamento constante para a variação de poropressão quando se tende ao estado crítico é esperado, mas apenas a maiores deformações. O comportamento esperado do solo é aquele apresentado pelas confinantes de 100 e 400 kPa.

O quadro 4.8 apresenta os valores de deformação axial e variação da poropressão variando-se a confinante, para o caso em que a cimentação é 5% e o índice de vazios vale 0,7. Nesse caso, todos os resultados vão ao encontro do comportamento esperado, com a variação de poropressão quase constante a grandes deformações (estado crítico).

Quadro 4.7– Valores de Poropressão e Deformação Axial para o grau de cimentação de 2,5% e índice de vazios de 0,7.

100 kPa		200 kPa		300 kPa		400 kPa	
Neutra (kPa)	ϵ						
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,98	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,96	0,00
1,96	0,00	0,98	0,00	0,00	0,00	3,92	0,00
1,96	0,00	0,98	0,00	0,00	0,00	4,90	0,00
2,94	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	4,90	0,00
1,96	0,01	0,00	0,01	0,00	0,01	5,88	0,01
1,96	0,01	0,00	0,01	0,00	0,01	5,88	0,01
0,00	0,01	-0,98	0,01	0,00	0,01	5,88	0,01
-2,94	0,01	-0,98	0,01	0,00	0,01	4,90	0,01
-4,90	0,01	-1,96	0,01	0,00	0,01	4,90	0,01
-6,86	0,02	-1,96	0,02	0,00	0,02	3,92	0,02
-9,81	0,02	-1,96	0,02	0,00	0,02	3,92	0,02
-11,77	0,02	-1,96	0,02	-0,98	0,02	2,94	0,02
-12,75	0,02	-1,96	0,02	-0,98	0,02	1,96	0,02
-14,71	0,03	-1,96	0,03	-0,98	0,03	0,98	0,03
-15,69	0,03	-1,96	0,03	-0,98	0,03	0,00	0,03
-19,61	0,04	-1,96	0,04	-0,98	0,04	-1,96	0,04
-21,57	0,05	-1,96	0,05	-0,98	0,05	-4,90	0,05
-23,54	0,06	-1,96	0,06	-0,98	0,06	-6,86	0,06
-24,52	0,07	-1,96	0,07	-0,98	0,07	-8,83	0,07
-24,52	0,08	-1,96	0,08	-0,98	0,08	-10,79	0,08
-24,52	0,09	-1,96	0,09	-0,98	0,09	-12,75	0,09
-25,50	0,10	-1,96	0,10	-0,98	0,10	-14,71	0,10
-25,50	0,11	-1,96	0,11	-0,98	0,11	-16,67	0,11
-26,48	0,12	-1,96	0,12	-0,98	0,12	-17,65	0,12
-26,48	0,13	-1,96	0,13	-0,98	0,13	-18,63	0,13
-27,46	0,14	-1,96	0,14	-0,98	0,14	-20,59	0,14
-28,44	0,15	-1,96	0,15			-21,57	0,15
-28,44	0,16	-1,96	0,16			-22,56	0,16
		-1,96	0,17			-23,54	0,17
		-1,96	0,18			-24,52	0,18
		-1,96	0,19			-24,52	0,19
		-1,96	0,20			-25,50	0,20

Quadro 4.8– Valores de Poropressão e Deformação Axial para o grau de cimentação de 5% e índice de vazios de 0,7.

100 kPa		200 kPa		300 kPa		400 kPa	
Neutra (kPa)	ϵ						
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,00	0,00	0,98	0,00	0,00	0,00	0,98	0,00
0,00	0,00	1,96	0,00	0,98	0,00	1,96	0,00
0,98	0,00	2,94	0,00	1,96	0,00	1,96	0,00
0,98	0,01	2,94	0,01	0,98	0,00	1,96	0,01
1,96	0,01	2,94	0,01	-0,98	0,01	2,94	0,01
3,92	0,01	1,96	0,01	-2,94	0,01	2,94	0,01
3,92	0,01	0,00	0,01	-4,90	0,01	1,96	0,01
0,98	0,01	-1,96	0,01	-5,88	0,01	1,96	0,01
-5,88	0,02	-4,90	0,02	-10,79	0,01	0,98	0,02
-11,77	0,02	-6,86	0,02	-13,73	0,02	0,00	0,02
-17,65	0,02	-8,83	0,02	-15,69	0,02	-0,98	0,02
-21,57	0,02	-10,79	0,02	-17,65	0,02	-1,96	0,02
-25,50	0,03	-12,75	0,03	-19,61	0,03	-2,94	0,03
-28,44	0,03	-13,73	0,03	-21,57	0,03	-3,92	0,03
-35,30	0,04	-17,65	0,04	-22,56	0,04	-6,86	0,04
-37,27	0,05	-19,61	0,05	-22,56	0,05	-8,83	0,05
-37,27	0,06	-19,61	0,06	-23,54	0,06	-10,79	0,06
-38,25	0,07	-20,59	0,07	-24,52	0,07	-12,75	0,07
-38,25	0,08	-20,59	0,08	-24,52	0,08	-14,71	0,08
-39,23	0,09	-20,59	0,09	-25,50	0,09	-15,69	0,09
-39,23	0,10	-20,59	0,10	-25,50	0,10	-16,67	0,10
-40,21	0,11	-20,59	0,11	-26,48	0,11	-17,65	0,11
-40,21	0,12			-26,48	0,12	-18,63	0,12
-41,19	0,13					-19,61	0,13
-41,19	0,14					-20,59	0,14
						-20,59	0,15
						-21,57	0,16
						-21,57	0,17
						-22,56	0,18
						-22,56	0,19
						-23,54	0,20

Quadro 4.9– Valores de Poropressão e Deformação Axial para o grau de cimentação de 10% e índice de vazios de 0,7.

100 kPa		200 kPa		300 kPa		400 kPa	
Neutra (kPa)	ϵ						
-0,98	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
-2,94	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,96	0,00
-2,94	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	3,92	0,00
-1,96	0,00	0,98	0,00	0,00	0,00	7,85	0,00
-0,98	0,00	0,98	0,00	1,96	0,00	13,73	0,00
0,98	0,01	0,98	0,01	2,94	0,01	18,63	0,01
2,94	0,01	0,00	0,01	3,92	0,01	23,54	0,01
6,86	0,01	0,00	0,01	5,88	0,01	30,40	0,01
8,83	0,01	-0,98	0,01	4,90	0,01	27,46	0,01
4,90	0,01	-1,96	0,01	1,96	0,01	19,61	0,01
-7,85	0,02	-1,96	0,02	-2,94	0,02	8,83	0,02
-17,65	0,02	-1,96	0,02	-6,86	0,02	0,98	0,02
-23,54	0,02	-1,96	0,02	-10,79	0,02	-5,88	0,02
-24,52	0,02	-0,98	0,02	-13,73	0,02	-11,77	0,02
-24,52	0,03	-0,98	0,03	-16,67	0,03	-15,69	0,03
-22,56	0,03	-0,98	0,03	-18,63	0,03	-19,61	0,03
-17,65	0,04	0,00	0,04	-25,50	0,04	-24,52	0,04
-12,75	0,05	0,00	0,05	-30,40	0,05	-17,65	0,05
-7,85	0,06	0,00	0,06	-34,32	0,06	-5,88	0,06
-3,92	0,07	0,00	0,07	-36,28	0,07	6,86	0,07
0,98	0,08	0,00	0,08	-36,28	0,08	20,59	0,08
4,90	0,09	0,00	0,09	-36,28	0,09	34,32	0,09
8,83	0,10			-36,28	0,10	49,03	0,10
12,75	0,11			-36,28	0,11	65,70	0,11
15,69	0,12			-36,28	0,12		

Pode-se observar através do Quadro 4.9 os valores atípicos apresentados pelas confinantes de 100 e 400 kPa. A provável causa desses valores atípicos já foi discutido juntamente com a figura 4.17. O comportamento esperado do solo é aquele apresentado pela confinante de 300 k Pa.

As figuras 4.18, 4.19, 4.20 e 4.21 apresentam a variação da pressão neutra, porém agrupados de forma em que há a variação do grau de cimentação, mantendo-se constantes, para um mesmo gráfico, a tensão confinante.

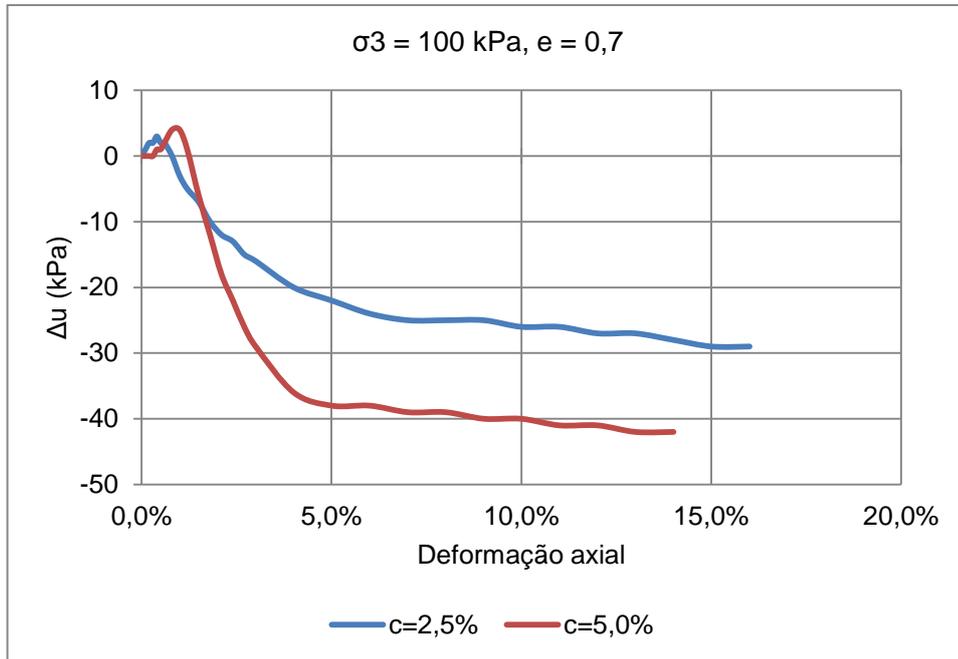


Figura 4.18- Poropressão x Deformação Axial. Confinante 100kPa ; e=0,7

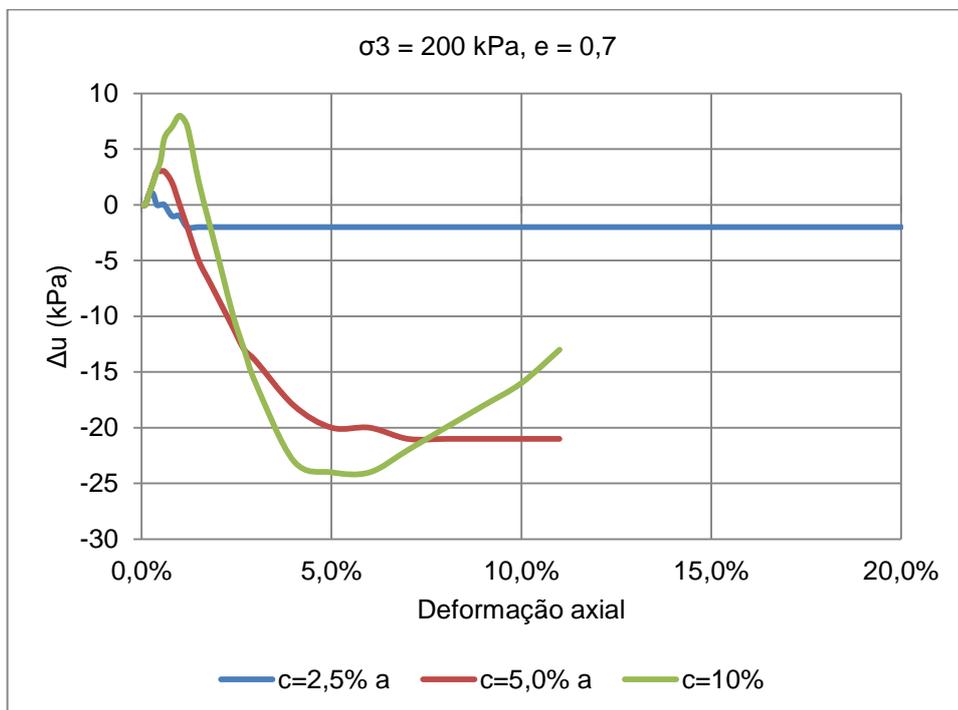


Figura 4.19- Poropressão x Deformação Axial. Confinante 200kPa ; e=0,7

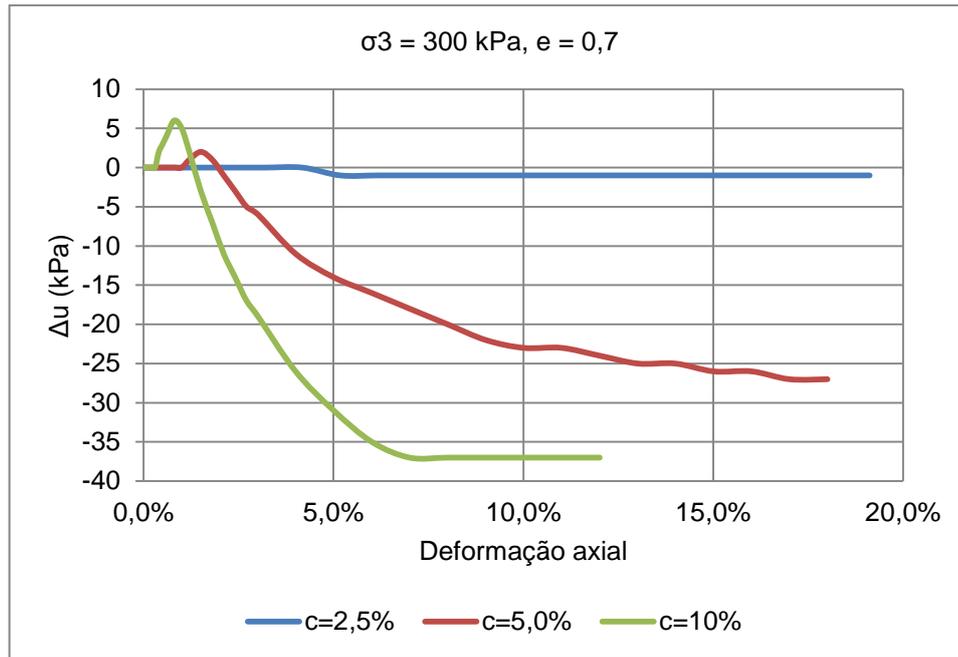


Figura 4.20- Poropressão x Deformação Axial. Confinante 300kPa ; e=0,7

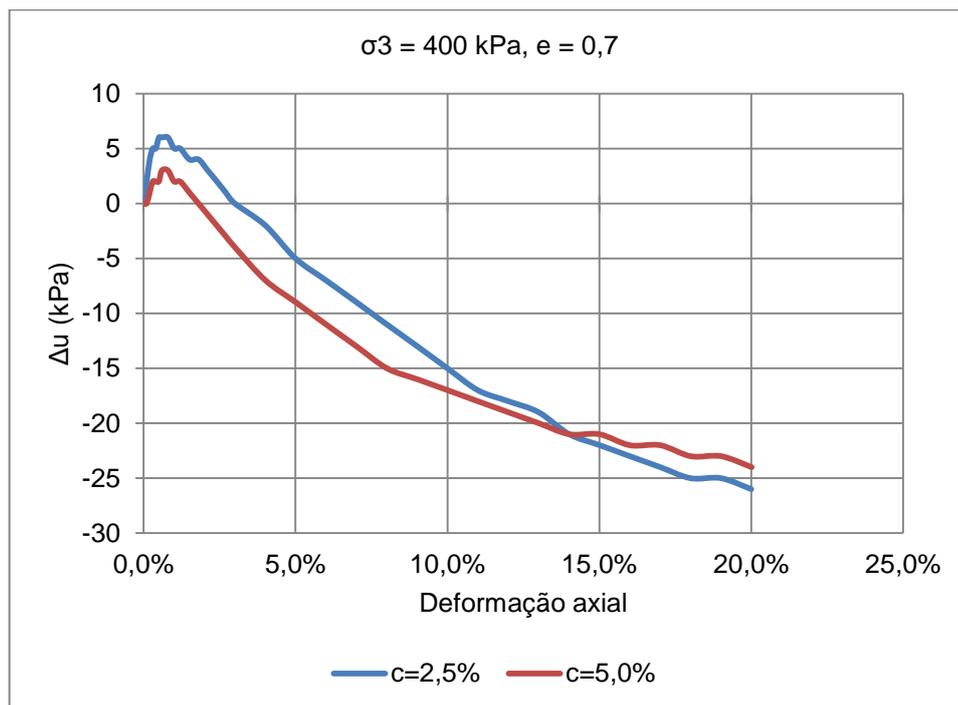


Figura 4.21- Poropressão x Deformação Axial. Confinante 400kPa ; e=0,7

Pode-se visualizar nos gráficos acima que para menores confinantes e maiores graus de cimentação, os valores da pressão neutra a altas deformações se tornam mais negativos. Aparentemente quanto maior a confinante e menor a cimentação, maior a deformação em que a pressão neutra se torna negativa.

4.2.3 RESULTADOS EM TERMOS DAS TRAJETÓRIAS DE TENSÕES EFETIVAS.

As Figuras 4.22, 4.23 e 4.24 apresentam as trajetórias de tensões efetivas nos ensaios com $e=0,7$.

