UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO NORTE
CENTRO DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

Tahyara Barbalho Fontoura

COMPORTAMENTO TENSÃO - DEFORMAÇÃO E RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE UMA AREIA DE DUNA CIMENTADA ARTIFICIALMENTE

NATAL/ FEVEREIRO

2015

TAHYARA BARBALHO FONTOURA

COMPORTAMENTO TENSÃO - DEFORMAÇÃO E RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE UMA AREIA DE DUNA CIMENTADA ARTIFICIALMENTE

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Norte- UFRN, como requisito parcial à obtenção do título de mestre.

Orientador: Olavo Francisco dos Santos Junior

Co-orientador: Ricardo Nascimento Flores Severo

NATAL/ FEVEREIRO

2015

F684C Fontoura, Tahyara Barbalho.

Comportamento tensão – deformação e resistência ao cisalhamento de uma areia de duna cimentada artificialmente. / Tahyara Barbalho Fontoura. – Natal, RN, 2015.

168 f.

Orientador: Prof. Dr. Olavo Francisco dos Santos Junior.

Dissertação (Pós-graduação em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Norte. Centro de Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil.

1. Engenharia Civil – Dissertação. 2. Solo cimentado – Dissertação. 3. Ensaios triaxiais – Dissertação. 4. Compressão simples – Dissertação. I. Santos Junior, Olavo Francisco. II. Universidade Federal do Rio Grande do Norte. III. Título.

UFRN/CT/DEP CDU 624.15

TAHYARA BARBALHO FONTOURA

COMPORTAMENTO TENSÃO - DEFORMAÇÃO E RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE UMA AREIA DE DUNA CIMENTADA ARTIFICIALMENTE

Dissertação apresentada ao curso de Pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Norte-UFRN, como requisito parcial à obtenção do título de mestre.

BANCA EXAMINADORA

_____

Prof. Dra. Maria Del Pilar Durante Ingunza – Presidente – Examinadora Interna

_____

Prof. Dr. Ricardo Nascimento Flores Severo – Co-orientador (IFRN)

_____

Prof. D. Sc.Roberto Quental Coutinho - Examinador Externo à Instituição (UFPE)

_____

Prof. D. Sc. Antonio Joaquim Pereira Viana da Fonseca – Examinador Externo à Instituição (FEUP)

Natal, 20 de Fevereiro de 2015.

Tudo o que fizerem, seja em palavra seja em ação, façam-no em nome do Senhor Jesus, dando por meio dele graças a Deus Pai. *Colossenses 3:17*

AGRADECIMENTOS

Agradeço

A Deus. Em primeiro lugar agradeço a Ele por todas as lutas enfrentadas e vitórias alcançadas. Agradeço pela dádiva da vida, pelas oportunidades oferecidas e pela família e amigos que estiveram presentes em todos os momentos.

Aos meus pais Kátia Barbalho e Cláudio Fontoura. Sem dúvida, são os principais responsáveis por todo meu crescimento. Agradeço todo o carinho, apoio, educação e compreensão ao longo de toda a minha vida. Agradeço pelos pais incomparáveis que são e sempre serão!

A minha irmã Tahyná Barbalho e Maria Aparecida, pelas amigas que são. Por estarem sempre presentes em todas as horas em que precisei, seja brigando, apoiando, rindo ou chorando.

Ao meu avô Gilberto Barbalho, que sempre foi um grande incentivador dos meus estudos, me dando todo o apoio e as condições necessárias para que eu continuasse a jornada.

As amigas Ana Marília Dutra, Juliana Ferreira, Juzianne Paz e Myrna Raquel, que desde os tempos da escola estão presentes em minha vida, sendo responsáveis por grande parte dos meus sorrisos e pelas distrações em semanas aperreadas. Obrigada pelo apoio e pelas alegrias!

Ao meu orientador, Professor Olavo Francisco dos Santos Júnior, meu professor desde a graduação, por toda a disposição e envolvimento para que este trabalho viesse a vingar. Apesar da distância devido ao seu pós-doutorado, nunca deixou de me acompanhar e ajudar no desenvolvimento do trabalho, sempre procurando abrir portas ao meu crescimento profissional. Agradeço pela confiança depositada.

Ao meu co-orientador, Professor Ricardo Nascimento Flores Severo, pela prontidão incondicional em me orientar, mesmo nas semanas de Natal e Ano Novo. Agradeço por toda dedicação que teve em aperfeiçoar o trabalho com seus conhecimentos desde sua participação na banca de qualificação. Seu acompanhamento foi fundamental para o êxito alcançado.

À coordenadora do Programa, Professora Ada Cristina Scudelari, pela dedicação em elevar a conceituação do mesmo e pela competência em realizar tal tarefa. Sou grata também aos professores do Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, pelo empenho na transmissão de todos os conhecimentos tão essenciais.

À Secretária do Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Rafaella Kaline Costa Xavier, pela amizade e auxílio nas tarefas burocráticas exigidas pela Fapern e UFRN.

Aos técnicos do laboratório João Batista e Paulo Leite pela disposição em me ensinar tudo que precisei aprender para a realização dos ensaios dessa pesquisa e pela amizade.

Aos colegas de mestrado, em especial a André Augusto Nóbrega e a Luiz Filipe Pinheiro, e aos bolsistas do laboratório que estiveram presentes nessa jornada. Sou grata pela amizade e pelos dias agradáveis que passei em suas companhias.

À Universidade Federal do Rio Grande do Norte e ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil pela oportunidade de realizar meus estudos de mestrado. Agradeço também à Fapern e à Capes pela concessão da bolsa de estudo.

COMPORTAMENTO TENSÃO - DEFORMAÇÃO E RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE UMA AREIA DE DUNA CIMENTADA ARTIFICIALMENTE

Tahyara Barbalho Fontoura

Professor Orientador: Olavo Francisco dos Santos Junior

Professor Co-orientador: Ricardo Nascimento Flores Severo

RESUMO

Nas últimas décadas vários trabalhos vêm sendo realizados no sentido de compreender o comportamento dos solos com cimentação (natural ou artificial) entre as partículas. As areias, objeto de estudo desse trabalho, geralmente apresentam boa capacidade de suporte. Entretanto, muitas vezes se faz necessária a realização de melhoramento do solo, para aumento da capacidade de suporte estática ou mesmo de se considerar o efeito da cimentação natural que ocorre em algumas areias. Para isso, é necessário que se compreenda o comportamento mecânico dos solos cimentados. O objetivo geral deste estudo foi descrever o comportamento tensão - deformação - resistência de uma areia originária de Dunas de Natal cimentada artificialmente através de ensaios de compressão simples e ensaios de compressão triaxial drenados. Foi avaliada a influência do teor de cimento, da umidade de moldagem, do índice de vazios e da tensão confinante sobre a resistência e verificada a validade do uso do fator vazios/cimento na estimativa da resistência à compressão simples, da resistência ao cisalhamento em condições drenadas e do comportamento tensão-deformação. As amostras dos ensaios de compressão simples foram moldadas com diferentes teores de umidade de moldagem (6%, 9% e 12%), diferentes teores de cimento (2,5%; 5,0%; 7,5% e 10%) e índice de vazios de 0,6. Nos ensaios de compressão triaxial, todas as amostras foram moldadas na umidade de 6%, com

três índices de vazios (0,6; 0,7 e 0,8) e quatro teores de cimento (0,0%; 2,5%; 5,0% e 7,5%), sendo rompidas sob diferentes tensões confinantes (50, 100, 200 e 300 kPa). O agente cimentante utilizado foi o Cimento Portland de Alta resistência inicial resistente aos sulfatos (CP-V ARI – RS). Concluiu-se que, a resistência a compressão simples cresce com o aumento do teor de cimento e com a diminuição da umidade de moldagem. Quanto a resistência ao cisalhamento, verificou-se que esta aumenta com o aumento da quantidade de cimento e com a diminuição do índice de vazios. Percebeu-se ainda que a variação nos valores de ângulo de atrito se mostrou praticamente negligenciável quando comparado com a variação do intercepto coesivo. Por fim, foi verificado que o fator vazios/cimento mostrou-se ser um parâmetro muito eficaz e confiável na previsão do comportamento da areia de Natal para dosagem de solo-cimento.

Palavras-chaves: Solo Cimentado; Ensaios Triaxiais; Compressão Simples.

STRESS-STRAIN BEHAVIOR AND SHEAR STRENGTH OF ARTIFICIALLY CEMENTED DUNE SAND

Tahyara Barbalho Fontoura

Advisor: Olavo Francisco dos Santos Junior

Co-advisor: Ricardo Nascimento Flores Severo

ABSTRACT

In recent decades a number of studies have been conducted in order to understand the behavior of soil with cementation (natural or artificial) between particles. The sands studied here generally exhibit good bearing capacity. However, it is often necessary to improve the soil to increase static support capacity or even to consider the effect of natural cementing that occurs in some sands. To that end, it is important to understand the mechanical behavior of cemented soils. The general aim of this study was to describe stress-strain-strength behavior of artificially-cemented sand from the Dunes of Natal, Brazil by means of unconfined compression and drained triaxial compression tests. The influence of cement content, molding moisture, void ratio and confining stress on strength was assessed and the validity of using the void/cement factor in estimating unconfined compressive strength, shear strength in drained conditions and stress-strain behavior was determined. Unconfined compression test samples were molded using different molding moisture levels (6%, 9% and 12%), different cement content (2.5%; 5.0%; 7.5% and 10%) and a void ratio of 0.6. In triaxial compression tests, all the samples were molded in 6% moisture with three void ratios (0.6; 0.7 and 0.8) and four cement contents (0.0%; 2.5%; 5.0% and 7.5%), and rupture occurred under different confining stresses (50, 100, 200 and 300 kPa). The cementing agent used was high-early-strength Portland *cement*, with sulphate resistance (CP-V ARI – RS). It was concluded that unconfined compressive strength rises with an increase in

cement content and a decline in molding moisture. It was found that shear strength increases with a rise in the amount of cement and a decrease in void ratio. It was also observed that the variation in friction angle values was practically negligible when compared to the change in cohesion intercept. Finally, it was found that the void/cement factor was a very effective and reliable parameter for predicting the behavior of Natal Sand in order to determine the soil-cement dosage.