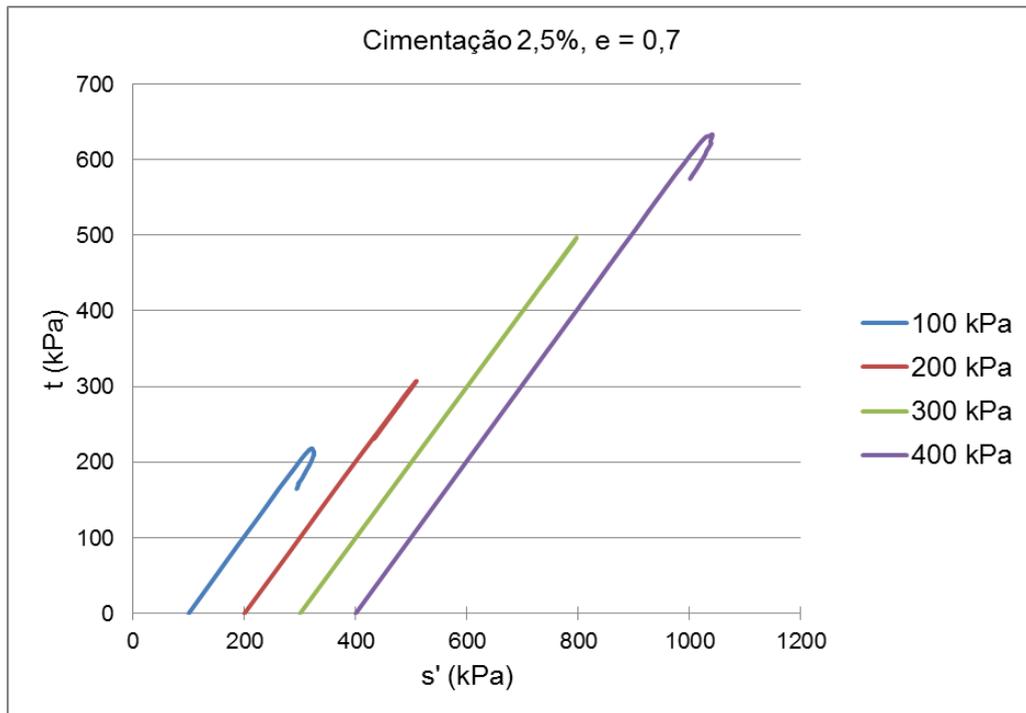


Figura 4.22– Trajetória de Tensões Efetivas. Cimentação = 2,5%, $e=0,7$

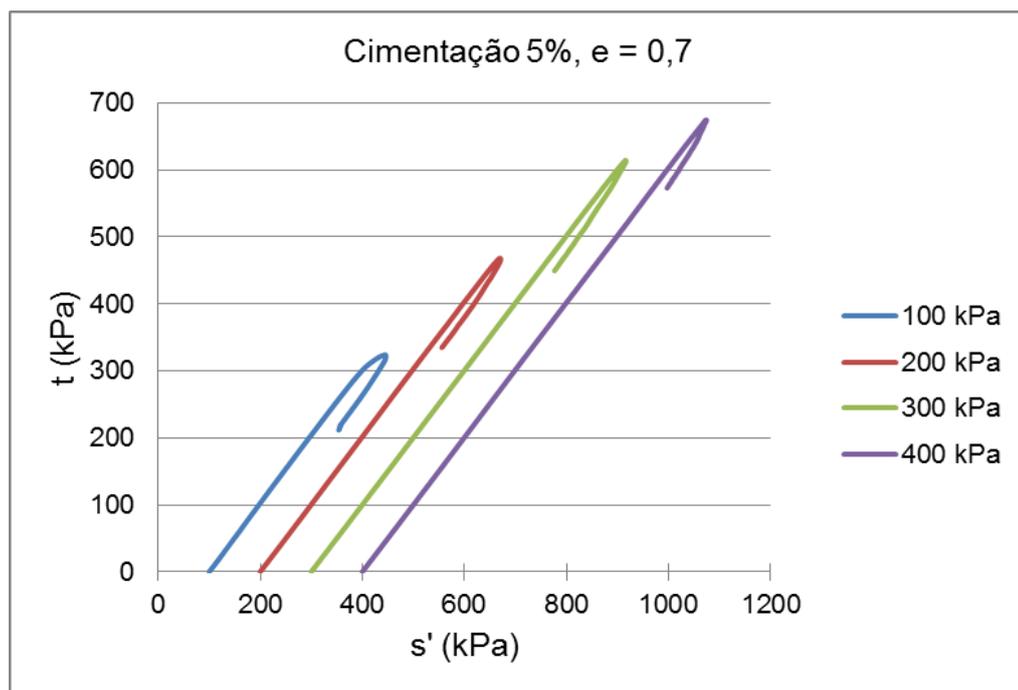


Figura 4.23– Trajetória de Tensões Efetivas. Cimentação = 5%, $e=0,7$

Como observa-se nas Figuras 4.22, 4,23 e 4.24, as trajetórias de tensões apresentam-se com uma ligeira curvatura à direita, fato esse indicativo de valores negativos para a variação da pressão neutra durante o cisalhamento. Contudo esse valor não apresenta grandes variações em relação a uma trajetória de tensões totais. Quanto maior for a variação negativa de poropressão, maior a curvatura à direita apresentada na trajetória de tensão efetiva. Aparentemente o grau de cimentação e confinante não influenciaram a curvatura da Trajetória de Tensão Efetiva. Vale salientar que essa curvatura é um indicativo de dilatação na amostra.

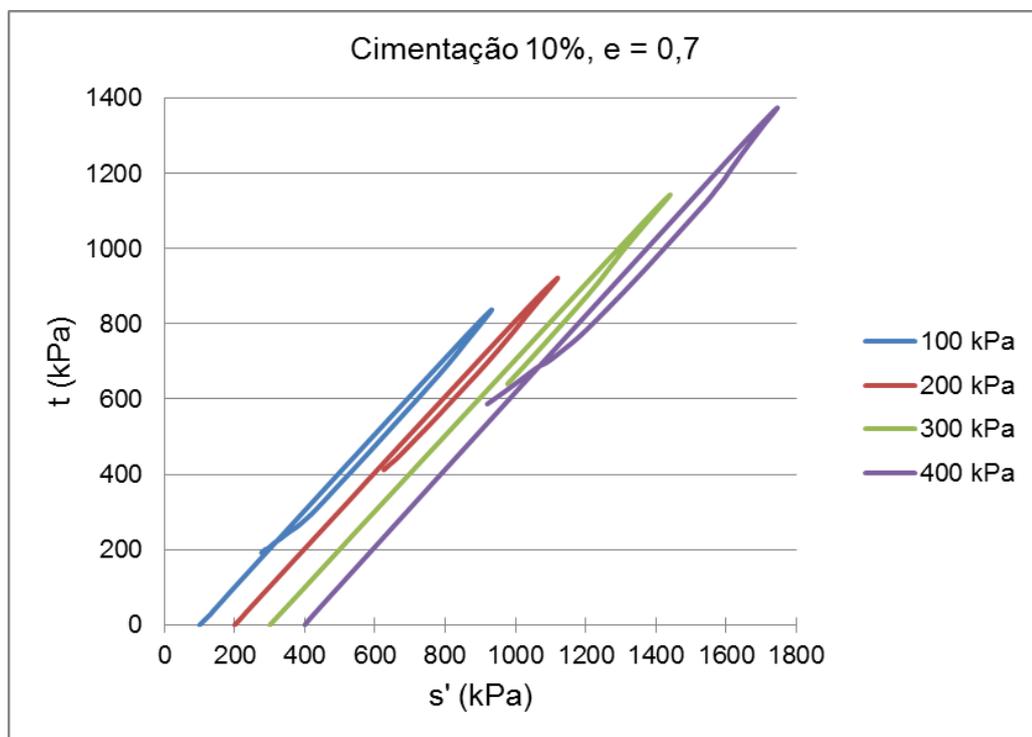


Figura 4.24– Trajetória de Tensões Efetivas. Cimentação = 10%, e=0,7.

4.2.4 AVALIAÇÃO DOS RESULTADOS EM TERMOS DOS POSSÍVEIS CRITÉRIOS DE RUPTURA

Em sua pesquisa, Baxter et al (2011) propuseram a análise de diferentes critérios de ruptura para a comparação de resultados obtidos entre ensaios triaxiais drenados e não drenados, para baixos níveis de cimentação. Entre eles, podemos citar o máximo pico de tensão desviadora $[(\sigma_d)_{max}]$, parâmetro de poropressão de Skempton igual a zero ($\bar{A} = 0$ ou $\Delta u = 0$) e a máxima razão entre tensões principais $[(\sigma_1'/\sigma_3')_{max}]$.

Iniciamos a análise dos resultados dos ensaios triaxiais verificando as curvas tensão deformação para o caso de máxima tensão desviadora. Aqui, as Figuras 4.25, 4.26 e 4.27 mostram as curvas tensão deformação normalizadas pela divisão de σ_1' por σ_3' .

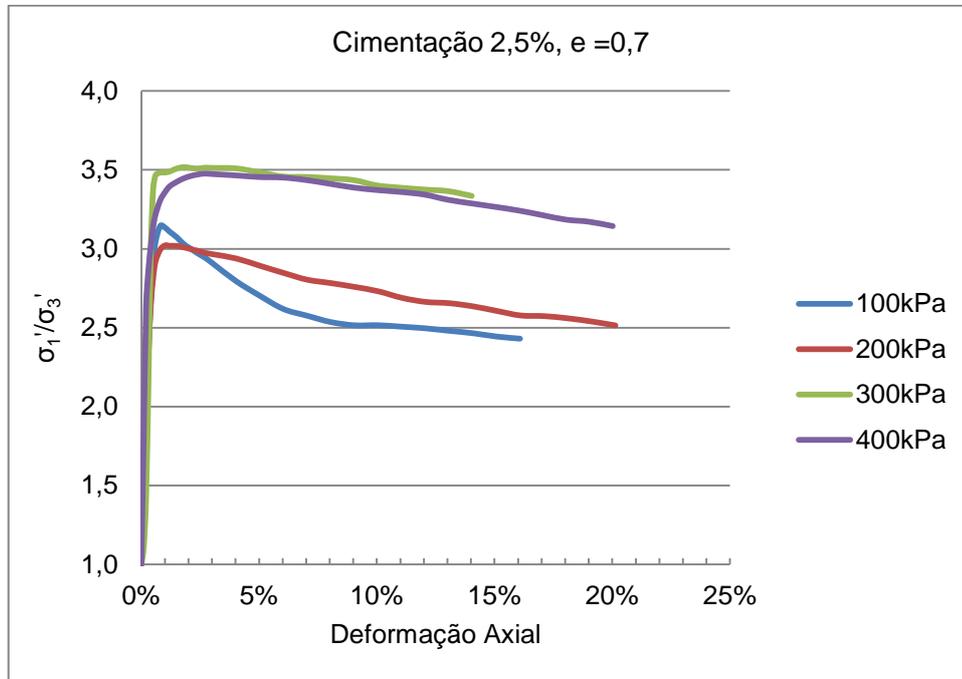


Figura 4.25– Razão entre Tensões Principais x Deformação Axial. Cimentação = 2,5%, e=0,7

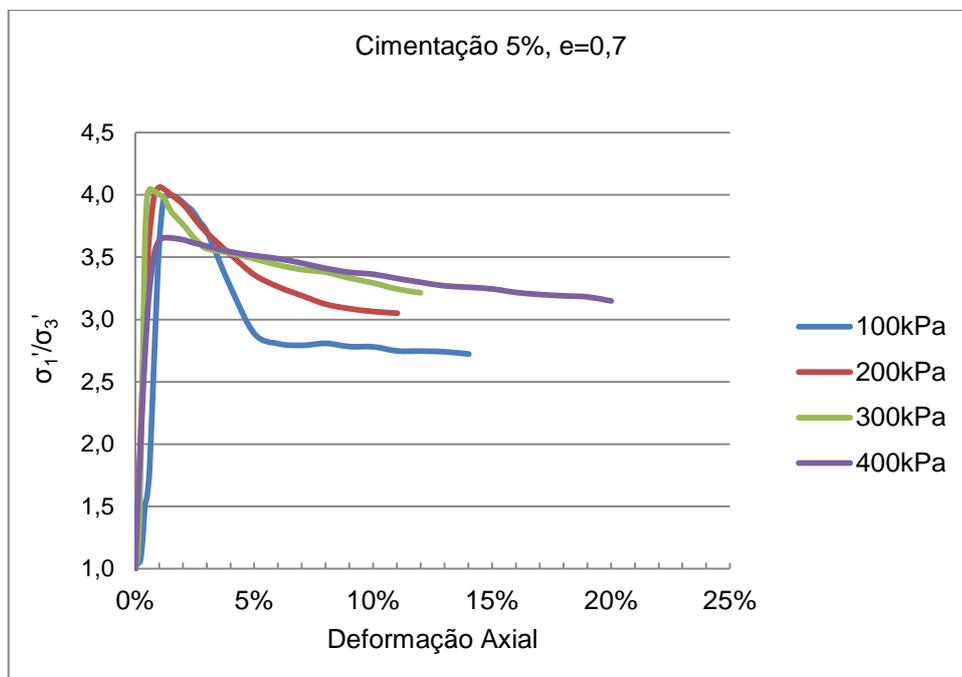


Figura 4.26– Razão entre Tensões Principais x Deformação Axial. Cimentação = 5%, e=0,7

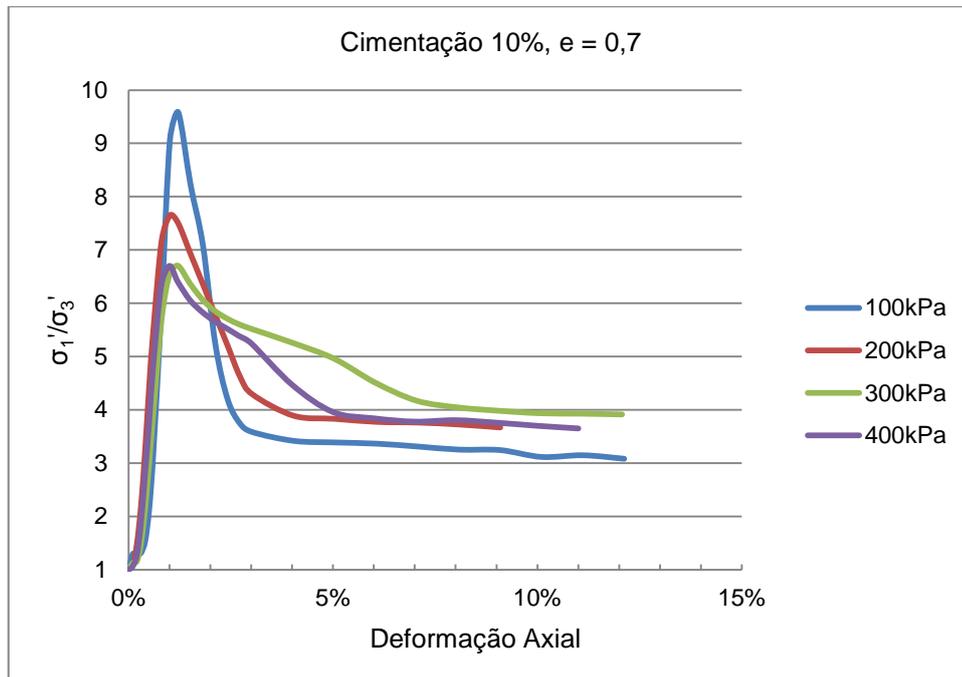


Figura 4.27– Razão entre Tensões principais x Deformação Axial. Cimentação = 10%, e=0,7

A utilização de máxima razão entre tensões principais, entretanto não apresentou resultados tão diferentes daqueles observados no critério de máxima tensão desviadora. Para os três níveis de cimentação, em todas as confinantes os valores de deformação axial encontradas nos dois critérios foram quase iguais, com pequenas diferenças em alguns casos, quando não eram coincidentes. Essas deformações foram quase sempre inferiores a 3%. Talvez isso se deva ao fato de que aqui os níveis de cimentação estudados foram mais elevados do que aqueles desenvolvidos por Baxter et al (2011), em que a cimentação de 2,5% foi a máxima estudada.

Nas Figuras 4.28, 4.29 e 4.30 observa-se a variação do parâmetro de poropressão de Skempton \bar{A} com a deformação axial assim como foi feito para os outros critérios de ruptura.