Keywords: Cemented Soil; Triaxial Tests; Unconfined Compression.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS xii

LISTA DE TABELAS xix

LISTA DE SIGLAS xx

LISTA DE SÍMBOLOS xxi

Capítulo 1 - INTRODUÇÃO **1**

1.1. Considerações iniciais.....1

1.2. Relevância e Justificativa do Trabalho 2

1.3. Objetivos 4

1.3.1. Geral.....4

1.3.2. Específicos 4

1.4. Organização da dissertação.....4

Capítulo 2 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA **6**

2.1 Solos Estruturados 6

2.2 Solos Cimentados 12

2.2.1 Solos Residuais Naturalmente Cimentados 12

2.2.2 Solos Sedimentares Naturalmente Cimentados.....14

2.2.3 Solos Cimentados Artificialmente.....16

Capítulo 3 – PROGRAMA EXPERIMENTAL, MATERIAIS E MÉTODOS **30**

3.1. Programa Experimental.....30

3.2. Materiais.....31

3.2.1. Areia de Natal - RN 31

3.2.2. Cimento Portland.....32

3.2.3. Água destilada 35

3.3. Métodos 35

3.3.1. Preparação das amostras 35

3.3.2. Caracterização do solo 35

3.3.3. Ensaios de Resistência a Compressão Simples 38

3.3.4. Ensaios Triaxiais 47

Capítulo 4 – APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS 63

4.1. Ensaios de Resistência a Compressão Simples 63

4.1.1 Comparação da areia de Natal com a areia de Osório 69

4.2. Ensaios Triaxiais Drenados na Areia de Natal 72

4.2.1. Parâmetros de Resistência 88

4.2.2. Efeito do índice de vazios e do teor de cimento 95

4.2.3. Efeito da Cimentação e do índice de vazios na Resistência Mecânica 121

4.2.4. Dilatância 127

4.2.5. Efeito da Cimentação na Superfície de Escoamento Plástico 135

Capítulo 5 - CONCLUSÕES 138

5.1 Sugestões para futuras pesquisas 141

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS 142

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 - Comparação entre o comportamento estruturado e desestruturado na compressão isotrópica ou unidimensional (Fonte: Prietto 2004; baseado em: Vaughan et al., 1988) 8
Figura 2.2 - Comportamento idealizado de um solo cimentado onde o efeito da cimentação é preponderante (Prietto, 2004; baseado em Coop; Atkinson, 1993; Cuccovilo; Coop, 1999) 10
Figura 2.3 - Comportamento idealizado de um solo cimentado onde o efeito da componente friccional é preponderante. 11
Figura 2.4 - Gráfico da Resistência a compressão simples x Grau de cimentação 19
Figura 2.5 - Gráfico da Resistência a compressão simples x Porosidade 19
Figura 2.6 - Ajuste do fator vazios/cimento expressa em termos da porosidade e do teor volumétrico de cimento (η/C_{iv}) 20
Figura 2.7 - Resistência à compressão simples x fator vazios/cimento expresso em termos da porosidade e do teor de cimento volumétrico. (Cruz, 2008) 21
Figura 2.8 - Resistência à compressão simples x fator vazios/cimento com coeficiente de ajuste das curvas para diversos materiais. SRAB (Solo Residual de Arenito Botucatu), CCR (Concreto Compactado com Rolo). (Fonte: Cruz, 2008). 22
Figura 2.9 - Tensão x Fator vazios/cimento da areia de Osório para as diferentes tensões de confinamento (Cruz, 2008). 22
Figura 2.10 - Tensão-deformação – γ_d = 17,2 kN/m³; σ'c = 20kPa. A1 = 17,2 kN/m³ 24
Figura 2.11 - Tensão-deformação – C = 5%; σ'_c = 20kPa. A1 = 17,2 kN/m³, A2 = 18,0 kN/m³ e A3 = 18,8 kN/m³ 24
Figura 2.12 - Curvas tensão versus fator vazios/cimento com coeficiente de ajuste 25
Figura 2.13 - Variação da resistência à compressão simples com a umidade de moldagem da mistura solo-cimento (Fonte: Consoli, 2012) 26
Figura 2.14 - Tensão Desviadora x Deformação Axial. (Fonte: Lopes, 2012) 27

Figura 2.15 - Relação Vv/Vci com a resistência à compressão simples para amostras inundadas. (Fonte: Lopes, 2012) 28
Figura 2.16 - Relação Vv/Vci com a resistência à compressão simples para amostras não inundadas. (Fonte: Lopes, 2012) 28
Figura 2.17 - Relação entre Go/qu e a razão porosidade/cimento para os solos cimentados (Areia uniforme e Areia siltosa bem graduada). (Fonte: Consoli et al., 2012b) 29
Figura 3.1 - Localização do Parque das Dunas e da UFRN 32
Figura 3.2 - Evolução média da resistência à compressão dos distintos tipos de 34
Figura 3.3 - Curva da Distribuição Granulométrica – Comparação entre Areia de Natal e Areia de Osório) – Baseado em Cruz, 2008 37
Figura 3.4 - Molde Cilíndrico Tripartido 41
Figura 3.5 - Sequência do Procedimento de moldagem das amostras. a) Solo em recipiente de Porcelana. b) Mistura do solo com cimento. c) Pesagem das 4 camadas. d) Material das camadas envolto com plástico. e) Montagem do molde e soquete de compactação. f) CP moldado. g) Desmoldagem do CP. 42
Figura 3.6 - Câmara úmida - a) Câmara úmida vazia. b) Câmara úmida com corpos de prova em cura. c) Detalhe da areia úmida e lama bentonítica no fundo da câmara vistos de cima. 44
Figura 3.7 - Equipamentos utilizados na Compressão Simples 45
Figura 3.8 - Corpos de Prova imersos em água 46
Figura 3.9 - Corpo de Prova rompido 47
Figura 3.10 – Representação tensão-deformação no ensaio triaxial 48
Figura 3.11 - Esquema de aplicação da tensão desviadora, ou incremento de σ_1 49
Figura 3.12 - Vista completa do equipamento utilizado (PAVITEST) 53
Figura 3.13 – Prensa Wykeham-Farrance. a) Vista completa da Prensa. b) Engrenagens e marchas que controlam a velocidade da Prensa 54
Figura 3.14 - a) Célula de carga. b) LVDT 54
Figura 3.15 - Medidor de volume. a) Vista completa do medidor de volume. b) Mangueiras que conectam o medidor de volume à célula triaxial. 55
Figura 3.16 - Componentes do Equipamento PAVITEST. a) Controle Geral de Pressão. b) Válvulas reguladoras de pressão. c) Células de interface. d) Linhas de Pressão. 56

Figura 3.17 - Corpo de Prova submerso em água dentro de um Becker. 57
Figura 3.18 - Montagem na célula triaxial. a)Colocação do CP na base junto com as pedras porosas. b) Colocação da membrana. c) Membrana colocada. d) Colocação dos anéis fixadores e da mangueira de percolação interna de água. e) Fechando a célula. f) Preenchimento da célula triaxial com água. 58
Figura 3.19 - Amostras depois da ruptura. a) Amostra compacta. b) Amostra fofa. 61
Figura 4.1 - Gráfico da resistência à compressão simples x teor de cimento 65
Figura 4.2 - Gráfico da resistência à compressão simples x teor de umidade de moldagem..... 66
Figura 4.3 - Resistência à compressão simples pelo inverso do volume de cimento..... 67
Figura 4.4 - Resistência à compressão simples x Relação vazios/cimento 68
Figura 4.5 - Variação da resistência à compressão simples com a umidade de moldagem..... 69
Figura 4.6 - Gráfico da resistência a compressão simples x fator vazios/cimento (Elaborado com os resultados obtidos por Lopes, 2012) 70
Figura 4.7 - Resistência a compressão simples em função do fator vazios/cimento (Fonte: Cruz,2008)..... 71
Figura 4.8 - Comparação entre a areia de Natal e a areia de Osório..... 72
Figura 4.9 – Tensão – Deformação, Variação Volumétrica e Envoltórias para E1 = 0,6 e C = 0,0% 74
Figura 4.10 - Tensão – Deformação, Variação Volumétrica e Envoltórias para E1 = 0,6 e C = 2,5% 75
Figura 4.11 - Tensão – Deformação, Variação Volumétrica e Envoltórias para E1 = 0,6 e C = 5,0% 76
Figura 4.12 - Tensão – Deformação, Variação Volumétrica e Envoltórias para E1 = 0,6 e C = 7,5% 77
Figura 4.13 - Tensão – Deformação, Variação Volumétrica e Envoltórias para E2 = 0,7 e C = 0,0% 78
Figura 4.14 - Tensão – Deformação, Variação Volumétrica e Envoltórias para E2 = 0,7 e C = 2,5% 79
Figura 4.15 - Tensão – Deformação, Variação Volumétrica e Envoltórias para E2 = 0,7 e C = 5,0% 80

Figura 4.16 - Tensão – Deformação, Variação Volumétrica e Envoltórias para E2 = 0,7 e C = 7,5% 81
Figura 4.17 - Tensão – Deformação, Variação Volumétrica e Envoltórias para E3 = 0,8 e C = 0,0% 82
Figura 4.18 - Tensão – Deformação, Variação Volumétrica e Envoltórias para E3 = 0,8 e C = 2,5% 83
Figura 4.19 - Tensão – Deformação, Variação Volumétrica e Envoltórias para E3 = 0,8 e C = 5,0% 84
Figura 4.20 - Tensão – Deformação, Variação Volumétrica e Envoltórias para E3 = 0,8 e C = 7,5% 85
Figura 4.21 - Envoltórias de pico das amostras de solo puro - C = 0,0% 88
Figura 4.22 - Envoltórias de pico das amostras cimentadas - C = 2,5% 88
Figura 4.23 - Envoltórias de pico das amostras cimentadas - C = 5,0% 89
Figura 4.24 - Envoltórias de pico das amostras cimentadas - C = 7,5% 89
Figura 4.25 - Envoltórias de pico agrupadas pelo índice de vazios E1 = 0,6 90
Figura 4.26 - Envoltórias de pico agrupadas pelo índice de vazios - E2 = 0,7 90
Figura 4.27 - Envoltórias de pico agrupadas pelo índice de vazios - E3 = 0,8 91
Figura 4.28 – Gráfico Coesão x Índice de vazios 93
Figura 4.29 – Gráfico Coesão x Teor de cimento 94
Figura 4.30 – Correlação entre a coesão e o fator vazios/cimento 95
Figura 4.31 - Tensão-deformação e variação volumétrica – C = 0,0%; σ'_c = 50 kPa 97
Figura 4.32 - Tensão-deformação e variação volumétrica – C = 2,5%; σ'_c = 50 kPa 97
Figura 4.33 - Tensão-deformação e variação volumétrica – C = 5,0%; σ'_c = 50 kPa 98
Figura 4.34 - Tensão-deformação e variação volumétrica – C = 7,5%; σ'_c = 50 kPa 98
Figura 4.35 - Tensão-deformação e variação volumétrica – E1 = 0,6; σ'_c = 50 kPa 100
Figura 4.36 - Tensão-deformação e variação volumétrica – E2 = 0,7; σ'_c = 50 kPa 100
Figura 4.37 - Tensão-deformação e variação volumétrica – E3 = 0,8; σ'_c = 50 kPa 101

Figura 4.38 - Tensão-deformação e variação volumétrica – C = 0,0%; σ'$_c$ = 100 kPa 103
Figura 4.39 - Tensão-deformação e variação volumétrica – C = 2,5%; σ'$_c$ = 100 kPa 103
Figura 4.40 - Tensão-deformação e variação volumétrica – C = 5,0%; σ'$_c$ = 100 kPa 104
Figura 4.41 - Tensão-deformação e variação volumétrica – C = 7,5%; σ'$_c$ = 100 kPa 104
Figura 4.42 - Tensão-deformação e variação volumétrica – E1 = 0,6; σ'$_c$ = 100 kPa 106
Figura 4.43 - Tensão-deformação e variação volumétrica – E2 = 0,7; σ'$_c$ = 100 kPa 106
Figura 4.44 - Tensão-deformação e variação volumétrica – E3 = 0,8; σ'$_c$ = 100 kPa 107
Figura 4.45 - Tensão-deformação e variação volumétrica – C = 0,0%; σ'$_c$ = 200 kPa 109
Figura 4.46 - Tensão-deformação e variação volumétrica – C = 2,5%; σ'$_c$ = 200 kPa 109
Figura 4.47 - Tensão-deformação e variação volumétrica – C = 5,0%; σ'$_c$ = 200 kPa 110
Figura 4.48 - Tensão-deformação e variação volumétrica – C = 7,5%; σ'$_c$ = 200 kPa 110
Figura 4.49 - Tensão-deformação e variação volumétrica – E1 = 0,6; σ'$_c$ = 200 kPa 112
Figura 4.50 - Tensão-deformação e variação volumétrica – E2 = 0,7; σ'$_c$ = 200 kPa 112
Figura 4.51 - Tensão-deformação e variação volumétrica – E3 = 0,8; σ'$_c$ = 200 kPa 113
Figura 4.52 - Tensão-deformação e variação volumétrica – C = 0,0%; σ'$_c$ = 300 kPa 115
Figura 4.53 - Tensão-deformação e variação volumétrica – C = 2,5%; σ'$_c$ = 300 kPa 115
Figura 4.54 - Tensão-deformação e variação volumétrica – C = 5,0%; σ'$_c$ = 300 kPa 116

Figura 4.55 - Tensão-deformação e variação volumétrica – C = 7,5%; σ'c = 300 kPa 116
Figura 4.56 - Tensão-deformação e variação volumétrica – E1 = 0,6; σ'c = 300 kPa 118
Figura 4.57 - Tensão-deformação e variação volumétrica – E2 = 0,7; σ'c = 300 kPa 118
Figura 4.58 - Tensão-deformação e variação volumétrica – E3 = 0,8; σ'c = 300 kPa 119
Figura 4.59 – Efeito da cimentação e do índice de vazios na resistência mecânica das amostras σc = 50 kPa 121
Figura 4.60 - Efeito da cimentação e da densidade na resistência mecânica das amostras com σ'c = 100 kPa 122
Figura 4.61 - Efeito da cimentação e da densidade na resistência mecânica das amostras com σ'c = 200 kPa 123
Figura 4.62 - Efeito da cimentação e da densidade na resistência mecânica das amostras com σ'c = 300 kPa 124
Figura 4.63 – Curvas tensão versus fator vazios/cimento com coeficiente de ajuste 125
Figura 4.64 – Comparação entre a areia de Osório e a areia de Natal - σc = 200 kPa 126
Figura 4.65 - Tensão-dilatância das amostras com E1=0,6 e c=0% 127
Figura 4.66 - Tensão-dilatância das amostras com E2=0,7 e c=0% 128
Figura 4.67 - Tensão-dilatância das amostras com E3=0,8 e c=0% 128
Figura 4.68 - Tensão-dilatância das amostras com E1=0,6 e c=2,5% 129
Figura 4.69 - Tensão-dilatância das amostras com E2=0,7 e c=2,5% 129
Figura 4.70 - Tensão-dilatância das amostras com E3=0,8 e c=2,5% 130
Figura 4.71 - Tensão-dilatância das amostras com E1=0,6 e c=5,0% 130
Figura 4.72 - Tensão-dilatância das amostras com E2=0,7 e c=5,0% 131
Figura 4.73 - Tensão-dilatância das amostras com E3=0,8 e c=5,0% 131
Figura 4.74 - Tensão-dilatância das amostras com E1=0,6 e c=7,5% 132
Figura 4.75 - Tensão-dilatância das amostras com E2=0,7 e c=7,5% 132
Figura 4.76 - Tensão-dilatância das amostras com E3=0,8 e c=7,5% 133
Figura 4.77 – Tensão-Dilatância de todas as amostras de areia pura. 134

Figura 4.78 - Tensão-Dilatância de todas as amostras cimentadas artificialmente. 134
Figura 4.79 – Efeito do teor de cimento na superfície de escoamento plástico para E1 = 0,6 136
Figura 4.80 - Efeito do teor de cimento na superfície de escoamento plástico para E2 = 0,7 136
Figura 4.81 - Efeito do teor de cimento na superfície de escoamento plástico para E3 = 0,8 137

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 - Resumo do Programa Experimental 31
Tabela 3.2 - Composição do cimento Portland de alta resistência inicial (adaptado de ABCP, 2002). 33
Tabela 3.3 – Exigências físicas e mecânicas do CP-V ARI (Adaptado da NBR 5733) 34
Tabela 3.4 - Distribuição Granulométrica – Comparação entre Areia de Natal e Areia de Osório) – Baseado em Cruz, 2008.....36
Tabela 3.5 - Índices Físicos – Comparação entre Areia de Natal e Areia de Osório) - Baseado em Cruz, 2008.....38
Tabela 3.6 - Programa de ensaios de compressão simples.....40
Tabela 3.7 - Ensaios de Compressão Simples.....40
Tabela 3.8 – Programa de ensaios triaxiais do tipo CID 50
Tabela 3.9 - Ensaios de Compressão Triaxial.....51
Tabela 3.10 - Valores do parâmetro B para solos típicos na saturação (Adaptado de Cruz, 2008).....60
Tabela 4.1 - Resultados dos ensaios de resistência à compressão simples.....64
Tabela 4.2 - Ensaios triaxiais drenados 73
Tabela 4.3 – Parâmetros de Resistência das amostras de solo puro e artificialmente cimentado ordenadas pelo teor de cimento. 91
Tabela 4.4 - Parâmetros de Resistência das amostras de solo puro e artificialmente cimentado ordenadas pelo índice de vazios 92
Tabela 4.5 - Ensaios triaxiais drenados – σ'_c = 50 kPa 96
Tabela 4.6 - Ensaios triaxiais drenados – σ'_c = 100 kPa 102
Tabela 4.7 - Ensaios triaxiais drenados – σ'_c = 200 kPa 108
Tabela 4.8 - Ensaios triaxiais drenados – σ'_c = 300 kPa 114

LISTA DE SIGLAS E ABREVIATURAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ASTM	American Society for Testing and materials
CID	Consolidado isotropicamente drenado
CP V – ARI - RS	Cimento Portland de alta resistência inicial resistente a sulfatos
FEUP	Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto
IFRN	Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia do RN
LVDT	Linear Variation Displacement Transductor
NBR	Norma Brasileira Registrada
SUCS	Sistema Unificado de Classificação dos Solos
RCS	Resistência à compressão simples
UFPE	Universidade Federal de Pernambuco
UFRGS	Universidade Federal do Rio Grande do Sul
UFRN	Universidade Federal do Rio Grande do Norte

LISTA DE SÍMBOLOS

B	Parâmetro de poropressão de Skempton
c	Intercepto de coesão
C	Teor de cimento calculado em relação à massa do solo seco em porcentagem
C_i	Massa de cimento
C_{iv}	Teor volumétrico de cimento expresso em porcentagem
C_u	Coeficiente de uniformidade
D_{10}	Diâmetro efetivo
e	Índice de vazios do solo
G_0	Módulo cisalhante inicial
SP	Areia mal graduada
η	Porosidade ou porosidade da mistura compactada
$\eta/(Ci_v)$	Fator vazios/cimento
p’	Tensão efetiva normal média = $(\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3) / 3$
q'	Tensão desvio
q_u	Resistência à compressão simples ou não confinada
$q_{máx}$	Resistência de pico no ensaio triaxial
S_r	Grau de Saturação
V_{ci}	Volume de cimento
V_v	Volume de vazios

w	Teor de umidade
w_{sat}	Teor de umidade de saturação
Y	Ponto de escoamento ou plastificação
γ	Peso específico aparente
γ_w	Peso específico da água
γ_d	Peso específico aparente seco
γ_s	Peso específico dos grãos
ε_a	Deformação axial específica
$\varepsilon_v = \Delta V/V$	Deformação volumétrica específica
ϕ	Ângulo de atrito
ρ	Massa específica do solo
σ	Tensão total ou normal
σ'_c	Tensão confinante efetiva
σ_1	Tensão principal maior
σ_3	Tensão principal menor
τ	Tensão cisalhante
σ_d	Tensão desvio

Capítulo 1

INTRODUÇÃO

1.1. Considerações iniciais

Em geral, os solos são formados a partir da meteorização de uma rocha preexistente pela ação de agentes intempéricos. Os materiais resultantes desse processo quando transportados do seu local de formação e depositados em algum outro formam os chamados “solos transportados” ou “sedimentares”. Por outro lado, quando o produto resultante do intemperismo permanece no local de sua formação, o solo assim formado é chamado de “solo residual”.

Nos solos residuais a formação se dá a partir da degradação de uma rocha matriz através da quebra das ligações entre seus minerais e da formação de novos minerais. Nos solos transportados, a sua formação envolve os processos de erosão, transporte, deposição e adensamento sob ação do peso próprio. No caso dos solos residuais não há, desde a transformação da rocha em solo, a separação individualizada das partículas como ocorre nos solos transportados. Ocorre, no entanto, a fragilização das suas ligações. Nos solos transportados, a tendência é oposta, ou seja, podem ocorrer variações pós-deposicionais que induzem a formação de ligações entre as partículas. Assim, independentemente da origem dos solos, um aspecto marcante no seu esqueleto estrutural e, por conseguinte no seu comportamento mecânico são as ligações entre as partículas, o que pode dar origem aos solos cimentados.

A cimentação pode ser descrita como a cristalização de material inorgânico carreado pela água, que percola os vazios entre os grãos (poros), ocupando-os e adicionando ligação entre os grãos do material.

Os modelos utilizados na Mecânica dos Solos Clássica foram desenvolvidos considerando que o comportamento dos solos depende essencialmente do índice de vazios e da história de tensões. Entretanto, em várias partes do mundo e em particular no Brasil, é comum a existência de solos com ligações entre as partículas.

As peculiaridades do comportamento dos solos cimentados devem-se a fatores estruturais herdados da rocha de origem e/ou a existência de ligação entre as partículas, normalmente através de cimentação de natureza química. Nos problemas de engenharia que envolvem solo, como é o caso de fundações de estruturas, estabilidade de encostas, obras de terra, dentre outros, um aspecto fundamental para o sucesso das soluções adotadas diz respeito às suas propriedades mecânicas e hidráulicas.

É notável que os solos cimentados e residuais têm como característica a boa capacidade de manter taludes bastante íngremes estáveis. Porém, apesar da rigidez e resistência elevadas do solo, tais taludes podem apresentar rupturas que põem em risco vidas humanas e infraestruturas. Em função disso é importante considerar a cimentação natural que está presente em alguns solos.

As areias, objeto de estudo desse trabalho, geralmente apresentam boa capacidade de suporte estática. Entretanto, às vezes se faz necessária a realização de melhoramento do solo, para aumento da resistência e rigidez.