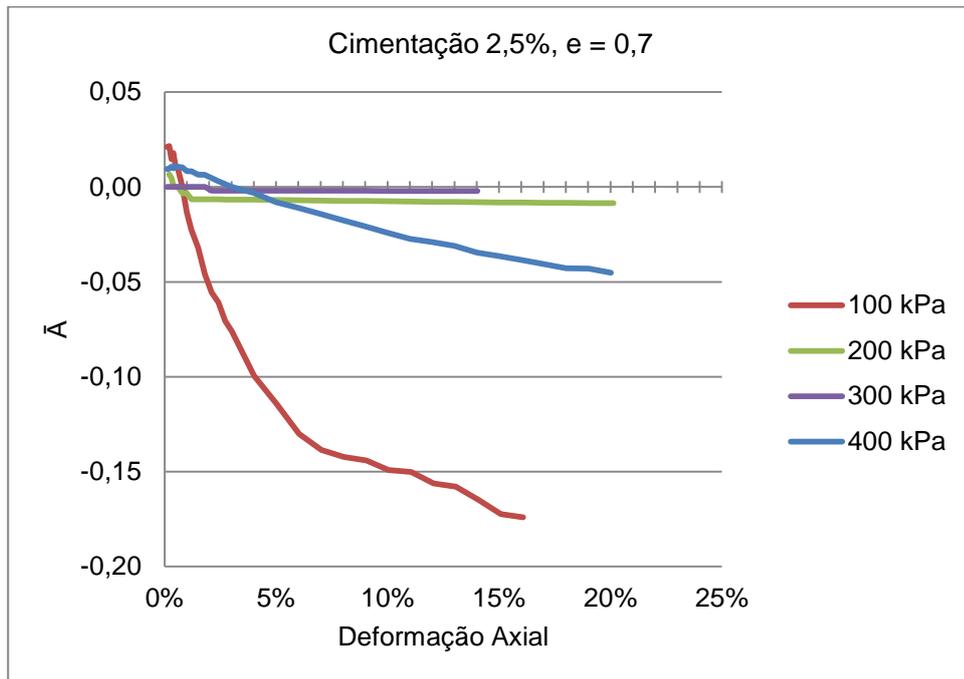


Figura 4.28– \bar{A} x Deformação Axial. Cimentação = 2,5%, e=0,7

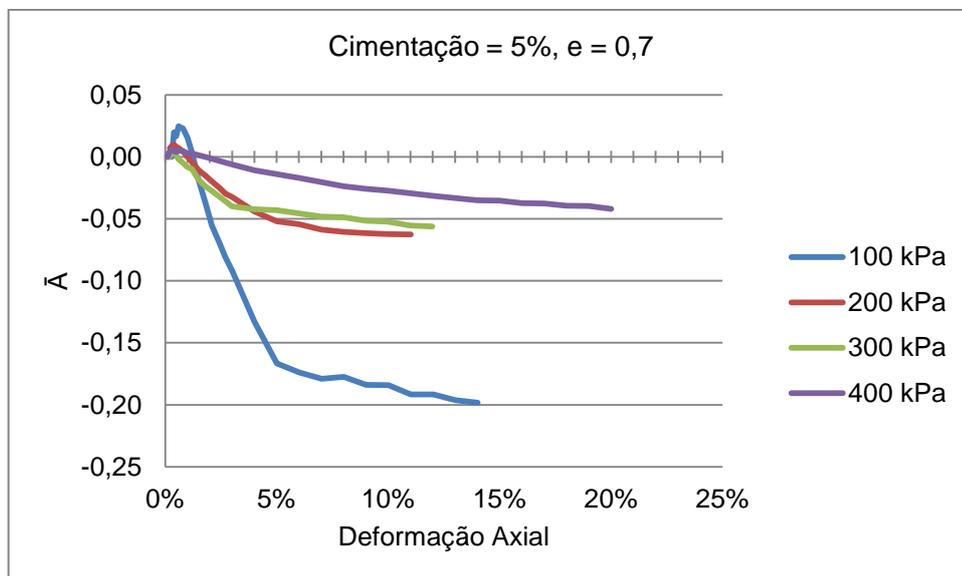


Figura 4.29– \bar{A} x Deformação Axial. Cimentação = 5%, e=0,7

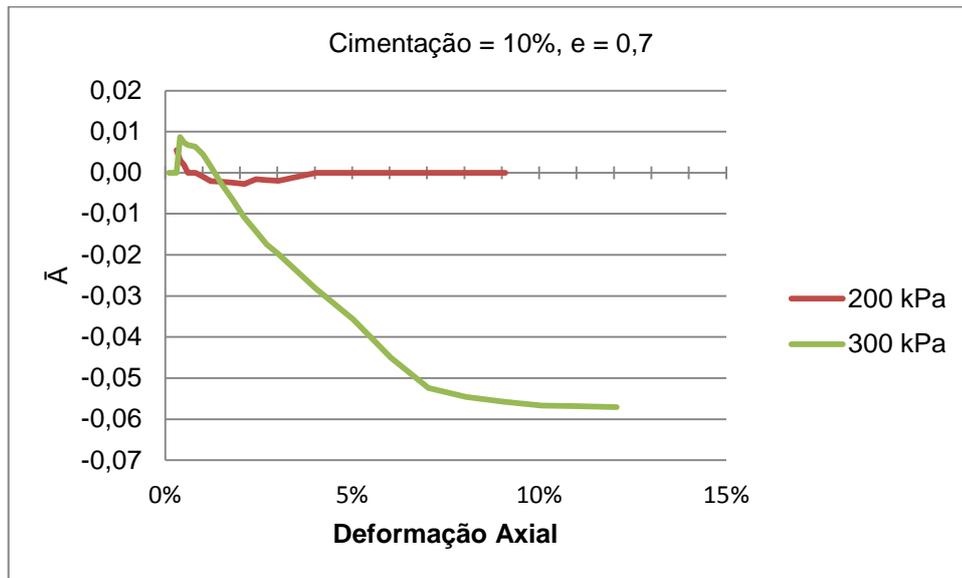


Figura 4.30– \bar{A} x Deformação Axial. Cimentação = 10%, $e=0,7$

A análise de $\bar{A} = 0$ como critério de ruptura também apresentou resultados bastante parecidos ao da máxima tensão desviadora e da máxima razão entre as tensões principais. De uma forma geral, para o índice de vazios 0,7 e para os graus de cimentação aqui estudados, os três critérios de ruptura apresentaram resultados bastante próximos entre si. Dessa forma a adoção de um ou outro não parece implicar em grandes diferenças, nessas condições.

Os Quadros 4.10, 4.11 e 4.12 apresentam um comparativo mais detalhado entre os três critérios de ruptura aqui analisados e a deformação axial. As células destacadas correspondem ao ponto de ruptura de cada critério.

Quadro 4.10– Critérios de Ruptura para o grau de cimentação de 2,5% e índice de vazios de 0,7.

100 kPA				200 kPA				300 kPA				400 kPA			
ε	$\Delta\sigma_d$ (kPa)	σ_1'/σ_3'	\bar{A}												
0,00	0,0	1,00	#	0,00	0,0	1,00	#	0,00	0,0	1,00	#	0,00	0,0	1,00	#
0,00	93,2	1,47	0,0210	0,00	161,9	1,54	0,0000	0,00	42,4	1,11	0,0000	0,00	412,3	1,83	0,0095
0,00	181,5	1,92	0,0216	0,00	291,8	1,98	0,0067	0,00	169,0	1,42	0,0000	0,00	806,2	2,63	0,0097
0,00	266,5	2,35	0,0147	0,00	405,5	2,36	0,0048	0,00	456,6	2,14	0,0000	0,00	923,2	2,86	0,0106
0,00	328,2	2,67	0,0179	0,00	493,9	2,65	0,0000	0,00	799,3	3,00	0,0000	0,00	997,9	3,02	0,0098
0,01	375,9	2,90	0,0104	0,01	545,3	2,82	0,0000	0,01	951,0	3,38	0,0000	0,01	1056,6	3,14	0,0111
0,01	404,9	3,04	0,0097	0,01	576,3	2,92	0,0000	0,01	985,9	3,46	0,0000	0,01	1094,9	3,22	0,0107
0,01	429,0	3,15	0,0000	0,01	600,7	3,00	-0,0033	0,01	993,0	3,48	0,0000	0,01	1140,0	3,31	0,0103
0,01	433,1	3,13	-0,0136	0,01	608,5	3,02	-0,0032	0,01	993,5	3,48	0,0000	0,01	1167,3	3,36	0,0084
0,01	431,9	3,11	-0,0227	0,01	609,7	3,02	-0,0064	0,01	995,8	3,49	0,0000	0,01	1186,0	3,40	0,0083
0,02	428,8	3,07	-0,0320	0,02	609,4	3,02	-0,0064	0,02	1003,6	3,51	0,0000	0,02	1202,5	3,42	0,0065
0,02	425,6	3,03	-0,0461	0,02	606,6	3,01	-0,0065	0,02	1007,0	3,52	0,0000	0,02	1213,7	3,45	0,0065
0,02	423,4	3,00	-0,0556	0,02	603,2	3,00	-0,0065	0,02	1007,3	3,51	-0,0019	0,02	1223,5	3,46	0,0048
0,02	419,0	2,97	-0,0608	0,02	599,8	2,99	-0,0065	0,02	1006,0	3,51	-0,0019	0,02	1230,8	3,47	0,0032
0,03	417,1	2,94	-0,0705	0,03	596,1	2,97	-0,0066	0,03	1008,1	3,51	-0,0019	0,03	1235,8	3,48	0,0016
0,03	411,8	2,91	-0,0762	0,03	593,7	2,97	-0,0066	0,03	1007,5	3,51	-0,0019	0,03	1236,9	3,47	0,0000
0,04	394,3	2,80	-0,0995	0,04	585,4	2,94	-0,0067	0,04	1006,4	3,51	-0,0019	0,04	1237,4	3,47	-0,0032
0,05	377,4	2,70	-0,1143	0,05	571,5	2,89	-0,0069	0,05	996,5	3,49	-0,0020	0,05	1239,4	3,45	-0,0079
0,06	361,8	2,62	-0,1301	0,06	557,8	2,85	-0,0070	0,06	985,7	3,46	-0,0020	0,06	1242,6	3,45	-0,0110
0,07	353,9	2,58	-0,1385	0,07	544,8	2,80	-0,0072	0,07	984,5	3,46	-0,0020	0,07	1239,3	3,44	-0,0142
0,08	344,9	2,54	-0,1422	0,08	538,3	2,78	-0,0073	0,08	981,1	3,45	-0,0020	0,08	1232,0	3,41	-0,0175
0,09	340,2	2,52	-0,1441	0,09	531,0	2,76	-0,0074	0,09	976,4	3,44	-0,0020	0,09	1224,6	3,39	-0,0208
0,10	341,8	2,52	-0,1492	0,10	522,6	2,73	-0,0075	0,10	962,8	3,40	-0,0020	0,10	1221,1	3,37	-0,0241
0,11	339,7	2,51	-0,1501	0,11	510,0	2,69	-0,0077	0,11	957,1	3,39	-0,0020	0,11	1219,5	3,36	-0,0273
0,12	338,9	2,50	-0,1562	0,12	502,3	2,66	-0,0078	0,12	952,4	3,38	-0,0021	0,12	1213,2	3,34	-0,0291
0,13	335,3	2,48	-0,1579	0,13	499,8	2,66	-0,0078	0,13	948,4	3,37	-0,0021	0,13	1198,6	3,31	-0,0311
0,14	333,3	2,47	-0,1648	0,14	493,8	2,64	-0,0079	0,14	936,4	3,34	-0,0021	0,14	1191,0	3,29	-0,0346
0,15	329,9	2,44	-0,1724	0,15	485,1	2,61	-0,0081					0,15	1182,0	3,27	-0,0365
0,16	326,8	2,43	-0,1740	0,16	476,4	2,58	-0,0082					0,16	1172,0	3,24	-0,0385
				0,17	475,1	2,57	-0,0083					0,17	1159,1	3,21	-0,0406
				0,18	470,9	2,56	-0,0083					0,18	1146,2	3,19	-0,0428
				0,19	464,9	2,54	-0,0084					0,19	1139,0	3,17	-0,0430
				0,20	457,3	2,51	-0,0086					0,20	1126,7	3,14	-0,0453

Como observa-se no Quadro 4.10, as deformações não apresentam grandes diferenças para os diferentes critérios de ruptura adotados.

Quadro 4.11– Critérios de Ruptura para o grau de cimentação de 5% e índice de vazios de 0,7.

100 kPA				200 kPA				300 kPA				400 kPA			
ε	$\Delta\sigma_d$ (kPa)	σ_1'/σ_3'	\bar{A}												
0,00	0,0	1,00	#	0,00	0,0	1,00	#	0,00	0,0	1,00	#	0,00	0,0	1,00	#
0,00	9,0	1,05	0,0000	0,00	126,8	1,42	0,0000	0,00	49,5	1,12	0,0000	0,00	253,3	1,51	0,0000
0,00	11,5	1,06	0,0000	0,00	282,3	1,94	0,0069	0,00	236,5	1,59	0,0000	0,00	455,0	1,91	0,0043
0,00	42,9	1,21	0,0000	0,00	449,6	2,51	0,0087	0,00	605,0	2,52	0,0032	0,00	654,2	2,31	0,0060
0,00	98,8	1,50	0,0199	0,00	594,2	3,00	0,0099	0,00	1027,8	3,58	0,0038	0,00	839,2	2,69	0,0047
0,01	117,0	1,59	0,0168	0,01	717,4	3,41	0,0082	0,00	1192,8	3,99	0,0016	0,01	997,3	3,00	0,0039
0,01	158,7	1,80	0,0247	0,01	799,4	3,69	0,0074	0,01	1221,0	4,05	-0,0016	0,01	1117,1	3,25	0,0053
0,01	339,0	2,73	0,0231	0,01	894,3	4,00	0,0044	0,01	1221,0	4,03	-0,0048	0,01	1258,8	3,53	0,0047
0,01	507,8	3,59	0,0154	0,01	918,1	4,06	0,0000	0,01	1216,1	4,00	-0,0081	0,01	1310,9	3,63	0,0030
0,01	591,5	3,97	0,0033	0,01	920,0	4,05	-0,0043	0,01	1208,1	3,98	-0,0097	0,01	1322,4	3,66	0,0030
0,02	616,8	4,00	-0,0191	0,02	915,3	4,00	-0,0107	0,01	1178,3	3,87	-0,0183	0,02	1324,5	3,65	0,0015
0,02	629,3	3,97	-0,0374	0,02	907,6	3,96	-0,0151	0,02	1161,0	3,81	-0,0237	0,02	1323,5	3,65	0,0000
0,02	635,6	3,92	-0,0555	0,02	897,2	3,91	-0,0197	0,02	1140,0	3,74	-0,0275	0,02	1320,4	3,64	-0,0015
0,02	636,1	3,87	-0,0678	0,02	879,9	3,83	-0,0245	0,02	1114,9	3,67	-0,0317	0,02	1313,6	3,62	-0,0030
0,03	628,1	3,79	-0,0812	0,03	862,9	3,76	-0,0295	0,03	1096,0	3,61	-0,0358	0,03	1309,3	3,60	-0,0045
0,03	618,3	3,71	-0,0920	0,03	845,7	3,70	-0,0325	0,03	1083,0	3,57	-0,0398	0,03	1304,9	3,59	-0,0060
0,04	531,4	3,26	-0,1329	0,04	800,8	3,52	-0,0441	0,04	1069,7	3,53	-0,0422	0,04	1289,1	3,54	-0,0106
0,05	447,6	2,89	-0,1665	0,05	753,6	3,36	-0,0520	0,05	1050,9	3,49	-0,0429	0,05	1278,6	3,51	-0,0138
0,06	428,5	2,81	-0,1739	0,06	723,1	3,26	-0,0542	0,06	1032,5	3,44	-0,0456	0,06	1271,0	3,49	-0,0170
0,07	427,1	2,79	-0,1791	0,07	702,3	3,19	-0,0586	0,07	1019,2	3,40	-0,0481	0,07	1257,5	3,45	-0,0203
0,08	430,9	2,81	-0,1775	0,08	680,4	3,12	-0,0605	0,08	1010,3	3,38	-0,0485	0,08	1240,5	3,41	-0,0237
0,09	426,5	2,78	-0,1840	0,09	669,0	3,09	-0,0616	0,09	992,8	3,33	-0,0514	0,09	1226,8	3,38	-0,0256
0,10	426,0	2,78	-0,1842	0,10	661,7	3,06	-0,0622	0,10	976,0	3,29	-0,0522	0,10	1220,9	3,36	-0,0273
0,11	419,8	2,75	-0,1915	0,11	657,4	3,05	-0,0627	0,11	957,7	3,25	-0,0553	0,11	1205,9	3,33	-0,0293
0,12	419,5	2,75	-0,1917					0,12	944,5	3,21	-0,0561	0,12	1192,1	3,30	-0,0313
0,13	419,9	2,74	-0,1962									0,13	1179,6	3,27	-0,0333
0,14	415,6	2,72	-0,1982									0,14	1176,0	3,26	-0,0350
												0,15	1168,9	3,25	-0,0352
												0,16	1156,5	3,22	-0,0373
												0,17	1147,9	3,20	-0,0376
												0,18	1144,3	3,19	-0,0394
												0,19	1139,9	3,18	-0,0396
												0,20	1124,9	3,15	-0,0418

Como observa-se no Quadro 4.11, as deformações não apresentam grandes diferenças para os diferentes critérios de ruptura adotados. No geral, para a cimentação de 5%, as deformações na ruptura estão localizadas na faixa entre 1 e 2%.

Quadro 4.12– Critérios de Ruptura para o grau de cimentação de 10% e índice de vazios de 0,7.