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. Isso implica na necessidade de prever o comportamento mecânico desses materiais cimentados quando submetidos a condições específicas de trabalho.

1.2. Relevância e Justificativa do Trabalho

O comportamento tensão-deformação, a rigidez e a resistência ao cisalhamento de solos cimentados variam com a magnitude e o tipo de ligação entre as partículas. O efeito da cimentação assume maior importância sob baixos níveis de tensão, onde a coesão efetiva exerce uma importante função nas obras de terra.

Essa constatação tem levado ao desenvolvimento de pesquisas no sentido de compreender o comportamento desses solos e assim contribuir para a modelagem adequada a ser empregada na solução dos problemas de engenharia geotécnica. Entretanto, por ser difícil coletar amostras indeformadas dos solos cimentados naturalmente, é mais comum o estudo da cimentação através de amostras artificialmente cimentadas que simulem as condições naturais.

Além disso, o melhoramento do solo através da cimentação, como técnica de tratamento do solo, também pode ser utilizado para aumentar a capacidade de suporte do solo para fundações e obras de terra, como camadas de pavimento em rodovias. Esta técnica tem se tornado uma tecnologia cada vez mais utilizada pois traz vantagens tanto do ponto de vista econômico como do ponto de vista ambiental.

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. Um exemplo disso é encontrar qual a porcentagem de agente cimentante capaz de evitar a liquefação em areais.

Já existem vários estudos sobre o assunto e muitos aspectos relevantes dos solos cimentados vem sendo analisados. Consoli *et al* (2007) estudaram a influência do teor de cimento, da porosidade e do teor de umidade de moldagem na resistência à compressão de misturas de solo cimentado; Viana da Fonseca e Coutinho (2008) analisaram a coesão de solos naturalmente cimentados; Cruz (2008) estudou as características mecânicas de uma areia fina artificialmente cimentada (areia de Osório); Severo (2011) estudou o comportamento do solo sedimentar cimentado da Ponta do Pirambu nos estados indeformado e cimentado artificialmente. Lopes (2012) variou o índice de vazios e os teores de cimento para realização de ensaios de compressão simples sob condição inundada e não inundada de uma areia de dunas da região de Natal/RN. Realizou também ensaios triaxiais não drenados variando as tensões confinantes e os teores de cimento.

Dando continuidade ao estudo iniciado por Lopes (2012), este trabalho apresenta contribuição de natureza científica, colaborando na obtenção de mais informações que ajudarão a compreender melhor o comportamento mecânico da areia artificialmente cimentada originária de dunas da região de Natal.

1.3. Objetivos

1.3.1. Geral

O objetivo geral deste estudo consiste em identificar o efeito do índice de vazios, do teor de cimento, da tensão confinante e do teor de umidade de moldagem sobre o comportamento tensão - deformação - resistência de uma areia cimentada artificialmente através de ensaios de compressão simples e ensaios de compressão triaxial drenados (CID).

1.3.2. Específicos

Como objetivos específicos destacam-se:

- Estudar o efeito da umidade de moldagem e do teor de cimento sobre a resistência à compressão simples da areia artificialmente cimentada;
- Identificar o efeito do índice de vazios sobre a deformação volumétrica e sobre a resistência ao cisalhamento da areia pura;
- Identificar o efeito do grau de cimentação entre as partículas e do índice de vazios sobre as características de resistência ao cisalhamento da areia artificialmente cimentada;
- Obter as superfícies de escoamento plástico das areias pura e artificialmente cimentada;
- Estudar a dilatância das amostras das areias pura e artificialmente cimentadas;
- Verificar a validade do uso do fator vazios/cimento na análise do comportamento dos solos cimentados artificialmente.

1.4. Organização da dissertação

Esta dissertação é composta por cinco capítulos, tendo início por este capítulo

introdutório (Capítulo 1), no qual são apresentados os objetivos, a relevância e justificativa do trabalho e a sua organização.

A revisão bibliográfica sobre solos cimentados é exibida no Capítulo 2, que aborda o comportamento de solos cimentados naturalmente (residuais e sedimentares) e solos cimentados artificialmente, mostrando que as ligações entre partículas são comuns em vários materiais de origem geológica que vão das argilas moles até as rochas brandas. Analisa-se a influência do grau de cimentação, compactação e umidade, na rigidez e na resistência mecânica de diversos solos denominados “estruturados”.

O Capítulo 3 é composto pela caracterização dos materiais e pela apresentação da metodologia e programa experimental desenvolvido. São descritos os equipamentos utilizados para a realização dos ensaios e detalhada a sistemática empregada para a moldagem das amostras, montagem e execução dos ensaios de compressão simples e ensaios de compressão triaxial drenados (CID).

O capítulo 4 é composto pelos resultados obtidos a partir dos ensaios realizados na pesquisa. Resultados estes que compreendem os ensaios de resistência à compressão simples das misturas e os ensaios triaxiais, analisando-se o comportamento da matriz de solo que é uma areia média com adições de cimento Portland CP V – ARI – RS. Juntamente com este estudo, foi realizada uma comparação da areia de Natal/RN com a areia de Osório/RS. Na compressão simples foi avaliado o efeito do teor de umidade 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 o índice de vazios, o grau de cimentação e o efeito de diferentes tensões confinantes no comportamento tensão deformação da mistura de areia e cimento e de solo puro. Também são discutidos o efeito do índice de vazios das amostras e do teor de cimento da mistura sobre a resistência ao cisalhamento e sobre o comportamento volumétrico. Também foram analisadas a dilatância e as superfícies de escoamento plástico.

E por fim, no Capítulo 5 são expostas as conclusões deste estudo, bem como recomendações e sugestões para futuras pesquisas.

Capítulo 2

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Nas últimas décadas foram desenvolvidos muitos trabalhos com o objetivo de compreender o efeito da estrutura e das ligações entre as partículas do solo sobre o seu comportamento mecânico. Nos estudos experimentais são realizados ensaios de compressão simples, ensaios triaxiais, ensaios de cisalhamento direto e ensaios de tração. Os trabalhos abordam o comportamento de solos residuais cimentados naturalmente, solos sedimentares com cimentação natural e artificialmente cimentados. Diante disso, apresenta-se a seguir uma revisão de alguns desses trabalhos.

2.1 Solos Estruturados

Leroueil e Vaughan (1990) procuraram demonstrar que ligações entre partículas são comuns em vários materiais de natureza geológica. Assim, apesar de serem tratados como casos especiais, os solos que apresentam algum tipo de ligação entre partículas aparecem com mais frequência do que normalmente se supõe. Segundo esses autores, verifica-se a presença de ligações em argila mole, argila rija, solos granulares, solos residuais, rochas brandas e em rochas intemperizadas. Tais ligações podem resultar de vários processos, tais como, solução e deposição de sílica nos contatos entre partículas em areias, soldagem a frio (“cold welding”) nos contatos sob elevados níveis de tensão, da deposição de carbonatos, hidróxidos e matéria orgânica em solução, da cristalização de minerais durante o intemperismo, da modificação da camada de água adsorvida e da força de atração interpartículas em solos argilosos.

De acordo com Leroueil e Vaughan (1990), essas ligações apresentam importante efeito no comportamento de engenharia desses materiais e que apesar da natureza complexa das ligações, esses efeitos podem ser descritos de uma maneira

simples e geral, bem como, sua descrição pode ser incluída nos conceitos gerais da Mecânica dos Solos. Os autores usaram o termo “estruturado” para a descrição desses tipos de solos.

A estrutura proporciona ao solo, quando este é comparado ao mesmo material no estado reconstituído (desestruturado), resistência e rigidez notadamente superiores e modifica a relação entre as tensões efetivas médias e o volume de vazios, permitindo o equilíbrio para estados volumétricos impossíveis de serem sustentados sem a presença da estrutura. Este aspecto é ilustrado na Figura 2.1 para o comportamento na compressão isotrópica ou unidimensional (PRIETTO, 2004).

Vaughan et al. (1988), citados por Leroueil e Vaughan (1990), apresentam esquematicamente um modelo para o comportamento de solos estruturados sob carregamento unidimensional ou isotrópico (Figura 2.1). O modelo propõe duas regiões no gráfico tensão versus índice de vazios: a região limitada pela linha do estado mais fofo do solo para o seu estado desestruturado (linha de compressão virgem intrínseca), e a região além desta linha na qual o solo pode existir somente devido a sua estrutura. No espaço permitido para todos os estados estruturais as deformações são somente elásticas, independentemente da resistência da estrutura, permanecendo rígido até a plastificação (ponto Y), onde, a partir de então, com o incremento de tensão e consequente quebra progressiva da estrutura, apresentará maiores deformações em direção ao estado desestruturado. A posição do ponto de plastificação Y dependerá da resistência da estrutura (Rotta, 2005).

Justamente por essa similaridade de comportamento em materiais tão distintos, que vão desde argilas até as rochas brandas, e da difícil identificação da origem da estrutura, a literatura muitas vezes apresenta “solo estruturado”, “solo cimentado”, “bonded soil”, etc. como sinônimos de um solo que apresenta uma estrutura que lhe confere determinado comportamento. Porém, cabe salientar que nem todo solo estruturado apresenta cimentação entre as partículas (Rotta, 2005).

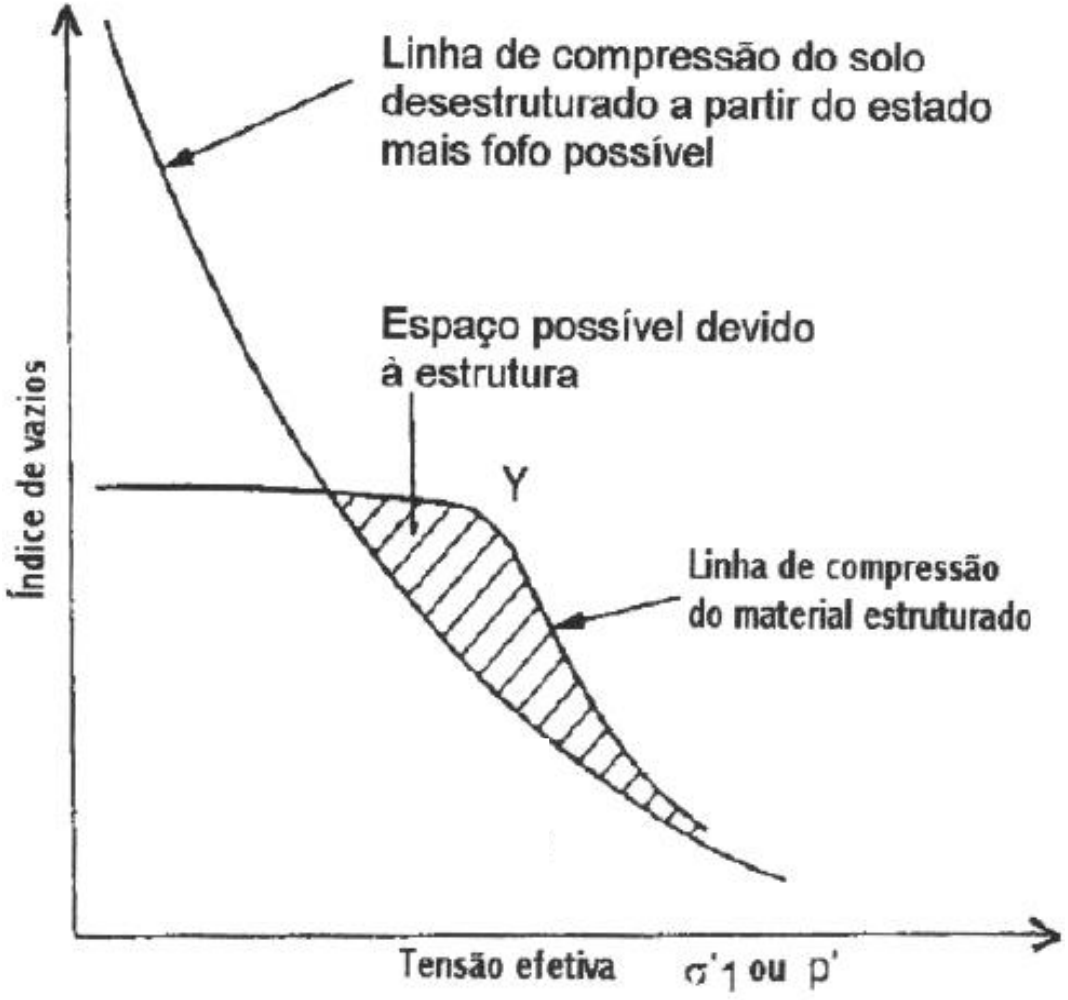


Figura 2.1 - Comparação entre o comportamento estruturado e desestruturado na compressão isotrópica ou unidimensional (Fonte: Prietto 2004; baseado em: Vaughan et al., 1988)

Leroueil e Vaughan (1990) demonstraram que a resposta tensão-deformação de materiais geotécnicos estruturados depende fundamentalmente do estado inicial do material em relação à superfície de plastificação e à linha de estado crítico no estado desestruturado. Com base nisso, Coop e Atkinson (1993) descreveram o comportamento idealizado de um solo cimentado, Figura 2.2, dividindo-o em três diferentes classes. A primeira Classe de comportamento (3, na Figura 2.2) ocorre quando a amostra ultrapassa o seu ponto de plastificação durante a compressão isotrópica; o cisalhamento, neste caso, produz um comportamento similar ao da amostra não cimentada. A segunda classe de comportamento (2, na Figura 2.2) ocorre para um estado de tensões efetivas intermediário, no qual a quebra das cimentações se dá durante o cisalhamento; a resistência é governada basicamente pela

componente friccional do solo, agora não cimentado; a curva tensão-deformação deve apresentar um pronunciado ponto de plastificação após um trecho aparentemente elástico. Na terceira classe (1, na Figura 2.2) a amostra é cisalhada 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. Todas as classes, a grandes deformações convergem para a linha de estado crítico do solo desestruturado. O comportamento idealizado apresentado na Figura 2.2 é verificado nos casos em que há predominância na estrutura do solo da cimentação sobre a componente friccional. Para o caso de predominância da componente friccional, quando o comportamento do material é governado pela dilatância, Cuccovillo e Coop (1999) sugerem o padrão de comportamento mostrado na Figura 2.3. Neste caso, picos de resistência e comportamento tensão-deformação linear são obtidos somente para baixas tensões confinantes (1, na Figura 2.3); compressão e quebra de partículas estariam limitadas a altas tensões de confinamento (3, na Figura 2.3). Para tensões confinantes intermediárias, o comportamento tensão-deformação pode ser linear no início do cisalhamento tornando-se não-linear após a quebra da cimentação (2a, na Figura 2.3), ou ser totalmente não-linear (2b, na Figura 2.3). Em ambos os casos, o pico é governado pela dilatância do material (Prietto, 2004).

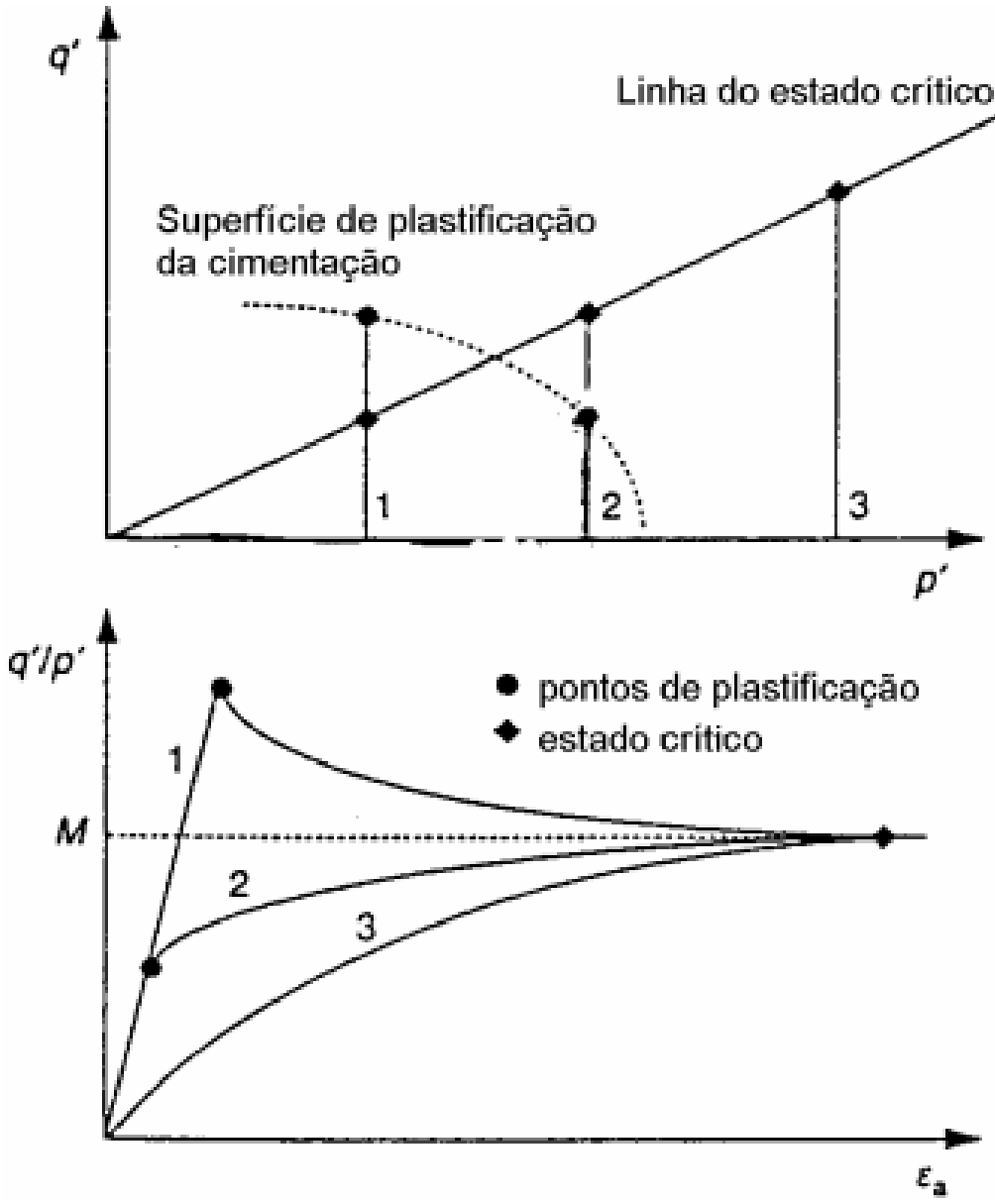


Figura 2.2 - Comportamento idealizado de um solo cimentado onde o efeito da cimentação é preponderante (Prietto, 2004; baseado em Coop; Atkinson, 1993; Cuccovilo; Coop, 1999)

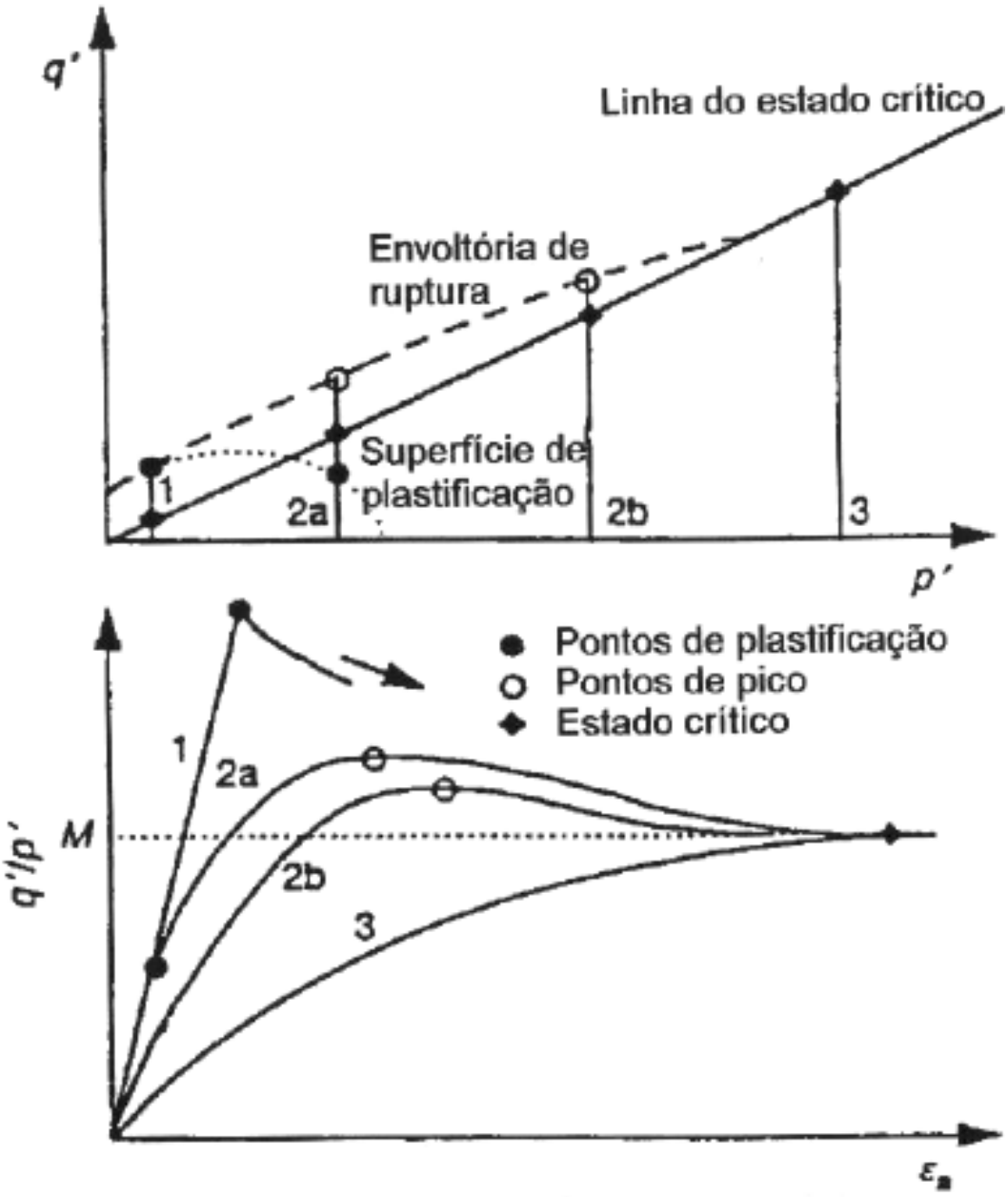


Figura 2.3 - Comportamento idealizado de um solo cimentado onde o efeito da componente friccional é preponderante.