100 kPA				200 kPA				300 kPA				400 kPA			
ε	$\Delta\sigma_d$ (kPa)	σ_1/σ_3'	\bar{A}												
0,00	0,0	1,00	#	0,00	0,0	1,00	#	0,00	0,0	1,00	#	0,00	0,0	1,00	#
0,00	59,4	1,29	-0,0657	0,00	25,0	1,08	0,0000	0,00	51,8	1,13	0,0000	0,00	31,0	1,06	0,1266
0,00	58,7	1,29	-0,0331	0,00	141,1	1,47	0,0000	0,00	62,5	1,16	0,0000	0,00	131,4	1,26	0,0597
0,00	63,4	1,31	0,0003	0,00	354,9	2,19	0,0055	0,00	194,3	1,49	0,0000	0,00	428,7	1,87	0,0366
0,00	107,1	1,53	0,0093	0,00	665,2	3,22	0,0029	0,00	450,0	2,13	0,0087	0,00	864,1	2,78	0,0318
0,01	228,5	2,15	0,0172	0,01	1031,6	4,45	0,0019	0,01	794,6	3,00	0,0074	0,01	1323,2	3,75	0,0282
0,01	434,3	3,20	0,0136	0,01	1348,8	5,50	0,0000	0,01	1164,3	3,94	0,0067	0,01	1817,8	4,82	0,0259
0,01	968,2	6,01	0,0122	0,01	1850,4	7,17	0,0000	0,01	1847,0	5,69	0,0064	0,01	2512,2	6,35	0,0242
0,01	1541,0	9,06	0,0076	0,01	2002,0	7,65	-0,0010	0,01	2193,5	6,55	0,0045	0,01	2694,5	6,70	0,0204
0,01	1674,7	9,58	0,0012	0,01	1963,2	7,50	-0,0020	0,01	2270,3	6,70	0,0017	0,01	2597,8	6,41	0,0151
0,02	1501,6	8,22	-0,0130	0,02	1789,3	6,93	-0,0022	0,02	2160,5	6,36	-0,0027	0,02	2484,8	6,06	0,0071
0,02	1324,6	7,09	-0,0200	0,02	1617,2	6,36	-0,0024	0,02	2061,3	6,07	-0,0067	0,02	2412,9	5,84	0,0008
0,02	946,7	5,24	-0,0300	0,02	1441,6	5,77	-0,0027	0,02	1994,3	5,85	-0,0108	0,02	2358,8	5,66	-0,0050
0,02	716,6	4,19	-0,0342	0,02	1263,9	5,20	-0,0016	0,02	1948,6	5,71	-0,0141	0,02	2316,7	5,53	-0,0102
0,03	615,2	3,74	-0,0382	0,03	1089,5	4,62	-0,0018	0,03	1916,7	5,60	-0,0174	0,03	2261,8	5,39	-0,0139
0,03	574,7	3,58	-0,0341	0,03	989,8	4,29	-0,0020	0,03	1890,2	5,52	-0,0197	0,03	2207,0	5,25	-0,0178
0,04	526,2	3,42	-0,0223	0,04	866,5	3,89	0,0000	0,04	1809,9	5,25	-0,0282	0,04	1819,7	4,47	-0,0269
0,05	508,0	3,39	-0,0135	0,05	849,3	3,83	0,0000	0,05	1703,8	4,96	-0,0357	0,05	1531,2	3,96	-0,0231
0,06	491,6	3,37	-0,0039	0,06	832,2	3,77	0,0000	0,06	1523,7	4,51	-0,0450	0,06	1436,8	3,84	-0,0082
0,07	471,3	3,31	0,0021	0,07	828,3	3,76	0,0000	0,07	1383,8	4,17	-0,0524	0,07	1370,3	3,78	0,0100
0,08	448,5	3,25	0,0153	0,08	817,5	3,73	0,0000	0,08	1328,7	4,05	-0,0546	0,08	1345,1	3,81	0,0306
0,09	437,8	3,24	0,0224	0,09	800,8	3,67	0,0000	0,09	1301,2	3,98	-0,0558	0,09	1284,7	3,76	0,0534
0,10	404,5	3,12	0,0340					0,10	1280,9	3,94	-0,0567	0,10	1217,6	3,70	0,0805
0,11	402,2	3,15	0,0439					0,11	1277,2	3,93	-0,0568	0,11	1151,1	3,65	0,1141
0,12	383,7	3,08	0,0512					0,12	1271,1	3,91	-0,0571				

Como pode-se observar no Quadro 4.12, as deformações não apresentam grandes diferenças para os diferentes critérios de ruptura adotados. No geral, para a cimentação de 10%, a deformações na ruptura estão na faixa entre 1 e 2%. Para a confinante de 300 kPa, todos os critérios de ruptura apresentaram a mesma deformação axial.

4.2.5 RESULTADOS EM TERMOS DA ENVOLTÓRIA DE RESISTÊNCIA

Tendo em vista os dados obtidos, foram traçadas as envoltórias de resistência em dois tipos de diagrama. O s':t, que fornece a envoltória transformada e é

construído de maneira equivalente ao círculo de Mohr. O diagrama tipo $p':q$, tipo Cambridge que relaciona os invariantes de tensão com as tensões octaédricas (considerando-se a influência de σ_2 , no nosso caso igual a σ_3). O objetivo desses diagramas é avaliar a influência dos fatores analisados nos parâmetros ϕ' e c' . As Figuras 4.31, 4.32, 4.33, 4.34, 4.35 e 4.36 apresentam os diagramas para cada grau de cimentação avaliado. Os quadros 4.13, 4.14 e 4.15 fornecem as variáveis utilizadas no traçado das envoltórias apresentadas.

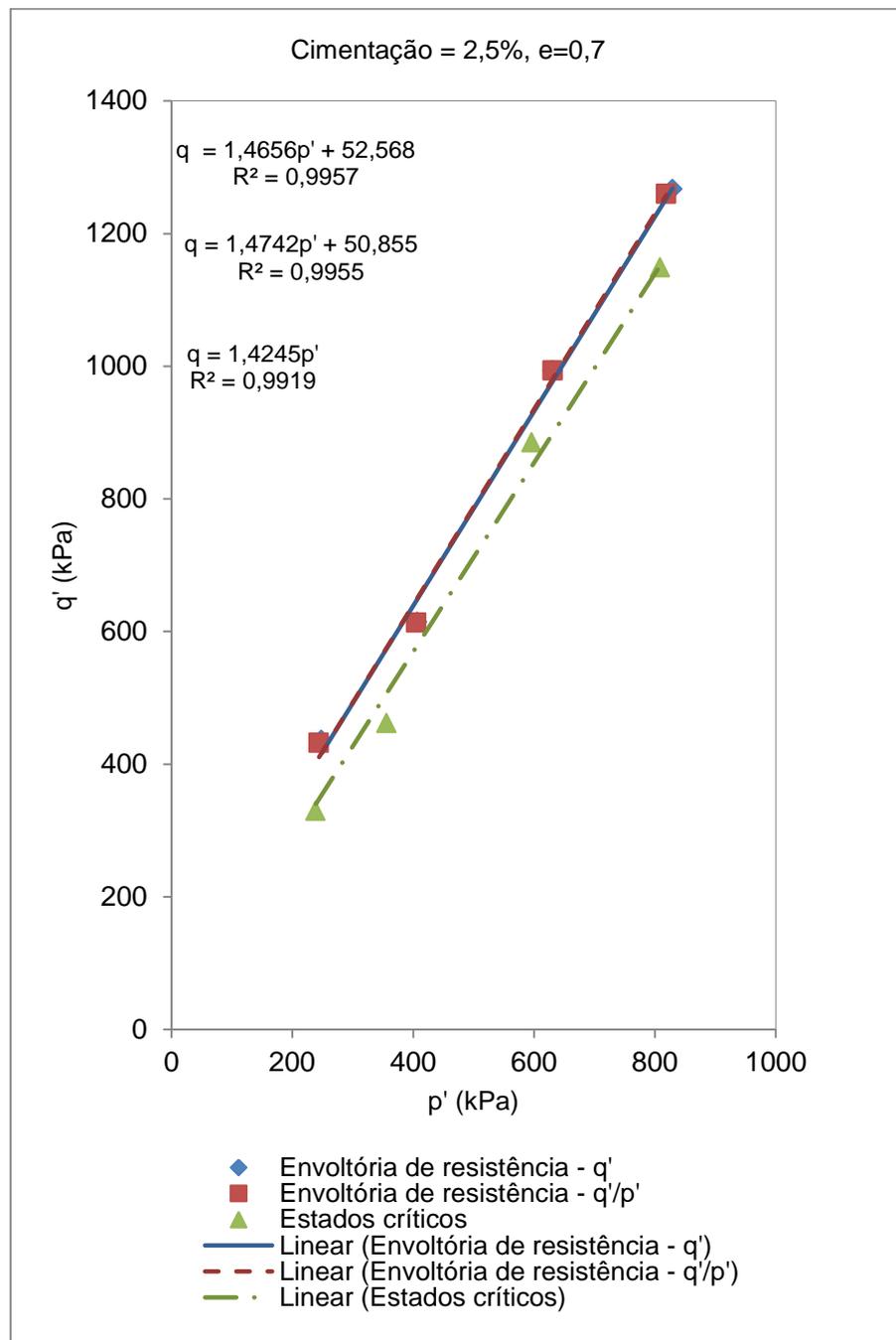


Figura 4.31– $p' \times q$. Cimentação 2,5%. e=0,7

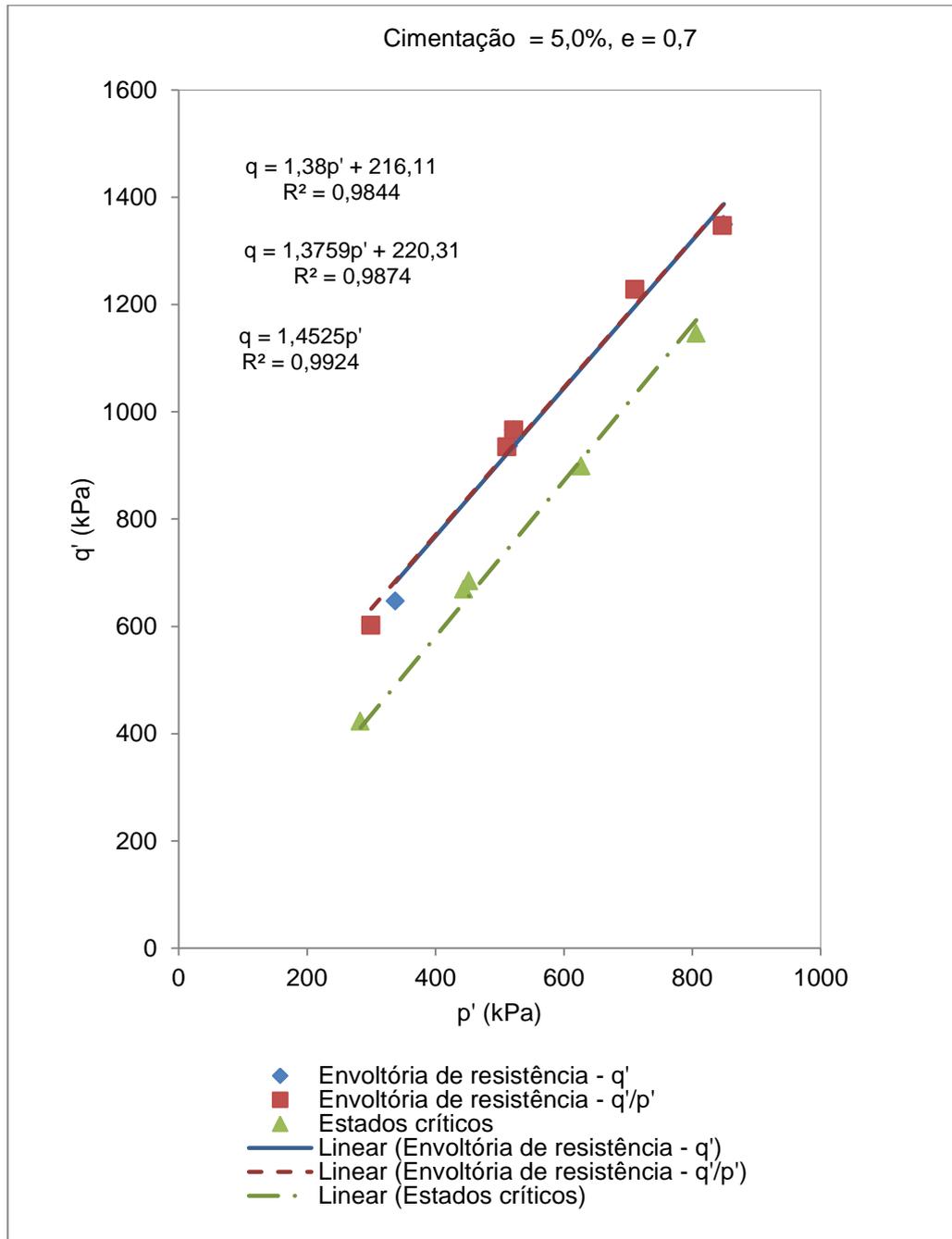


Figura 4.33– p' x q. Cimentação 5%. E=0,7

Quadro 4.14– Variáveis para o traçado das envoltórias de ruptura. 5% e índice de vazios de 0,7.

5%	q' máx		q'/p' máx		LEC		t' máx		t'/s' máx		LEC	
	p'	q'	p'	q'	p'	q'	s'	t'	s'	t'	s'	t'
100	337,81	647,43	299,7	602,09	283,02	423,07	445,72	323,72	400,05	301,05	353,54	211,54
200	514,23	936,69	511,61	934,82	444,16	669,49	670,35	468,35	667,41	467,41	555,74	334,74
200	522,17	966,52	522,17	966,52	452,29	684,88	683,26	483,26	683,26	483,26	566,44	342,44
300	710,59	1228,76	710,59	1228,76	626,7	899,1	915,38	614,38	915,38	614,38	776,55	449,55
400	848,93	1349,79	847,21	1347,63	806,08	1146,24	1073,9	674,9	1071,82	673,82	997,12	573,12

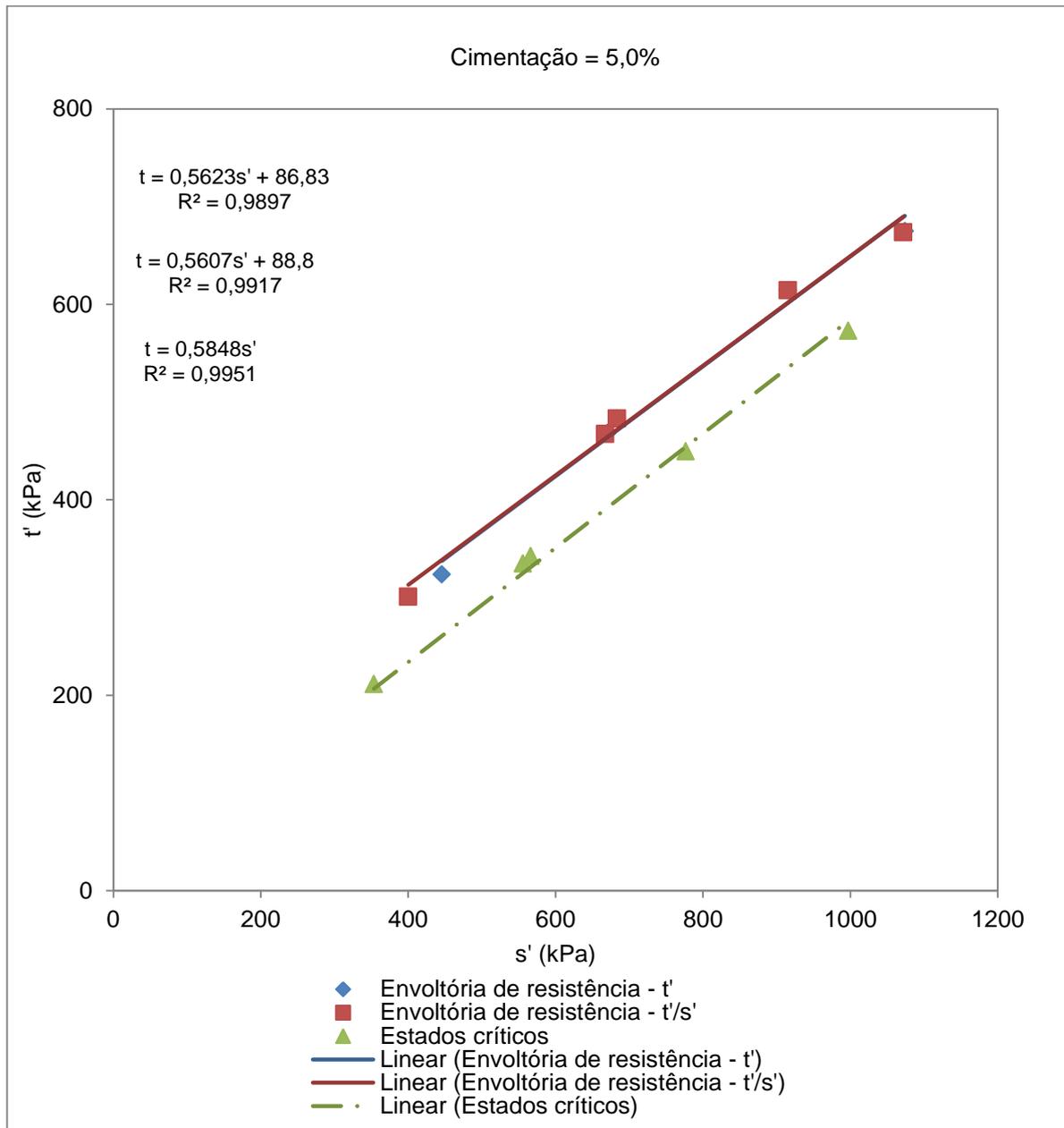
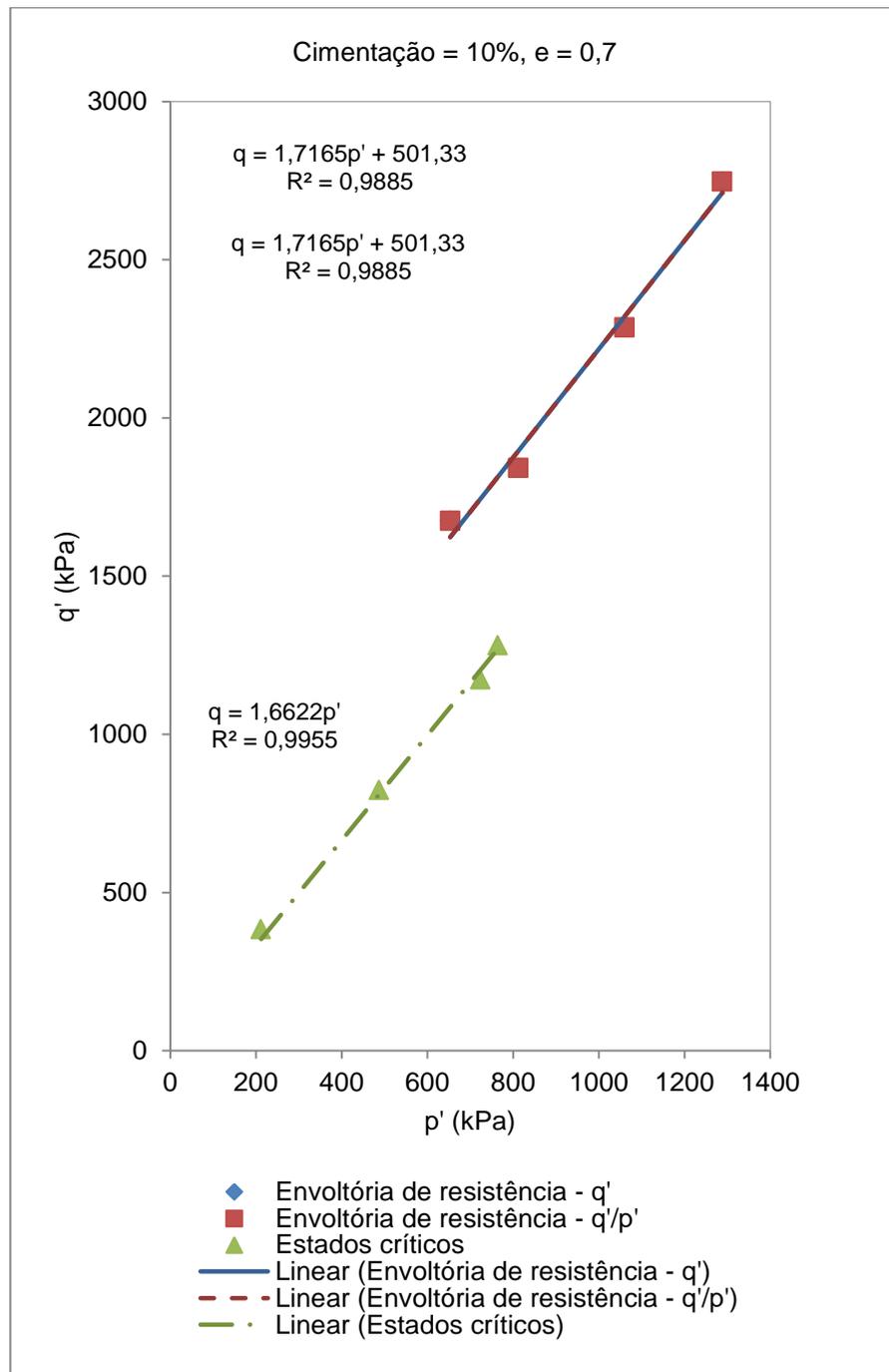