(Prietto, 2004; baseado em Cuccovillo; Coop, 1999)

2.2 Solos Cimentados

Solos cimentados são aqueles materiais que contém algum agente cimentante ligando suas partículas de solo. Esses materiais encontram-se numa faixa intermediária entre solos e rochas, em termos de porosidade, resistência e compressibilidade (LEROUEIL & VAUGHAN, 1990). Cuccovillo e Coop (1999) propuseram que o comportamento do solo cimentado pode ser coesivo ou friccional, dependendo da combinação entre o grau de cimentação e o nível de tensões médias efetivas.

2.2.1 Solos Residuais Naturalmente Cimentados

De acordo com Vaughan (1985), o comportamento observado nos resultados de ensaios realizados em solos residuais é compatível com aquele obtido em solos que apresentam ligações fracas entre as partículas. Nos solos residuais essas ligações são herdadas da rocha de origem ou formadas por cimentação desenvolvida no processo de intemperismo.

Lee e Coop (1995) afirmam que, mesmo sem a presença de agentes cimentantes, as partículas de alguns solos residuais podem ser mantidas juntas devido ao embricamento (“interlocking”) existente numa escala microscópica. Esse embricamento resulta da ausência de erosão e transporte na gênese dos solos residuais, o que implica na formação de partículas angulares a sub-angulares. Em outros casos, como quando se trata de minerais argilosos, as ligações entre as partículas são feitas através de forças eletrostáticas.

Lee e Coop (1995) estudaram o comportamento de solos residuais de granito através de ensaios sobre amostras reconstituídas (solo desestruturado) e concluíram que, no caso de amostras saturadas, esse comportamento pode ser descrito pela Mecânica dos Solos dos Estados Críticos. Além disso, observou que as deformações volumétricas plásticas de compressão ocorrem, principalmente, devido à quebra de partículas. No caso dos solos estudados, o processo de quebra se dá na separação

das amálgamas existentes nas partículas e na quebra ao longo de fissuras preexistentes. Os autores destacam que esse processo é bastante diferente do que ocorre no caso de areias carbonáticas e areias silicosas, onde a quebra resulta do fraturamento individual das partículas.

Viana da Fonseca e Coutinho (2008) analisaram a cimentação em solos naturais e concluíram que a coesão não é um simples conceito. Como mencionado por Santamarina (1997) e atualizado por Locat et al. (2003), a coesão de solo pode vir de várias fontes. Seis são apontadas por autores mais recentes. A primeira é devida a forças eletrostáticas fornecida pela resistência ao contato, atração de Van der Waals e forças da dupla camada, relacionadas a concentração iônica dos fluidos nos poros (somente em solos coesivos). A segunda é a cimentação, que é a aderência química. A terceira é a aderência de partículas de argila ao redor de partículas maiores de silte ou areia, também chamadas “clay bonding”. A quarta é a cimentação de contato desenvolvida com o tempo e pressão. A quinta resulta da interação da matéria orgânica com partículas, principalmente fibras, as quais podem atrair partículas a partir de sequências de agregados maiores. A sexta fonte da coesão é causada pela sucção (ou poro-pressão negativa em condições parcialmente saturadas) as quais podem resultar em coesão aparente.

Viana da Fonseca e Coutinho (2008) destacam como fontes principais: a adesão e cimentação de contato. O trabalho citado observa, contudo, que alguns sinais de coesão não são reais, mas reflexos decorrentes de outros fenômenos: cisalhamento não drenado - quando a velocidade de carregamento exceder a velocidade de dissipação da poro-pressão; dilatância - a tendência de um solo para dilatar que é diretamente relacionada à densidade e diminui com o aumento do confinamento; excentricidade das partículas - que mostram o comportamento pós-pico e bandas de cisalhamento, mesmo em amostras mais fofas.

Estudos realizados por Sandroni e Macarini (1981) em um solo residual de gnaisse mostraram que o mesmo pode apresentar dois tipos de comportamento tensão deformação (identificados como tipo A e tipo B). No comportamento tipo A, o solo apresenta um pico de resistência bem definido que ocorre para pequenas deformações. Em termos de variação de volume, o solo apresenta uma leve compressão inicial seguido de expansão. No comportamento tipo B, o solo atinge a

resistência máxima com grandes deformações, associadas a compressão volumétrica significativa. O primeiro tipo de comportamento foi obtido em ensaios triaxiais realizados com baixos níveis de tensão confinante, independentemente da profundidade da amostra (e consequentemente do grau de intemperismo). Para níveis elevados de tensão confinante, apresentaram comportamento tipo B as amostras coletadas mais próximas à superfície, enquanto que aquelas obtidas a maiores profundidades mostraram comportamento tipo A.

Santos Jr. et al (2004) apresentaram e discutiram os resultados de ensaios triaxiais drenados e não drenados executados no solo residual da encosta do Soberbo, no Rio de Janeiro. O solo apresentou comportamento dilatante sob baixos níveis de tensão e compressivo sob níveis mais elevados. Esse comportamento foi atribuído a efeitos estruturais herdados da rocha de origem (ligações entre as partículas). Nesse trabalho, os resultados dos ensaios foram analisados à luz da teoria dos estados críticos, tendo ainda sido identificada a superfície de escoamento plástico, abaixo da qual o solo apresenta comportamento elástico e acima o comportamento é plástico.

2.2.2 Solos Sedimentares Naturalmente Cimentados

Em geral, a maioria dos solos sedimentares apresenta algum grau de cimentação. Nos solos sedimentares saturados, ela pode ser muito pequena, fruto de um arranjo entre partículas, por efeito das forças fisico-químicas naturais dos minerais-argila. Em outros a cimentação tem grande importância, principalmente naqueles que permanecem acima do lençol freático após sua formação, sofrendo lixiviação tanto das águas da chuva como da elevação do nível da água subterrâneo que age dissolvendo os sais presentes e depositando-os com nova estrutura química quando se evaporam (Severo, 2011).

Clough et al (1981) analisaram o comportamento de areias cimentadas (naturais e artificiais) por meio de ensaios triaxiais, compressão simples e de tração. Mostraram que o aumento da intensidade da cimentação resulta no aumento da rigidez e da resistência de pico. Propuseram ainda que o arranjo interno e o tamanho

das partículas também exercem forte influência na rigidez e na resistência de pico. Constataram também que os solos com maior porcentagem de finos e melhor distribuição granulométrica são mais resistentes que aqueles com poucos finos e mal graduados. Dessa forma, concluíram que há maior número de pontos de contato entre as partículas no solo, permitindo maior vínculo cimentante. Comparando os solos artificialmente cimentados com aqueles que possuem cimentação natural, os resultados foram muito semelhantes. Observaram ainda que a cimentação das areias não modifica o ângulo de atrito significativamente, aumentando apenas o intercepto de coesão e a resistência a tração.

Ensaios triaxiais convencionais e segundo várias trajetórias de tensões realizados em amostras com cimentação calcárea natural realizados por Airey (1993) mostraram que o grau de cimentação aumentou o módulo de cisalhamento e a tensão de escoamento plástico.

Severo (2011) estudou o comportamento mecânico de solos sedimentares da Formação Barreiras, na falésia da Ponta do Pirambu no município de Tibau do Sul – RN. Estudos anteriores indicavam que estabilidade das falésias do litoral do Rio Grande do Norte é garantida pela cimentação natural entre partículas. Seu estudo teve como objetivo a caracterização geotécnica da falésia e a análise da influência da cimentação do solo no seu comportamento. Severo (2011) estudou o solo nos estados indeformado e cimentado artificialmente através de ensaios triaxiais. Foi constatado que para as tensões efetivas estudadas, a resistência ao cisalhamento de solos naturalmente e artificialmente cimentados pode ser representada por uma envoltória reta de Mohr-Coulomb, definida por uma coesão, que é função da cimentação e por um ângulo de atrito que parece ser pouco afetado pela cimentação. Os resultados sugerem a existência de um estado último que parece não ser afetado pela cimentação, onde a tensão desvio se aproxima de um valor constante com o aumento da deformação axial.

2.2.3 Solos Cimentados Artificialmente

Clough et al (1979) fizeram ensaios de compressão simples e de compressão triaxial para estudar o comportamento de um solo arenoso estabilizado com a injeção de sílica em gel. Os resultados dos ensaios mostraram que o aumento da concentração de agente cimentante no gel aumenta a resistência do solo. O efeito da estabilização do silicato está no fato de transmitir rigidez e coesão 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. Sendo assim, concluíram que componentes do Graute; pressão confinante; taxa de carregamento; processo de cura da amostra; tempo de cura da amostra e granulometria do solo afetam diretamente a estabilização de solos por silicatos injetados na forma de graute.

Dupas e Pecker (1979) estudaram uma areia artificialmente cimentada, com o objetivo de estabilizar um material para suporte de uma obra. Para isso, realizaram ensaios triaxiais, considerando situações estáticas e dinâmicas. Analisando os resultados obtidos, concluíram que a coesão aumentou com o teor de cimento e com o peso específico seco, mas o ângulo de atrito não sofreu alteração.

Coop e Atkinson (1993) com base em ensaios realizados sobre areias carbonáticas cimentadas artificialmente mostraram que a direção da trajetória de tensões, as condições de drenagem e a tensão confinante afetam a resistência de pico. Os resultados indicaram também que o comportamento tensão – deformação das amostras cimentadas depende da posição inicial do estado de tensão do solo em relação a superfície de escoamento plástico das ligações.

Das et al (1995) realizaram ensaios para determinação da resistência a tração (Ensaio Brasileiro) e de compressão simples em amostras de areias cimentadas artificialmente. Os resultados mostraram que a resistência a tração e a compressão aumentam com o aumento do teor de cimento, enquanto que as deformações na ruptura diminuem tanto na tração como na compressão.

Rotta et al (2001) apresentaram interessante abordagem para o estudo do comportamento de solos cimentados. No estudo foram analisados os efeitos do índice de vazios e do nível de cimentação sobre o comportamento de solo cimentado

artificialmente. Os resultados mostraram que há expansão da superfície de escoamento e aumento da coesão com a diminuição do índice de vazios e com o aumento do teor de cimento. Por outro lado, o ângulo de atrito não sofreu alteração.

Schnaid et al. (2001), estudaram um solo arenoso cimentado artificialmente realizando ensaios de compressão simples. Observaram 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.