Figura 4.34– s' x t. Cimentação 5%. E=0,7

De uma forma geral podemos observar que a adoção de diferentes critérios de ruptura, ou de diferentes critérios na elaboração das envoltórias não pareceram alterar significativamente os parâmetros de coesão e ângulo de atrito, no caso de areias cimentadas. O intercepto de coesão pode ser considerado como de responsabilidade do agente cimentante, uma vez que se está lidando com uma areia considerada pura.



Quadro 4.15– Variáveis para o traçado das envoltórias de ruptura. 10% e índice de vazios de 0,7.

	q' máx		q'/p' máx		LEC		t' máx		t'/s' máx		LEC	
	p'	q'	p'	q'	p'	q'	s'	t'	s'	t'	s'	t'
10%												
100	653,37	1675,1	653,37	1675,1	212,11	384,33	932,55	837,55	932,55	837,55	276,17	192,17
200	812	1841,99	812	1841,99	487,69	824,08	1119	921	1119	921	625,04	412,04
300	1060,2	2286,59	1060,2	2286,59	764,05	1281,15	1441,29	1143,29	1441,29	1143,29	977,57	640,57
400	1287,73	2747,19	1287,73	2747,19	724,28	1173,83	1745,6	1373,6	1745,6	1373,6	919,92	586,92

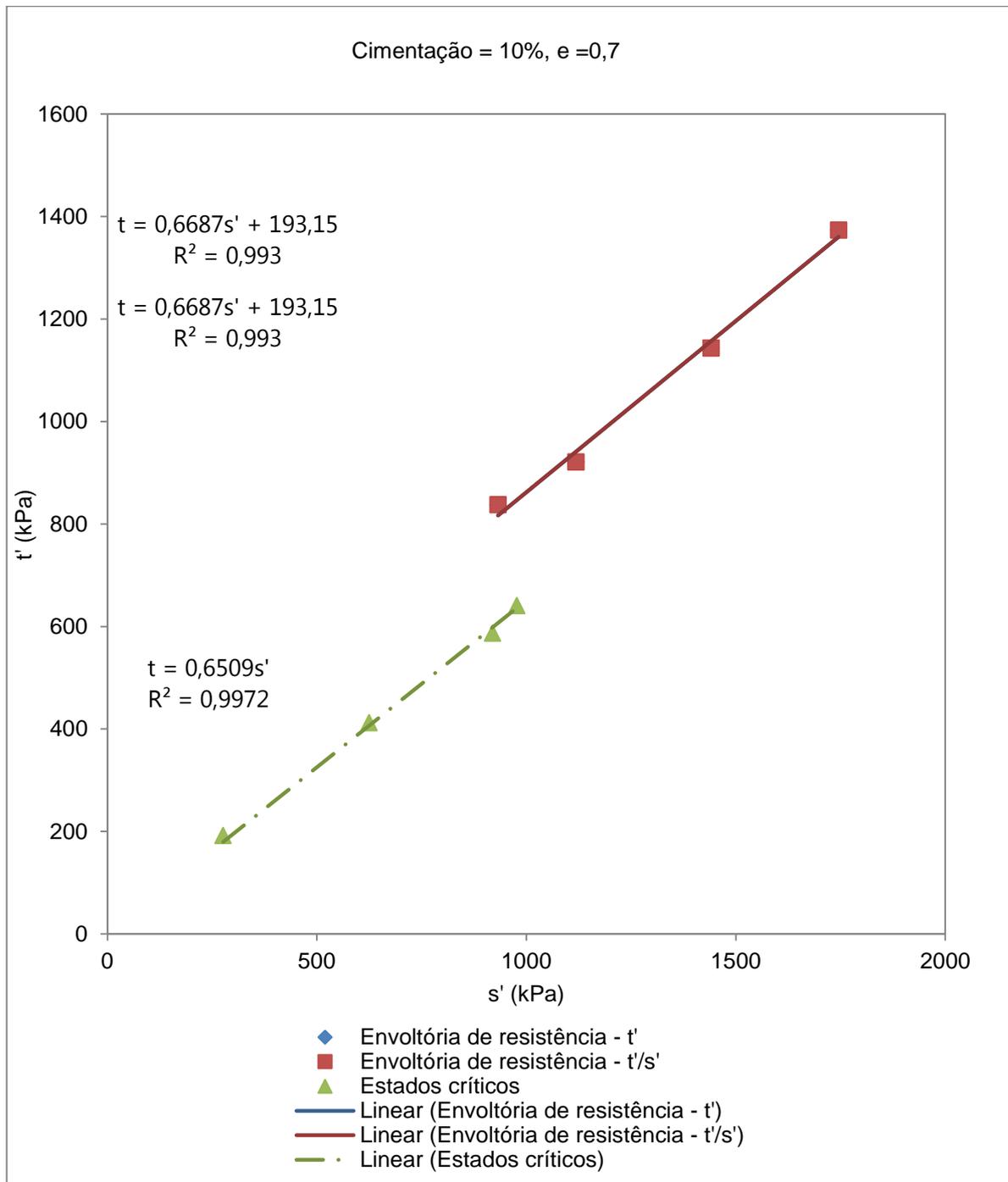


Figura 4.36– $s' \times t$. Cimentação 10%. E=0,7

Considerando que o diagrama $s':t$ fornece a envoltória transformada, podemos relacionar essa envoltória com aquela correspondente ao círculo de Mohr

para encontrar os parâmetros de coesão e ângulo de atrito. Os valores de ϕ' e c' encontram-se apresentados nos Quadros 4.16, 4.17 e 4.18.

Quadro 4.16– Valores de ϕ' e c' . Cimentação 2,5%; $e = 0,7$.

	t' máx	t'/s' máx	LEC
ϕ'	36,10°	36,31°	35,70°
c' (kPa)	25,83	24,99	#

Quadro 4.17– Valores de ϕ' e c' . Cimentação 5%; $e = 0,7$.

	t' máx	t'/s' máx	LEC
ϕ'	34,21°	34,10°	35,78°
c' (kPa)	105	107,23	#

Quadro 4.18– Valores de ϕ' e c' . Cimentação 10%; $e = 0,7$.

	t' máx	t'/s' máx	LEC
ϕ'	41,96°	41,96°	40,61°
c' (kPa)	259,77	259,77	#

Como pode-se observar os valores de ϕ' encontram-se no intervalo entre 34° e 42°. Sendo assim, nas amostras com cimentação de 2,5% e 5%, os valores de ϕ' são os valores típicos de areias consideradas médias. Valores de ângulos de atrito entre 40 e 45° conforme encontrados na cimentação igual a 10% são típicos de areias compactas com grãos angulares. Os valores típicos de ϕ' para areias está apresentado na Tabela 4.1.

Tabela 4.1– Valores típicos de ϕ' para areias (DAS, 2007).

Tipo do Solo	ϕ' (graus)
<i>Areia: grãos arredondados</i>	
Fofa	27 - 30
Média	30 - 35
Compacta	35 - 38
<i>Areia: grãos angulares</i>	
Fofa	30 - 35
Média	35 - 40
Compacta	40 - 45

O valor do intercepto de coesão cresce com a cimentação, como era de se esperar, considerando que a cimentação seja o único responsável pela coesão das amostras, além da possível sucção entre as partículas.

4.2.6 AVALIAÇÃO DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS TRIAXIAS LEVANDO EM CONTA DIFERENTES ÍNDICES DE VAZIOS

De uma forma geral, os resultados apresentados nos ensaios realizados com o índice de vazios de 0,9 apresentam resultados que tendem ao comportamento esperado para uma areia fofa, especialmente para maiores níveis de tensão. Dessa forma pode-se afirmar que a areia com um índice de vazios de 0,9 pode ser considerada como uma areia localizada na transição entre um estado mais compacto e um estado mais fofo. Quanto maior a confinante a que a amostra foi submetida, maior a proximidade com o comportamento de uma areia fofa. As figuras 4.37, 4.38 e 4.39 apresentam os gráficos referentes ao comportamento encontrado com o índice de vazios de 0,9.

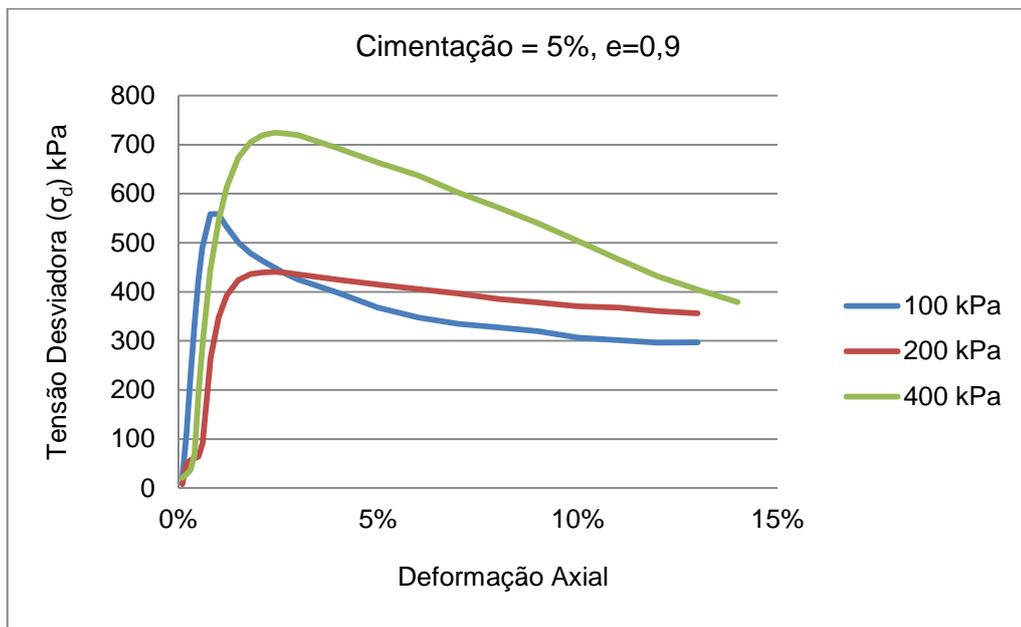


Figura 4.37– Tensão Desviadora x Deformação Axial. Cimentação 5%; e=0,9.

Na Figura 4.37 pode-se observar que o comportamento apresentado vai ao encontro do ilustrado na Figura 3.11, que apresenta o comportamento idealizado para uma areia fofa. Contudo esse comportamento acentua-se a medida que há um incremento de tensão confinante. Observa-se a ocorrência de um máximo para a tensão desviadora, contudo o pico parece atenuar-se, especialmente para maiores tensões confinantes. Com relação à tensão desviadora, o índice de vazios de 0,9

parece apresentar-se como um índice de vazios que transita entre os comportamentos de areia densa e fofa. A grandes deformações a tensão desviadora nas diferentes confinantes tendem a um mesmo valor aproximado.

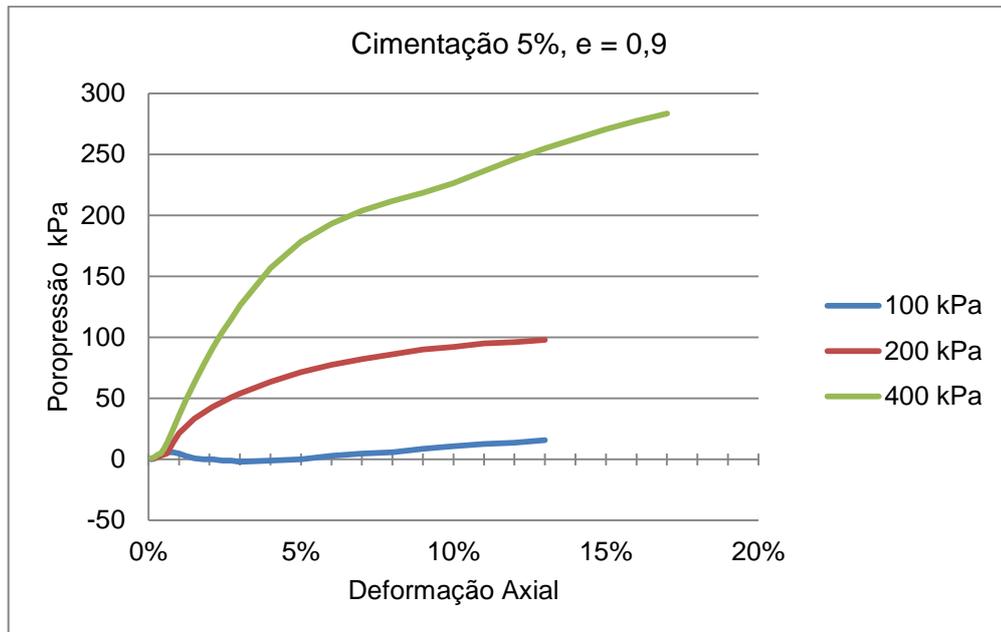


Figura 4.38– Poropressão x Deformação Axial. Cimentação 5%; e=0,9.

Na figura 4.38 pode-se observar que o comportamento apresentado vai ao encontro do ilustrado na Figura 3.13, que apresenta o comportamento idealizado de variação de poropressão para uma areia fofa. Da mesma forma que na tensão confinante esse comportamento acentua-se a medida que há um incremento de tensão confinante. O aumento das medidas de poropressão com a confinante representa uma tendência à diminuição de volume do corpo de prova. Com relação à variação da pressão neutra, o índice de vazios de 0,9 parece apresentar-se como uma areia fofa, pois na confinante de 100 kPa, apesar de valores consideravelmente menores do que os apresentados no ensaio com confinante de 400 kPa, os valores sugerem uma tendência à compressão da amostra. Quanto maior a confinante, maior a tendência de compressão indicada pela variação da poropressão.

A Figura 4.39 apresenta curvas tensão-deformação normalizadas pela divisão de σ_1' por σ_3' . Os resultados obtidos são comparáveis aos encontrados com o índice de vazios de 0,7. A baixas tensões confinantes (100 kPa) as amostras apresentam um pico de resistência, diminuindo a medida que as tensões confinantes aumentam. O aumento de tensões confinantes provoca mudança na curva tensão-deformação,

com suavização do pico de resistência e tendência a compressão na ruptura, para $e=0,9$.

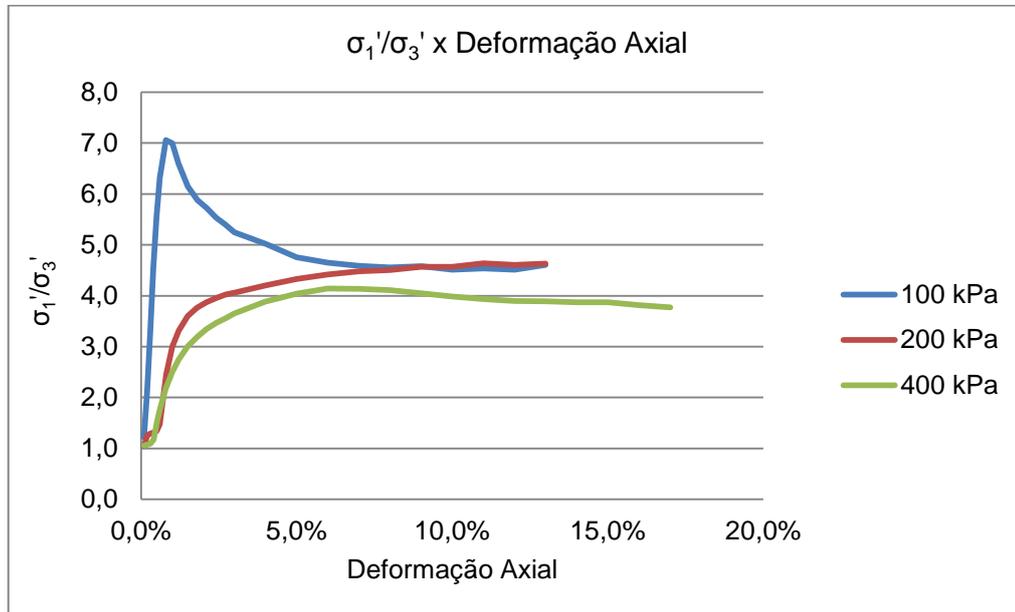


Figura 4.39– $\sigma_1'/\sigma_3' \times$ Deformação Axial. Cimentação 5%; $e=0,9$.