Prietto (2004) estudou a resistência e a dilatância de solos cimentados, apresentando aspectos do seu comportamento mecânico (areia siltosa residual de arenito Botucatu do município de São Leopoldo-RS, areia fina quartzosa de Osório-RS e Argila silto-arenosa sedimentar do município de Cachoeirinha-RS) e concluiu que, de forma geral, o comportamento tensão-deformação de um solo cimentado pode ser descrito como sendo inicialmente rígido, aparentemente linear, até um ponto de plastificação bem definido, a partir do qual o solo experimenta deformações plásticas crescentes até a ruptura, que ocorre de modo frágil para a faixa de tensões efetivas médias iniciais estudadas (20 a 500 kPa). O comportamento pós-pico observado sugere a existência de um estado último onde a tensão desvio e as deformações volumétricas se tornam estáveis com a deformação axial.

Todos os aspectos analisados do comportamento mecânico do solo artificialmente cimentado foram, em maior ou menor grau, influenciados pela variação do grau de compactação, da tensão efetiva média inicial e do índice de vazios. Em alguns aspectos, como a resposta na resistência à compressão não confinada, por exemplo, verificou-se uma forte interação entre estas variáveis, isto é, o efeito de uma delas sobre o comportamento do material era dependente do nível da outra variável. A análise e interpretação dos resultados de compressão isotrópica indicam que após a progressiva degradação do material cimentado há uma lenta, porém efetiva, convergência para o estado reconstituído (PRIETTO, 2004).

Consoli *et al* (2007) estudaram a influência do teor de cimento, da porosidade e do teor de umidade de moldagem na resistência à compressão de misturas de uma areia argilosa de Porto Alegre e cimento. O estudo teve como objetivo desenvolver

critérios para dosagens desse tipo de mistura em melhoramento do solo. Os resultados mostraram que a resistência à compressão aumenta linearmente com o teor de cimento e exponencialmente à medida que a porosidade diminui como é possível observar nas Figuras 2.4 e 2.5. 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.

De acordo com Consoli et al. (2007), o fator vazios/cimento, definido pela razão entre a porosidade da mistura compactada (n) e o teor volumétrico de cimento (Ci_v), quando ajustado por um expoente, tem se mostrado adequado para avaliação da resistência à compressão simples e à compressão triaxial para os solos já estudados e apresenta grande utilidade no projeto e controle de execução de camadas de solos tratadas com cimento. Para o solo estudado, a relação η/C_{iv} foi ajustada por um expoente igual a 0,28, conseguindo um coeficiente de correlação de 0,97 (Figura 2.6).

Cruz (2008) estudou as características mecânicas de areia fina artificialmente cimentada, com o objetivo de verificar a validade do uso do fator vazios/cimento na estimativa da resistência à compressão simples, rigidez inicial, resistência à compressão triaxial em condições drenadas com medidas de G_0, comportamento tensão-dilatância e comportamento tensão-deformação da areia de Osório. Segundo Cruz (2008), o fator vazios/cimento é um parâmetro eficaz e confiável quanto a previsão de comportamento de material para dosagem de solo cimento em projetos geotécnicos. Para o solo estudado, a relação η/C_{iv} foi ajustada por um expoente igual a 1, conseguindo um coeficiente de correlação de 0,98 (Figura 2.7).

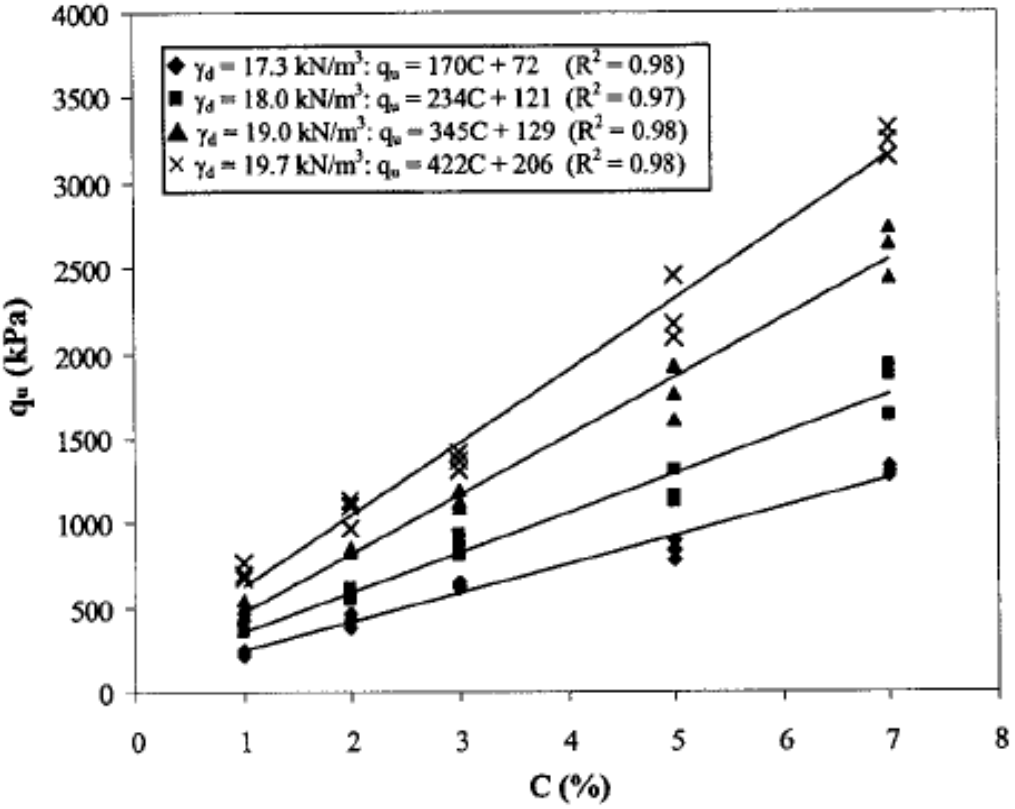


Figura 2.4 - Gráfico da Resistência a compressão simples x Grau de cimentação (Consoli et al., 2007)

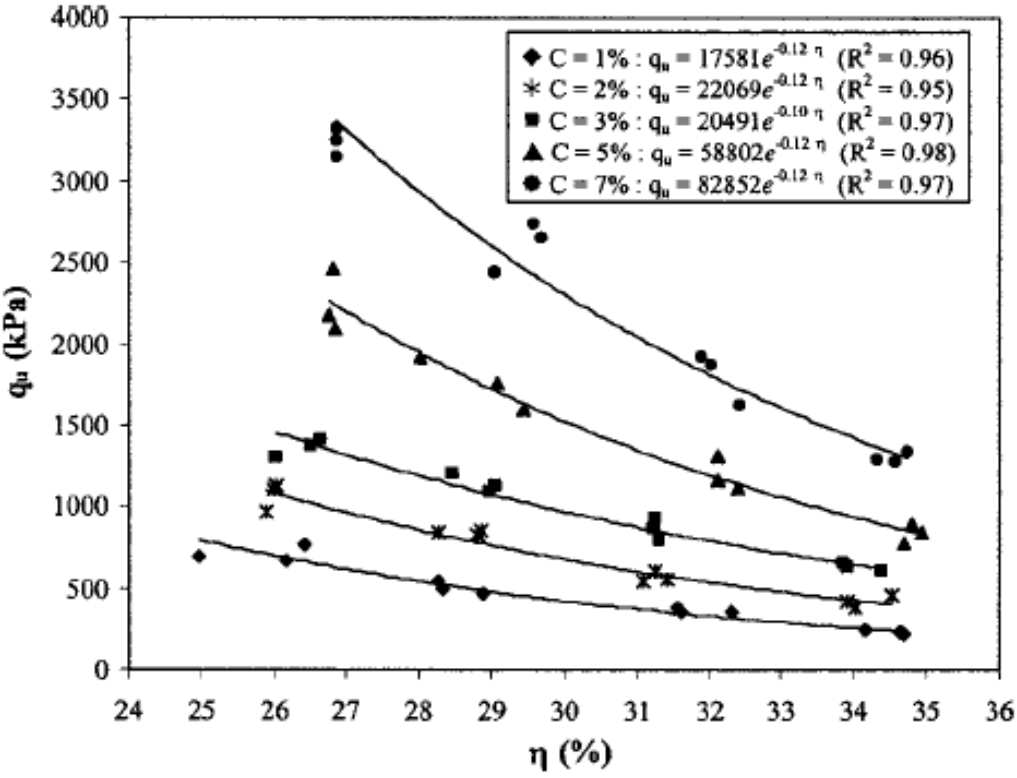


Figura 2.5 - Gráfico da Resistência a compressão simples x Porosidade (Consoli et al., 2007)

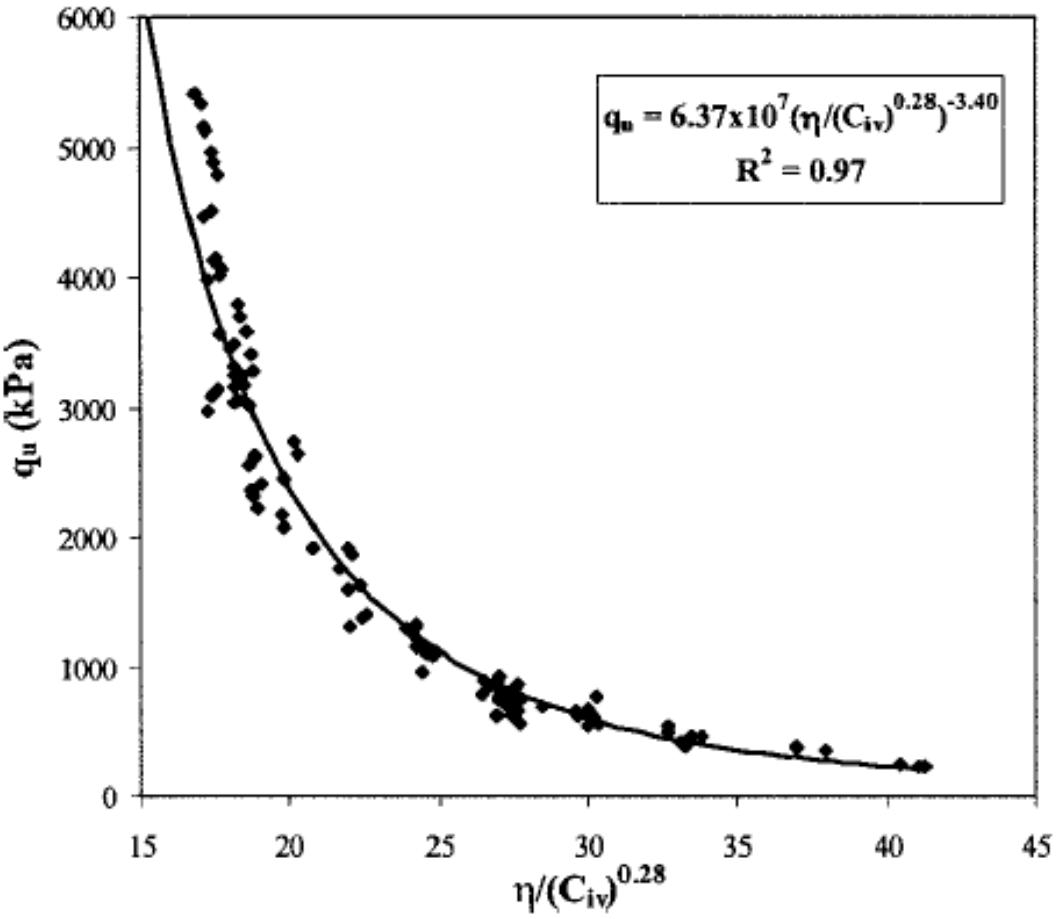


Figura 2.6 - Ajuste do fator vazios/cimento expressa em termos da porosidade e do teor volumétrico de cimento (η/C_{iv})