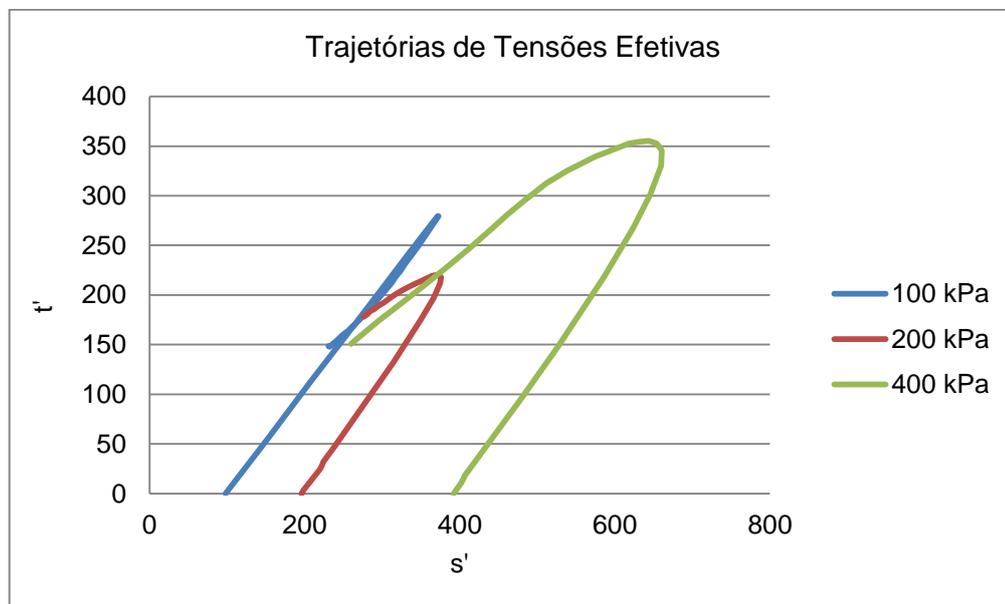


Figura 4.40– Trajetória de tensões Efetivas. Cimentação 5%; $e=0,9$.

A Figura 4.40 apresenta as trajetórias de tensões efetivas para amostras com índice de 0,9. Nesse caso, como a variação de pressão neutra é positiva, a trajetória de tensão apresenta uma curvatura à esquerda. Esse comportamento é o oposto ao apresentado nas amostras com $e=0,7$, onde a variação de pressão neutra é negativa. Dessa forma salienta-se a tendência à compressão nas amostras com

$e=0,9$, especialmente a maiores tensões confinantes. As Figuras 4.41, 4.42 e 4.43 mostram um comparativo entre as trajetórias de tensões totais e efetiva, para uma mesma confinante. A análise das figuras evidencia que o aumento da confinante provoca o aumento da diferença entre a trajetória total e efetiva, o que indica a maior tendência de compressão da amostra para maiores confinantes, no caso de $e=0,9$.

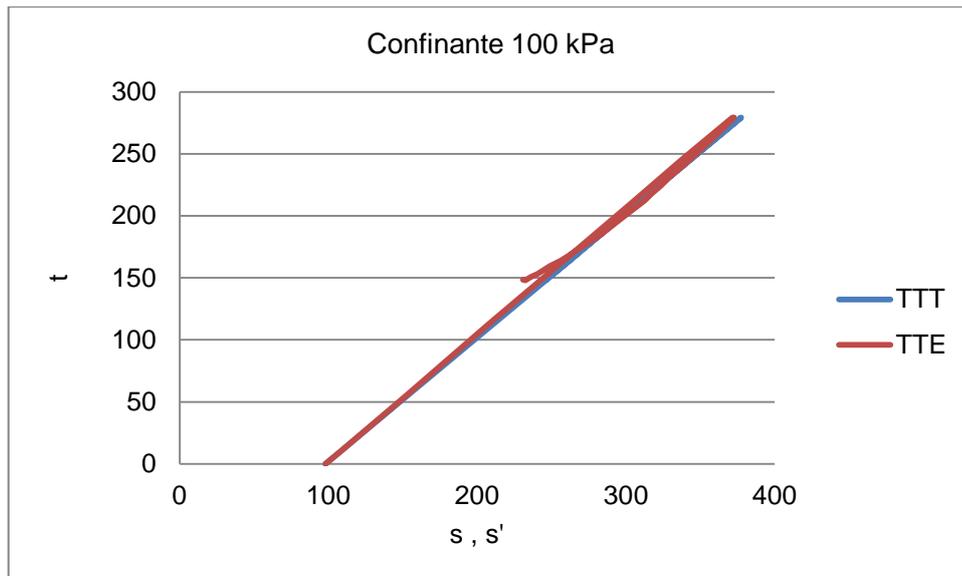


Figura 4.41– Trajetória de Tensões . Cimentação 5%; $e=0,9$. Confinante 100 kPa.

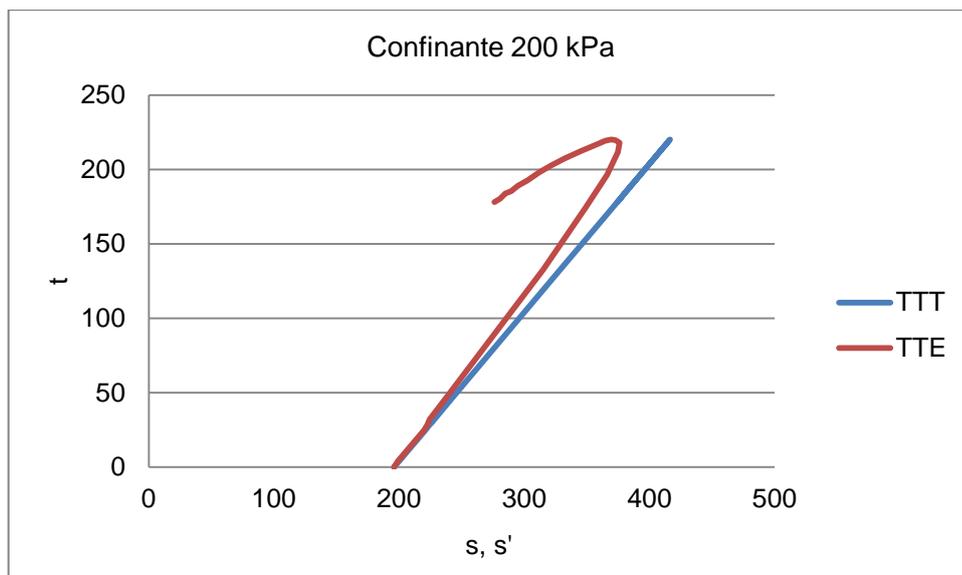


Figura 4.42– Trajetória de Tensões . Cimentação 5%; $e=0,9$. Confinante 200 kPa.

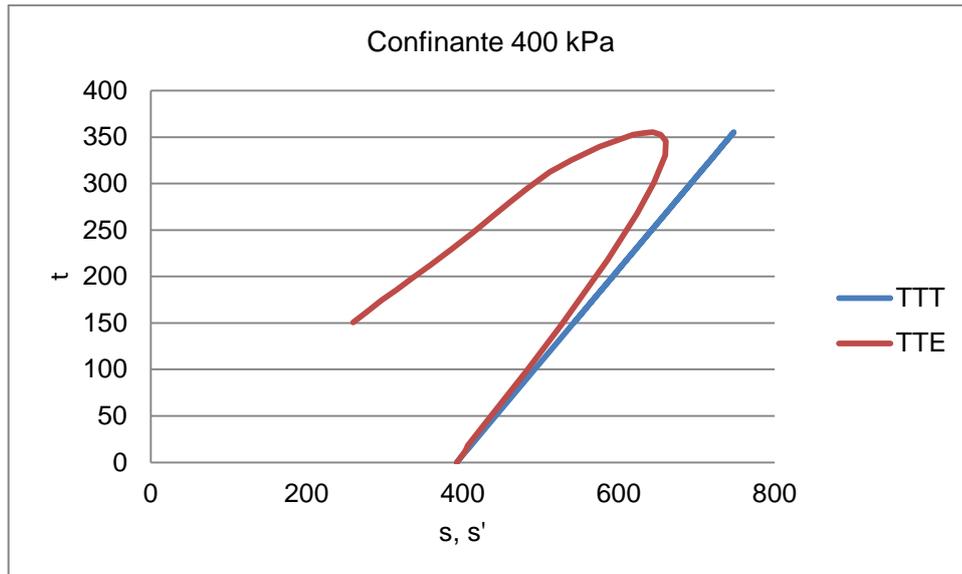


Figura 4.43– Trajetória de Tensões . Cimentação 5%; $e=0,9$. Confinante 400 kPa.

As Figuras 4.44, 4.45 e 4.46 apresentam a comparação direta das curvas tensão deformação para uma mesma confinante e mesmo grau de cimentação. Nelas podemos notar que quanto mais compacta for a amostra, maiores as resistências encontradas. Esses resultados vão ao encontro dos resultados obtidos na compressão simples. Nesse caso, o aumento de resistência é mais acentuado nas confinantes de 200 kPa e 400 kPa. Ou seja, de uma forma geral quanto maior a confinante e menor o índice de vazios, maior a resistência encontrada.

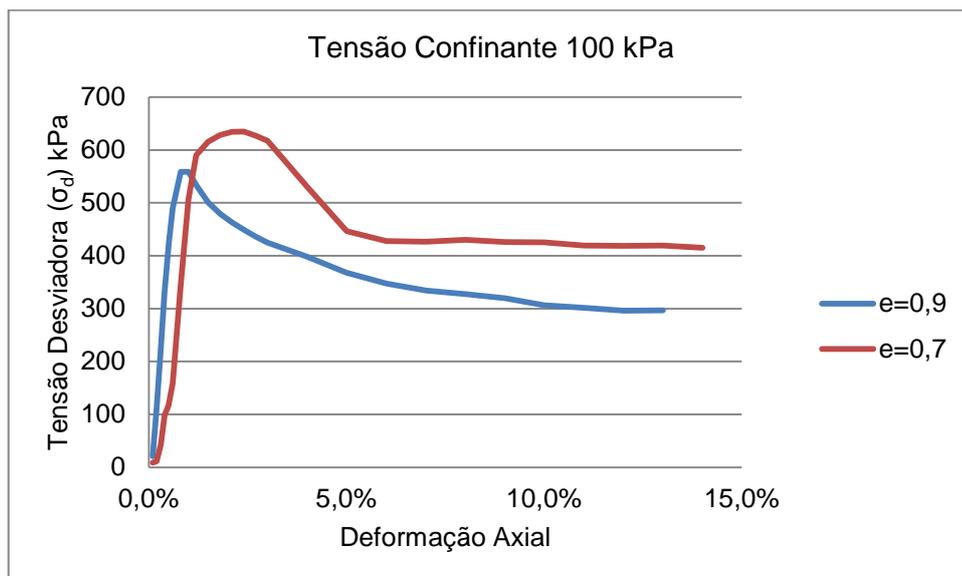


Figura 4.44– Tensão Desviadora x Deformação Axial. Cimentação 5%; Confinante 100 kPa.

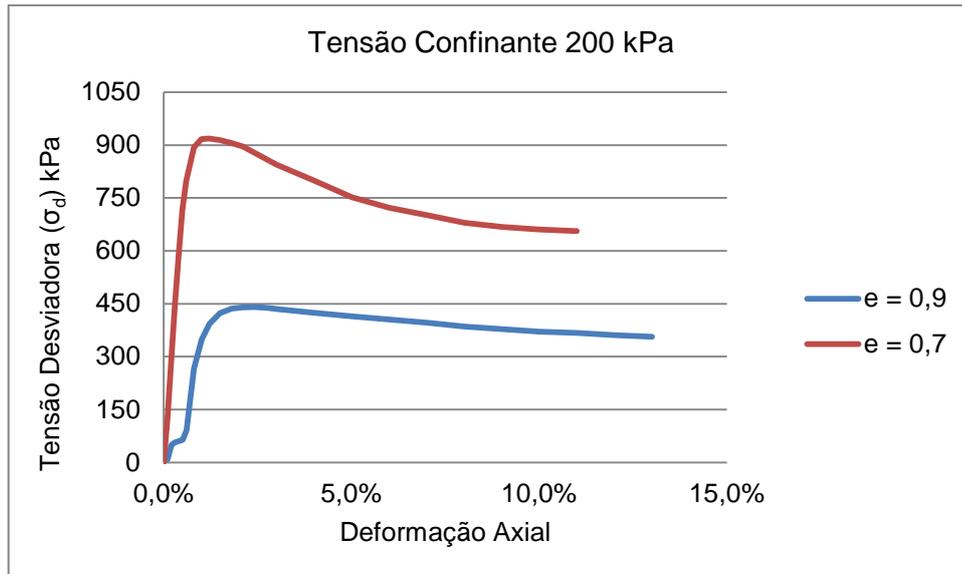


Figura 4.45– Tensão Desviadora x Deformação Axial. Cimentação 5%; Confinante 200 kPa.

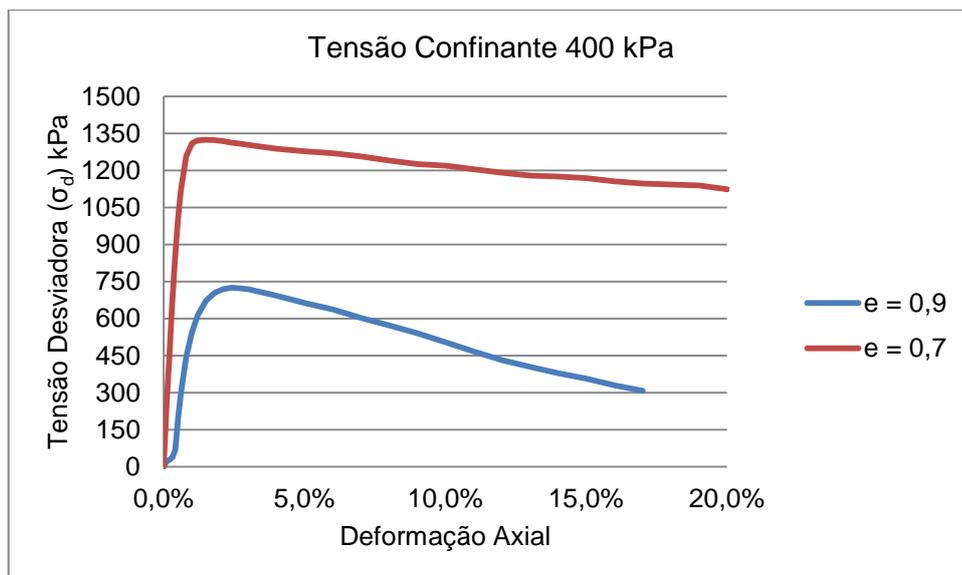


Figura 4.46– Tensão Desviadora x Deformação Axial. Cimentação 5%; Confinante 400 kPa.

As Figuras 4.47, 4.48 e 4.49 apresentam a comparação direta das curvas de variação da poropressão com a deformação para uma mesma confinante e mesmo grau de cimentação. O aumento a tensão confinante aumenta a tendência de compressão nas amostras com índice de vazios de 0,9.

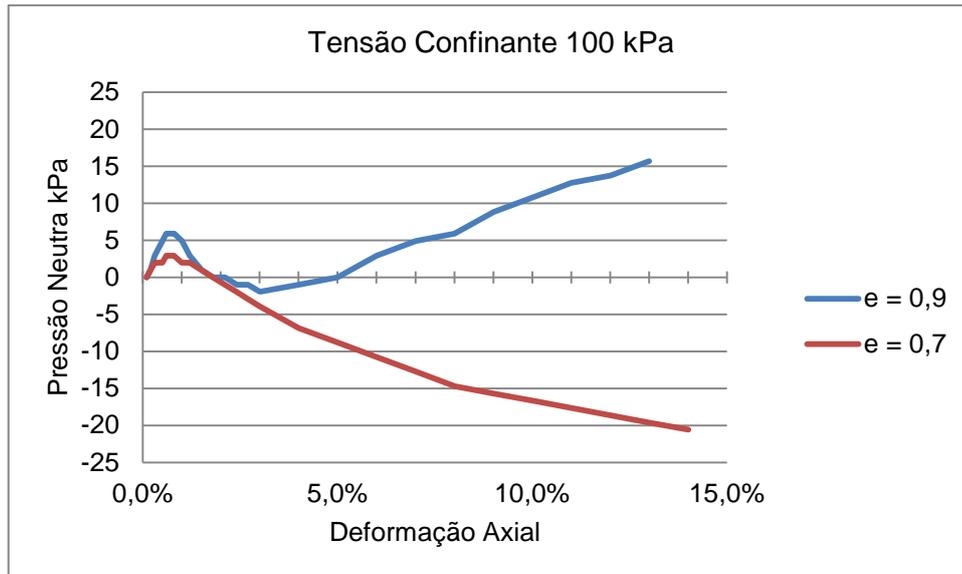


Figura 4.47– Pressão Neutra x Deformação Axial. Cimentação 5%; Confinante de 100 kPa.

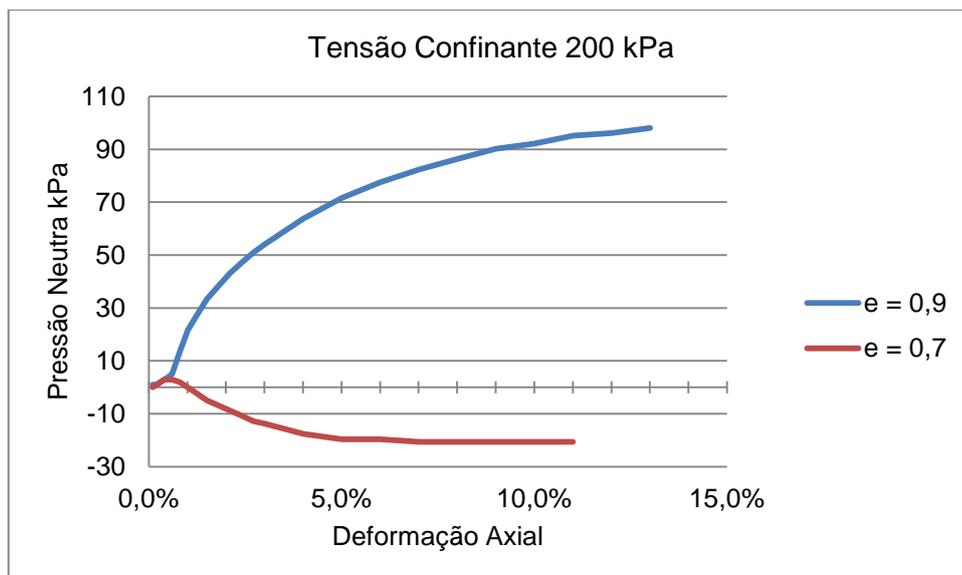


Figura 4.48– Pressão Neutra x Deformação Axial. Cimentação 5%; Confinante de 200 kPa.

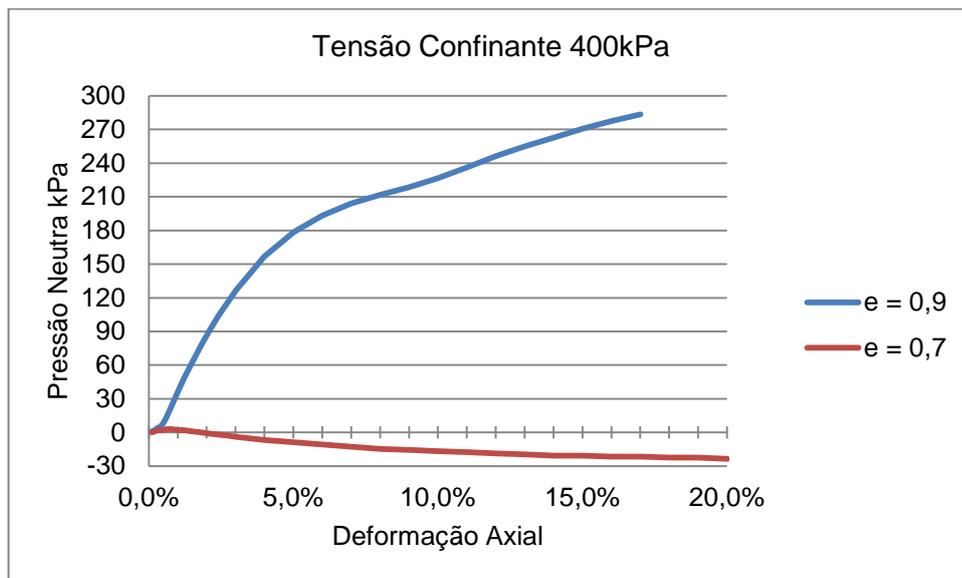


Figura 4.49– Pressão Neutra x Deformação Axial. Cimentação 5%; Confinante de 200 kPa.

As Figuras 4.50, 4.51, 4.52 apresentam a comparação entre curvas tensão-deformação normalizadas pela divisão de σ_1' por σ_3' para os dois índices de vazios utilizados. Os resultados obtidos entre os dois índices de vazios são semelhantes, com traçado de curvas até coincidentes a grandes deformações, para a maior confinante testada (400 kPa).

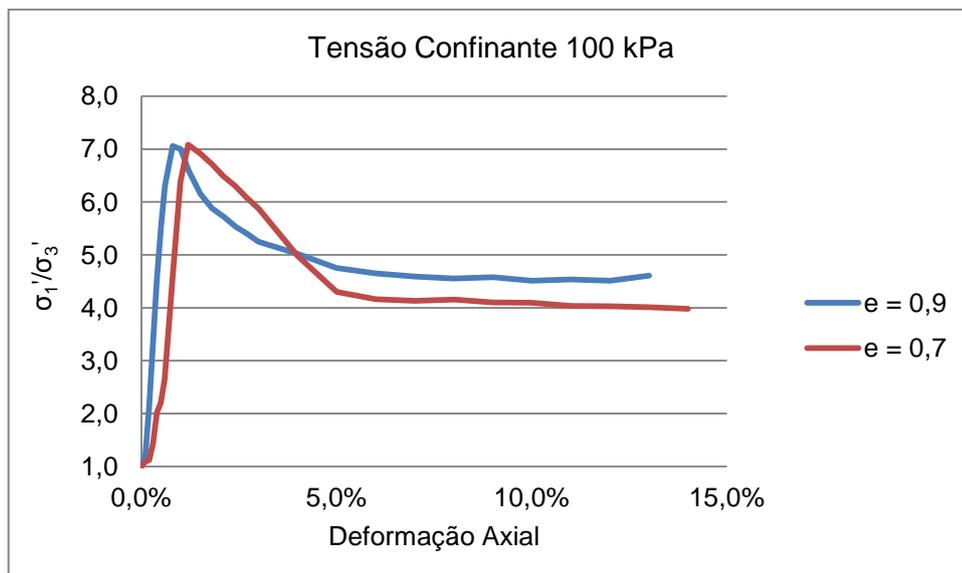


Figura 4.50– σ_1'/σ_3' x Deformação Axial. Cimentação 5%; Confinante 100 kPa.

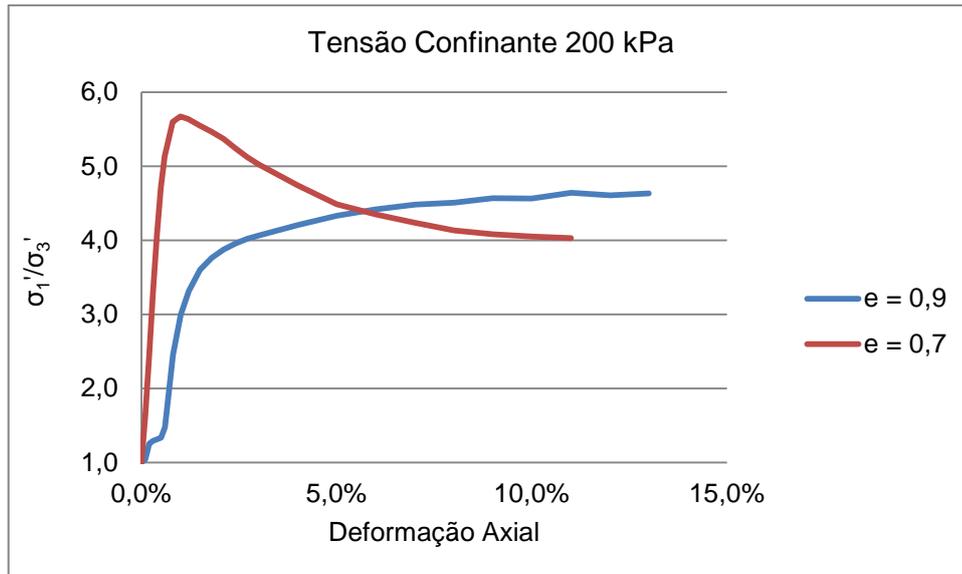


Figura 4.51– σ_1'/σ_3' x Deformação Axial. Cimentação 5%; Confinante 200 kPa.

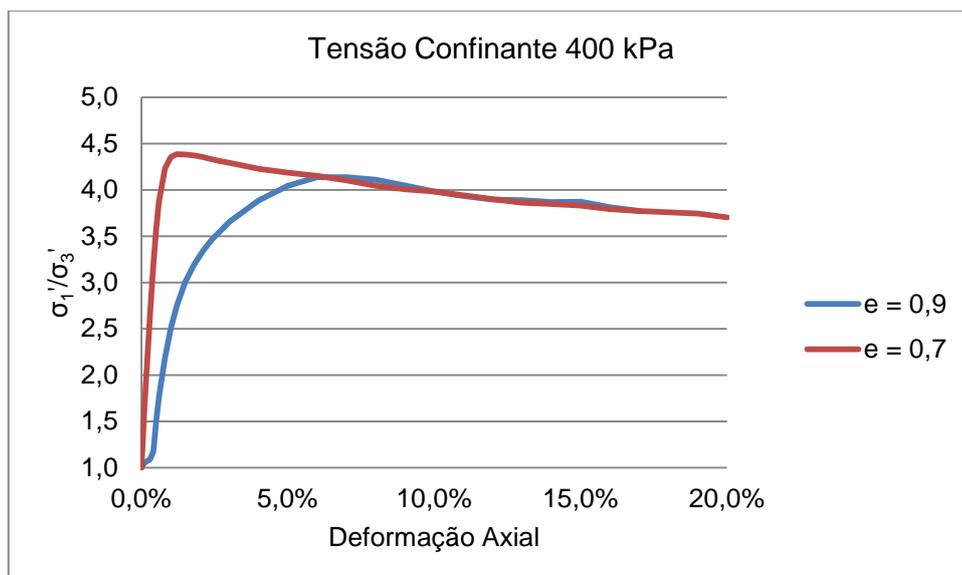


Figura 4.52– σ_1'/σ_3' x Deformação Axial. Cimentação 5%; Confinante 400 kPa.

Os Quadros 4.19, 4.20 e 4.21 apresentam os principais parâmetros analisados nos ensaios com amostras de índice de vazios igual a 0,9.

Levando-se em conta os diferentes critérios de ruptura propostos por Baxter et al (2011) os quadros apresentam em destaque os três principais critérios (máxima tensão desviadora, Máximo σ_1'/σ_3' e $\bar{A}=0$). No caso de $e=0,9$, o parâmetro $\bar{A}=0$ se mostrou praticamente ineficiente, uma vez que a 200 e 400 kPa de confinante sequer se obteve um $\bar{A}=0$. Como as amostras apresentaram compressão na ruptura,

estas não cruzam o eixo no caso da pressão neutra, que cresce com o aumento de confinante. O parâmetro de máximo σ_1'/σ_3' cresceu com a deformação na tensão confinante de 200 kPa, sendo máximo na última deformação registrada. Assim, o parâmetro mais consistente nesse caso é o de máxima tensão desviadora, que ocorreu nas três confinantes a baixas deformações, entre 1 e 3%. Salienta-se que o estudo de Baxter et al (2011) comparou resultados entre condições drenadas e não drenadas, e a baixos teores de cimentação. No caso em apreço, além dos testes se resumirem a condições não drenadas, as cimentações chegam a 10% nas amostras.

Quadro 4.19– Principais Parâmetros Analisados. Cimentação 5%, e=0,9, Confinante 100 kPa.

Cimentação = 5% e = 0,9 Confinante = 100 kPa								
Def. Axial	σ_d (kPa)	u (kPa)	σ_3' (kPa)	σ_1' (kPa)	σ_1'/σ_3'	s' (kPa)	t (kPa)	\bar{A}
0,00%	0,00	0,00	98,07	98,07	1,00	98,07	0,00	#
0,10%	21,00	0,00	98,07	119,07	1,21	108,57	10,50	0,0002
0,20%	111,17	0,98	97,09	208,26	2,15	152,67	55,59	0,0177
0,30%	224,31	2,94	95,12	319,43	3,36	207,28	112,15	0,0262
0,40%	334,40	3,92	94,14	428,55	4,55	261,35	167,20	0,0235
0,50%	424,29	4,90	93,16	517,46	5,55	305,31	212,15	0,0231
0,60%	489,67	5,88	92,18	581,86	6,31	337,02	244,84	0,0240
0,80%	558,72	5,88	92,18	650,90	7,06	371,54	279,36	0,0211
1,01%	558,83	4,90	93,16	651,99	7,00	372,58	279,41	0,0176
1,21%	532,89	2,94	95,12	628,02	6,60	361,57	266,45	0,0110
1,51%	500,05	0,98	97,09	597,14	6,15	347,11	250,03	0,0039
1,81%	478,80	0,00	98,07	576,87	5,88	337,47	239,40	0,0000
2,11%	462,89	0,00	98,07	560,96	5,72	329,51	231,45	0,0000
2,41%	448,91	-0,98	99,05	547,96	5,53	323,50	224,45	-0,0044
2,70%	435,99	-0,98	99,05	535,03	5,40	317,04	217,99	-0,0045
3,00%	424,89	-1,96	100,03	524,92	5,25	312,48	212,45	-0,0092
4,01%	397,90	-0,98	99,05	496,95	5,02	298,00	198,95	-0,0049
5,00%	368,15	0,00	98,07	466,22	4,75	282,14	184,08	0,0000
6,01%	347,44	2,94	95,12	442,57	4,65	268,85	173,72	0,0169
7,01%	334,39	4,90	93,16	427,55	4,59	260,36	167,19	0,0293
8,00%	327,65	5,88	92,18	419,83	4,55	256,01	163,82	0,0359
9,01%	319,50	8,83	89,24	408,74	4,58	248,99	159,75	0,0553
10,00%	306,41	10,79	87,28	393,69	4,51	240,49	153,21	0,0704
11,01%	301,59	12,75	85,32	386,91	4,53	236,11	150,80	0,0846
12,01%	295,98	13,73	84,34	380,31	4,51	232,33	147,99	0,0928
13,00%	297,01	15,69	82,38	379,39	4,61	230,88	148,50	0,1057

No Quadro 4.19 pode-se observar pouca diferença entre a deformação ocorrida na máxima tensão desviadora e no máximo σ_1'/σ_3' .

Quadro 4.20– Principais Parâmetros Analisados. Cimentação 5%, e=0,9, Confinante 200 kPa.

Cimentação = 5% e = 0,9 Confinante = 200 kPa								
Def. Axial	σ_d (kPa)	u (kPa)	σ_3' (kPa)	σ_1' (kPa)	σ_1'/σ_3'	s' (kPa)	t (kPa)	\bar{A}
0,00%	0,00	0,00	196,13	195,82	1,00	195,97	0,00	#
0,10%	8,22	0,98	195,15	203,37	1,04	199,26	4,11	0,7093
0,20%	49,25	0,98	195,15	244,40	1,25	219,78	24,63	0,1183
0,30%	56,77	1,96	194,17	250,94	1,29	222,56	28,39	0,1372
0,40%	60,49	2,94	193,19	253,68	1,31	223,44	30,25	0,1612
0,51%	64,21	3,92	192,21	256,42	1,33	224,32	32,10	0,1824
0,61%	91,19	4,90	191,23	282,42	1,48	236,82	45,59	0,1500
0,81%	265,47	13,73	182,40	447,87	2,46	315,14	132,74	0,1180
1,01%	348,54	21,57	174,56	523,10	3,00	348,83	174,27	0,1349
1,21%	392,83	26,48	169,66	562,49	3,32	366,07	196,42	0,1446
1,50%	423,78	33,34	162,79	586,57	3,60	374,68	211,89	0,1665
1,80%	436,15	38,25	157,89	594,03	3,76	375,96	218,07	0,1842
2,11%	439,44	43,15	152,98	592,43	3,87	372,71	219,72	0,2052
2,41%	440,55	47,07	149,06	589,62	3,96	369,34	220,28	0,2225
2,71%	438,57	50,99	145,14	583,71	4,02	364,42	219,29	0,2414
3,00%	435,43	53,94	142,20	577,63	4,06	359,91	217,71	0,2566
4,01%	424,52	63,74	132,39	556,91	4,21	344,65	212,26	0,3094
5,01%	414,70	71,59	124,54	539,25	4,33	331,9	207,35	0,3546
6,00%	405,60	77,47	118,66	524,26	4,42	321,46	202,80	0,3915
7,01%	396,24	82,38	113,76	510,00	4,48	311,88	198,12	0,4255
8,01%	385,30	86,30	109,83	495,14	4,51	302,49	192,65	0,4580
9,00%	377,97	90,22	105,91	483,88	4,57	294,9	188,98	0,4876
10,00%	370,70	92,18	103,95	474,65	4,57	289,3	185,35	0,5078
11,01%	367,67	95,12	101,01	468,67	4,64	284,84	183,83	0,5280
12,01%	360,77	96,11	100,03	460,80	4,61	280,41	180,38	0,5435
13,00%	356,14	98,07	98,07	454,20	4,63	276,13	178,07	0,5616

De acordo com os dados constantes no Quadro 4.20, que se refere a confinante de 200 kPa observa-se que os valores de σ_1'/σ_3' praticamente crescem com a deformação. Nesse caso, a utilização de máxima σ_1'/σ_3' como critério de ruptura se mostra ineficaz, uma vez que seu máximo valor provavelmente ocorreu depois da ruptura do corpo de prova analisado. Não se conseguiu identificar um $\bar{A}=0$. Esses resultados qualificam a máxima tensão desviadora como critério de ruptura mais consistente.

Quadro 4.21– Principais Parâmetros Analisados. Cimentação 5%, e=0,9, Confinante 400 kPa.

Cimentação = 5% e = 0,9 Confinante = 400 kPa								
Def. Axial	σ_d (kPa)	u (kPa)	σ_3' (kPa)	σ_1' (kPa)	σ_1'/σ_3'	s' (kPa)	t (kPa)	\bar{A}
0,00%	0	0,00	392,27	392,27	1,00	392,266	0,00	#
0,10%	21,1541	0,98	391,29	412,03	1,05	401,658	10,37	0,4674
0,20%	28,3967	1,96	390,30	418,15	1,07	404,229	13,92	0,4186
0,31%	36,9439	3,92	388,34	424,57	1,09	406,458	18,11	0,4300
0,41%	68,5398	4,90	387,36	454,58	1,17	420,97	33,61	0,2610
0,51%	200,471	8,83	383,44	580,03	1,51	481,737	98,30	0,1291
0,61%	301,548	13,73	378,54	674,25	1,78	526,395	147,86	0,1190
0,80%	444,402	24,52	367,75	803,56	2,19	585,654	217,90	0,1303
1,01%	545,35	36,28	355,98	890,79	2,50	623,384	267,40	0,1502
1,21%	614,173	48,05	344,21	946,51	2,75	645,362	301,15	0,1724
1,50%	673,626	62,76	329,50	990,10	3,00	659,804	330,30	0,2017
1,81%	704,992	77,47	314,79	1006,15	3,20	660,474	345,68	0,2353
2,10%	719,091	91,20	301,06	1006,25	3,34	653,658	352,59	0,2696
2,41%	724,589	103,95	288,32	998,89	3,46	643,605	355,29	0,3035
2,70%	722,743	114,74	277,53	986,30	3,55	631,913	354,38	0,3347
3,01%	719,182	126,51	265,76	971,04	3,65	618,399	352,64	0,3697
4,00%	692,446	156,91	235,36	914,42	3,89	574,888	339,53	0,4735
5,01%	663,493	178,48	213,78	864,45	4,04	539,117	325,33	0,5605
6,00%	637,277	193,19	199,07	824,03	4,14	511,552	312,48	0,6306
7,01%	602,141	203,98	188,29	778,79	4,14	483,537	295,25	0,7040
8,00%	572,274	211,82	180,44	741,65	4,11	461,047	280,60	0,7687
9,01%	539,815	218,69	173,58	702,96	4,05	438,267	264,69	0,8408
10,00%	504,148	226,53	165,73	660,13	3,98	412,932	247,20	0,9320
11,01%	466,704	236,34	155,93	613,61	3,94	384,766	228,84	1,0497
12,00%	431,799	246,15	146,12	569,57	3,90	357,844	211,73	1,1808
13,01%	404,406	254,97	137,29	533,88	3,89	335,586	198,29	1,3053
14,00%	378,734	262,82	129,45	500,86	3,87	315,154	185,71	1,4361
15,01%	356,3	270,66	121,60	471,01	3,87	296,308	174,71	1,5714
16,00%	329,071	277,53	114,74	437,45	3,81	276,092	161,35	1,7440
17,01%	307,55	283,41	108,85	410,46	3,77	259,656	150,80	1,9050

No caso apresentado no Quadro 4.21, não houve a ocorrência de $\bar{A}=0$ no intervalo de dados registrado. O valor de máximo σ_1'/σ_3' ocorreu em uma deformação 3 vezes maior do que aquele correspondente a máxima tensão desviadora. O valor de máxima tensão desviadora ocorreu a 2,41% de deformação para as confinantes de 200 e 400 kPa.

CAPÍTULO 5

CONSIDERAÇÕES FINAIS

5.1 CONCLUSÕES REFERENTES À COMPRESSÃO SIMPLES

A partir da análise dos resultados obtidos, conclui-se que:

- O aumento do teor de cimento da mistura promove um ganho de resistência à compressão para todos os índices de vazios testados;
- Para um mesmo teor de cimento, a resistência tende a aumentar com a redução do índice de vazios;
- O ganho de resistência provocado pela adição de cimento é mais intenso nas amostras com menor índice de vazios;
- Nos corpos-de-prova moldados com características semelhantes, aqueles que foram submetidos a inundação apresentaram na maioria dos casos valores de resistência inferiores aos dos não-inundados;
- A redução na resistência provocada pela inundação é mais evidente em corpos-de-prova com menor índice de vazios e maior teor de cimento.
- De uma forma geral, pode-se afirmar que quanto maior a quantidade de cimento adicionado à areia estudada, maior a sua resistência final. Da mesma forma, quanto mais compacto estiver esse solo, isto é, quanto menor o índice de vazios, mais resistente ele se apresentará.

5.2 CONCLUSÕES REFERENTES À COMPRESSÃO TRIAXIAL

A partir da análise dos resultados obtidos, gráficos e quadros pode-se concluir que:

- Nas mesmas condições de cimentação e índice de vazios a resistência aumentou com o aumento da tensão confinante.

- A maioria dos picos de tensão desviadora apresentou-se acentuado a pequenas deformações ($\leq 3\%$).
- De uma forma geral pode-se afirmar que a resistência aumenta com o incremento de cimentação e de tensão confinante.
- Para médios e altos graus de cimentação (2,5 a 10%) a avaliação de diferentes critérios de ruptura não apresentou diferenças consideráveis no comportamento tensão deformação. O parâmetro mais consistente aparentemente foi o de máxima tensão desviadora, que se apresentou mais confiável em amostras com maiores índices de vazios.
- Quanto maior a confinante e menor a cimentação, maior a deformação em que a pressão neutra se torna negativa.
- Com o índice de vazios igual a 0,7 a areia cimentada comportou-se como uma areia compacta. Com o índice de vazios de 0,9 a areia cimentada apresentou um comportamento misto, sendo, contudo mais governada pelo comportamento de uma areia fofa.
- A trajetória de tensões efetivas apresenta uma curvatura em relação a trajetória de tensões totais, que depende da variação da pressão neutra. No caso de $e=0,7$, onde a variação de pressão neutra é negativa, a curvatura apresenta-se a direita. No caso de $e=0,9$, a curvatura apresenta-se a esquerda, indicando variação de pressão neutra positiva. A magnitude da curvatura cresceu com o aumento do índice de vazios.
- A utilização de diferentes critérios de ruptura não ocasionou grandes diferenças no comportamento tensão deformação a areia cimentada. Com $e=0,9$, o parâmetro de máxima tensão desviadora mostrou-se mais consistente.
- Os valores de ângulo de atrito encontrados situam-se no intervalo de valores típicos para areias, podendo no caso estudado serem característicos de areias médias e compactas. A avaliação de diferentes envoltórias de ruptura não afetou de maneira significativa esse parâmetro.

- A cimentação agiu de forma a promover o aparecimento de uma coesão efetiva que aumentou com o incremento de agente cimentante. Quanto maior a porcentagem de cimento na amostra, maior a coesão efetiva encontrada. A avaliação de diferentes envoltórias de ruptura não afetou de maneira significativa esse parâmetro

5.3 CONSIDERAÇÕES GERAIS

Os resultados mostraram de uma forma geral que quanto mais compacta, mais coesa e quanto maior o estado de tensões a que um solo está exposto, maior será a sua resistência. O comportamento mecânico de uma areia cimentada é influenciado diretamente pelo seu índice de vazios. A cimentação age na areia imprimindo um intercepto de coesão, que pode ser considerado quase inexistente em uma areia em seu estado natural. Essa coesão aumenta com o aumento do grau de cimentação. Os valores para ângulo de atrito encontrados estão no intervalo de valores típicos de ϕ' para areias. A avaliação de diferentes critérios de ruptura para a areia cimentada não demonstrou grande diferenças no comportamento tensão-deformação para intervalos de cimentação entre 2,5 e 10%. A máxima tensão desviadora contudo demonstrou ser o parâmetro mais consistente a ser utilizado como critério de ruptura.

5.4 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Alguns aspectos que não fizeram parte do escopo dessa pesquisa podem compor novos estudos, sugere-se:

- Estudo do comportamento mecânico de areias cimentadas sob condições dinâmicas;
- Pesquisa do comportamento tensão-deformação a partir de ensaios de tração na compressão.
- Avaliar o comportamento mecânico de areias através da realização de ensaios triaxiais drenados e não drenados.
- Avaliação de diferentes critérios de ruptura para solos cimentados.

- Avaliação de outros agentes cimentantes a partir de ensaios triaxiais, como cal e gesso.
- Estudo do comportamento de misturas de solo e cimento sob carregamentos cíclicos.
- Elaboração de um modelo de comportamento não drenado para areias cimentadas.
- Influência da umidade de compactação na resistência.
- Influência da inundação na redução de resistência em função da umidade de compactação.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Abdulla, A. A.; Kioussis, W.; Kasali, P. D. Behaviour of Cemented Sands – I Testing. **International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics**, vol. 21, 533-547, 1997.

Airey, D. W. Triaxial Testing of Naturally Cemented Carbonate Soil. ASCE, **Journal of Geotechnical Engineering**, vol. 119, No. 9, 1379-1398, 1993.

Angelim, L. A. de A. **Geologia e Recursos Minerais do Estado do Rio Grande do Norte – Escala 1:500.000**. / Luiz Alberto de Aquino Angelim ... [et al.]. - Recife: CPRM – Serviço Geológico do Brasil, 2007. 119 p. : il .color.: 21x29,7 cm + 2 mapas. Publicação do Programa Geologia do Brasil – PGB

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, **NBR 5733**: Cimento Portland de alta resistência inicial – Especificação. Rio de janeiro, 1991.

_____. **NBR 6502**: Rochas e Solos - Terminologia, Rio de janeiro, 1995.

_____. **NBR 12004**: Solo – Determinação do índice de vazios máximo de solos não coesivos – Método de ensaio, Rio de janeiro, 1990.

_____. **NBR 12051**: Solo – Determinação do índice de vazios mínimo de solos não coesivos – Método de ensaio, Rio de janeiro, 1991.

_____. **NBR 12770**: Solo coesivo – Determinação da resistência à compressão não confinada - Método de ensaio. Rio de janeiro, 1992.

Baxter, C. D. P.; Sharma, M. S. R.; Moran, K.; Vaziri, H.; Narayanasamy, R. Use of $\bar{\sigma} = 0$ as a Failure Criterion for Weakly Cemented Soils. **ASCE, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, vol 137, No. 2, 161-170, 2011.

- Clough, G. W.; Kuck, W.; Kasali, G. Silicate-Stabilized Sands. **ASCE, Journal of Geotechnical Engineering**, vol. 105, No. 1, 65-81, 1979.
- Clough, G. W.; Sitar, N.; Bachus, R. C.; Shafii Rad, N. Cemented Sands Under Static Loading. **ASCE, Journal of Geotechnical Engineering**, vol. 107, No. 6, 799-817, 1981.
- Consoli, N. C.; Rotta, G. V.; Prietto, P. D. M. Influence of Curing under Stress on the Triaxial Response of Cemented Soils. **Geotechnique**, vol 50, No 1, 99-105, 2000.
- Consoli, N. C.; Foppa, D.; Festugato, L.; Heineck, K. S. Key Parameters for Control of Artificially Cemented Soils. **ASCE, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, vol. 133, No. 2, 197-205, 2007.
- Consoli, N. C.; Cruz, R. C.; Fonseca, A. V. da. Strength Properties of Sandy Soil-Cement Admixtures. **Geotechnical and Geological Engineering**, vol. 27, pp. 681-686, 2009.
- Coop, M. R.; Atkinson, J. H. The Mechanics of Cemented Carbonate Sands. **Géotechnique**, vol. 43, No. 1, pp. 53-67, 1993.
- Craig, R. F. **Craig, Mecânica dos Solos/ R. F. Craig**; tradução Amir Kurban – Rio de Janeiro: LTC, 2007.
- Cruz, R. C. **Influência de Parâmetros Fundamentais an Rigidez, Resistência e Dilatância de uma Areia Artificialmente Cimentada**. 2008, 216 f. Tese (Doutorado). Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Escola de Engenharia. Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil. Porto Alegre.
- Das, B. M.; Yen, S. C.; Dass, R. N. Brazilian Tensile Strength Test f Lightly Cemented Samples. **Canadian Geotechnical Journal**, vol. 32, pp. 166-171, 1995.
- Das, B. M. **Fundamentos de Engenharia Geotécnica/ Braja M. Das**; Tradução All Tasks; Revisão Técnica Pérsio Leister de Almeida Barros. – São Paulo: Thomson Learning, 2007.

- Dupas, J. M; Pecker, A. Static and Dynamic Properties of Sand-Cement. **ASCE, Journal of Geotechnical Engineering**, vol. 105, No. 3, 419-436, 1979.
- Frasca, Maria H. B. de Oliveira. Rocha Como Material de Construção. **MATERIAIS DE CONSTRUÇÃO CIVIL e Princípios de Ciência e Engenharia de Materiais**, ed G. C. Isaia – São Paulo: IBRACON, 2007. 2v.
- Germaine, J. T. **Geotechnical Laboratory Measurements for Engineers/** John T. Germaine and Amy V. Germaine. John Wiley & Sons Inc., New Jersey, 2009.
- Gusmão, A. D.; Gusmão Filho, J. A.; Oliveira, J. T. R.; Maia, G. B. (Organização) **Geotecnia no Nordeste**. Recife: Editora Universitária da UFPE, 2005.
- Haeri, S. M.; Hosseini, S. M.; Toll, D. G.; Yasrebi, S. S. The Behaviour of an Artificially Cemented Sandy Gravel. **Geotechnical and Geological Engineering**, vol. 23, pp. 537-560, 2005.
- Haeri, S. M.; Hamid, A.; Hosseini, S. M.; Asghari, E.; Toll, D. G. Effect of Cement Type on the mechanical behavior of a Gravely Sand. **Geotechnical and Geological Engineering**, vol. 24, pp. 335-360, 2006.
- Haeri, S. M.; Asghari, E.; Toll, D. G. Triaxial Behaviour of a Cemented Gravely Sand, Tehran Alluvium. **Geotechnical and Geological Engineering**, vol. 21, pp. 1-28, 2003.
- Lacerda, W. A.; Almeida, M. S. S. Engineering Properties of Regional Soils: Residual Soils and Soft Clays. TENTH PANAMERICAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, State-of-the-Art Lecture, Mexico, 44p, 1995.
- Leroueil, S.; Vaughan, P. R. The General and Congruent Effects of Structure in Natural Soils and Weak Rocks. *Géotechnique*, vol. 40, No. 3, pp. 467-488, 1990.
- Lee, I. K; Coop, M. R. The Intrinsic Behavior of a Decomposed Granite Soil. **Géotechnique**, vol 45, N^o 1, 117-130, 1995.

- Lo, S. R.; Wardani, S. P. R. Strength and Dilatancy of a Silt Stabilized by a Cement and Fly Ash Mixture. **Canadian Geotechnical Journal**, vol. 39, 77-89, 2002.
- Malandraki, V.; Toll, D. G. Drained Probing Triaxial Tests on a Weakly Bonded Artificial Soil. **Géotechnique**, vol. 50, No. 2, pp. 141-151, 2000.
- Malandraki, V.; Toll, D. G. Triaxial Tests on Weakly Bonded Soil with Changes on Stress Path. **ASCE, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, vol. 127, No. 3, 282-291, 2001.
- McCarthy, D. F. **Essentials of soil mechanics and foundations**. Prentice-Hall Company, Reston, Virginia, 1977.
- Ortigão, J. A. R. **Introdução à Mecânica dos Solos dos Estados Críticos**. Rio de Janeiro, LTC, 1995.
- Pereira, A. C. M. R. **Índice volumétrico “Vazios-cimento” para a avaliação de resistência e rigidez em areia grossa uniforme – generalização a outros solos**. 2009, 100 f. Dissertação (Mestrado). Universidade do Porto. Faculdade de Engenharia. Mestrado Integrado em Engenharia Civil. Porto, Portugal
- Prietto, P. D. M. **Resistência e Dilatância de Solos Cimentados: Uma abordagem Teórico-Experimental**. 2004, 223 f. Tese (Doutorado). Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Escola de Engenharia. Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil. Porto Alegre.
- Rotta, G. V.; Prietto, P. D. M.; Consoli, N. C.; Gehling, W. Y. Y. Influência do Índice de Vazios da Matriz Cimentante no Comportamento Mecânico dos Solos Cimentados. **Solos e Rochas**, vol 24, No 1, 23-41, 2001.
- Rotta, G. V.; Consoli, N. C.; Prietto, P. D. M.; Coop, M. R.; Graham, J. Isotropic Yielding in na Artificially Cemented Soil Cured under Stress. **Geotechnique**, vol 53, No 5, 493-501, 2003.
- Sandroni, S. S.; MacCarini, M. Ensaio Triaxiais e de Cisalhamento Direto em uma Ocorrência de Solo Residual Gnaissico Jovem Rico em Feldspato. SIMPÓSIO

BRASILEIRO DE SOLOS TROPICAIS EM ENGENHARIA, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 324-339, 1981.

Schnaid, F.; Prietto, P. D. M.; Consoli, N. C. Characterization of Cemented Sand in Triaxial Compression. **ASCE, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, vol. 127, No. 10, 857-868, 2001.

Townsend, F. C. Geotechnical Characteristics of Residual Soils. **ASCE, Journal of Geotechnical Engineering**, vol. 111, No. 1, 77-94, 1985.

Vieira, L. S. **Manual da Ciência do Solo: com ênfase aos Solos Tropicais**. São Paulo, Ed. Ceres, 1988. 464 p. ilustr. Segunda Edição.

Wesley, L. D. Influence of Structure and Composition on Residual Soil. **ASCE, Journal of Geotechnical Engineering**, vol. 116, No. 4, 589-603, 1990.

Yoon, S.; Abu-Farsakh, M. Laboratory Investigation on the Strength Characteristics of Cement-Sand as base Material. **KSCE, Journal of Civil Engineering**, vol. 13, No. 1, 15-22, 2009.