(Fonte: Consoli et al., 2007)

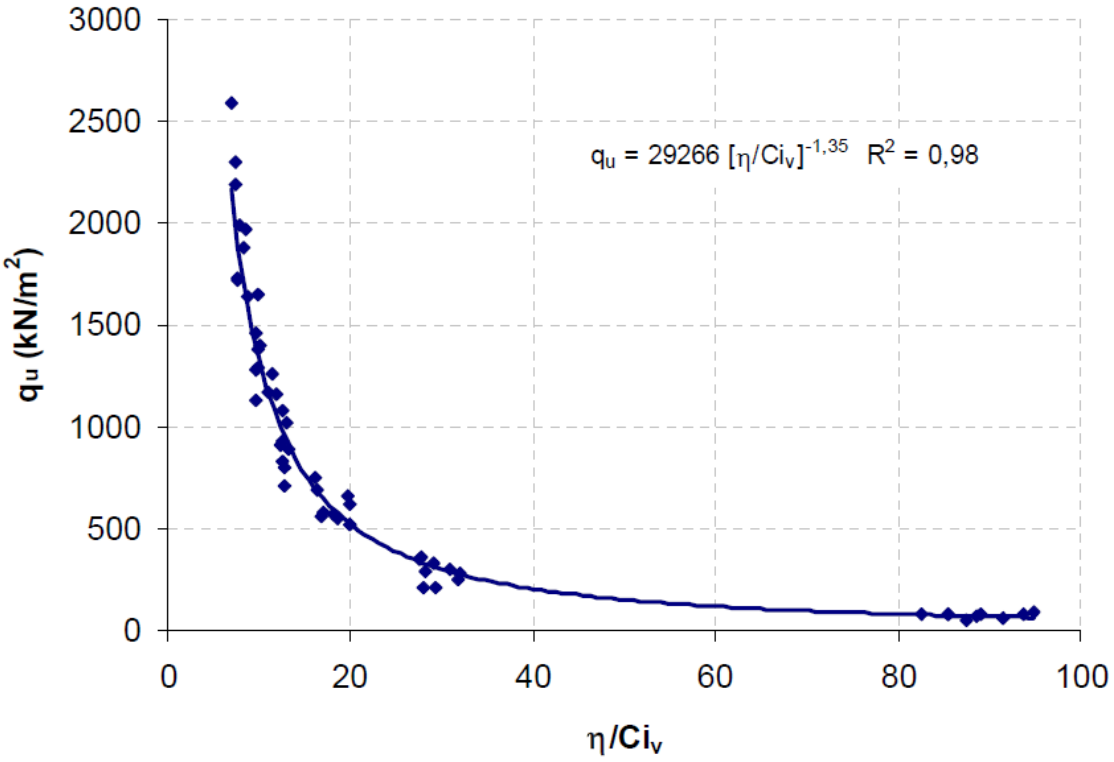


Figura 2.7 - Resistência à compressão simples x fator vazios/cimento expresso em termos da porosidade e do teor de cimento volumétrico. (Cruz, 2008)

Cruz (2008) também concluiu que quanto maior a granulometria do solo, utilizando-se como referência o D_{10} dos materiais, maior é o expoente de ajuste no denominador do fator vazios/cimento $(n/(Ci_v)^{expoente})$ nas curvas q_u x $n/(Ci_v)^{expoente}$ (Figura 2.8). Cruz (2008) também ajustou as curvas para diferentes tensões desvios como mostrado na Figura 2.9 para a areia de Osório.

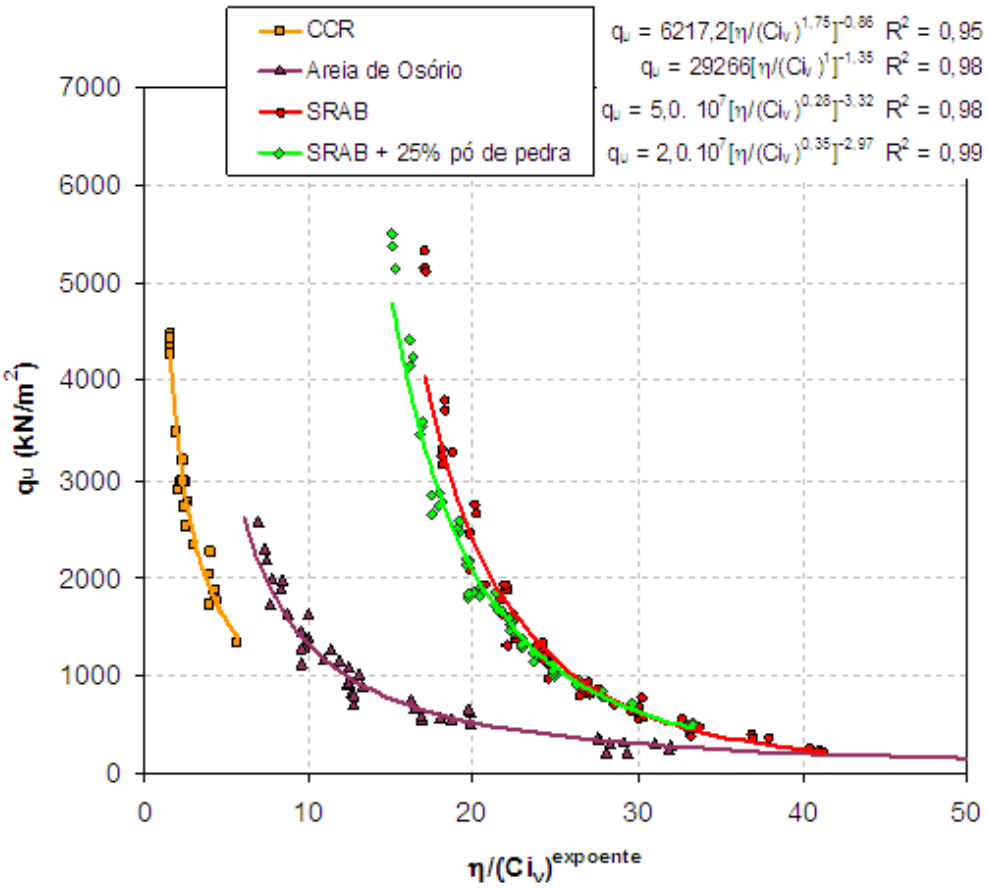


Figura 2.8 - Resistência à compressão simples x fator vazios/cimento com coeficiente de ajuste das curvas para diversos materiais. SRAB (Solo Residual de Arenito Botucatu), CCR (Concreto Compactado com Rolo). (Fonte: Cruz, 2008).

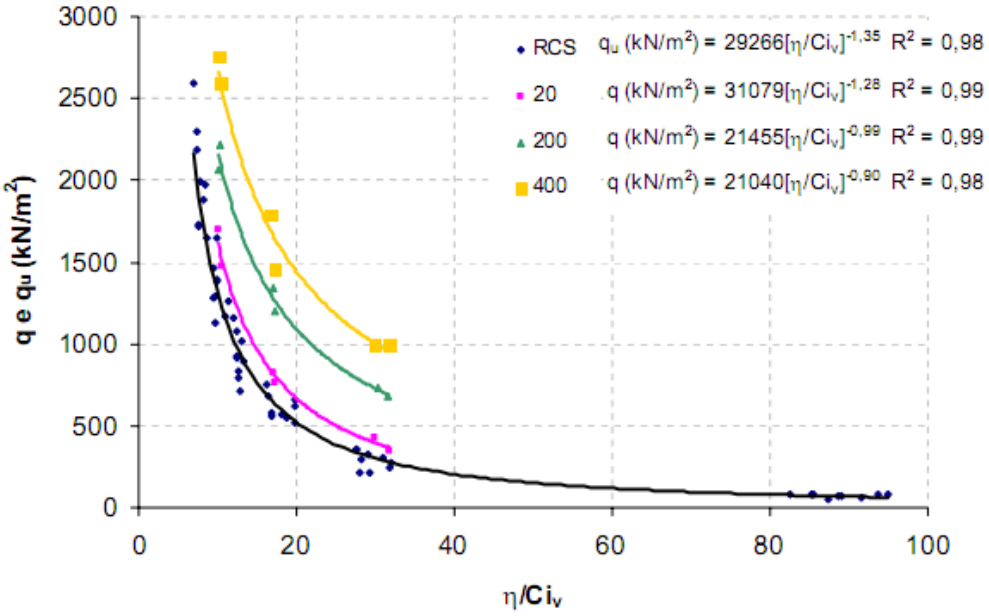


Figura 2.9 - Tensão x Fator vazios/cimento da areia de Osório para as diferentes tensões de confinamento (Cruz, 2008).

Cruz e Consoli (2010) apresentaram uma metodologia de dosagem de um solo cimentado submetido à tração. A metodologia de dosagem que os autores propuseram foi utilizar uma dosagem baseada na resistência e no fator “vazios/cimento”. Este por sua vez, através de uma curva, relaciona dois parâmetros da mistura, o primeiro parâmetro é a porosidade, que indica o grau de compactação do material, o segundo é o volume de cimento, que indica a quantidade de cimento. Com base nesta curva pode-se especificar a dosagem baseada na resistência desejada, ou vice-versa, pode-se especificar a resistência em função de uma dosagem pré-definida. O material utilizado no estudo foi a areia de Osório cimentada, material muito utilizado na região de Porto Alegre e vizinhança. A areia de Osório é uma areia fina com granulometria uniforme e a ela foi acrescentado cimento Portland CPV-ARI. Foram realizados ensaios de resistência à tração por compressão diametral no material, para quantidades de cimento que variam de 1 a 9%, para uma mistura com 10% de teor de umidade de moldagem. Como resultado obtiveram a curva do fator vazios/cimento versus resistência à tração por compressão diametral. Mostraram que a referida curva pode ser utilizada na dosagem desses materiais com excelente acuidade em obras de engenharia em que a metodologia apresentada seja adequada.

Severo (2011) constatou que, para as amostras de areia argilosa laterítica cimentadas artificialmente, quanto maior a cimentação das amostras, maior a tensão desvio; e quanto maior o peso específico aparente seco, para um mesmo teor de cimento, a tensão desvio também aumentará (Figuras 2.10 e 2.11). A variação da densidade das amostras provocou um aumento tanto da coesão, quanto do ângulo de atrito. Entretanto, a variação do teor de cimento das amostras não provocou claramente um aumento do ângulo de atrito, para os teores de cimento e densidades estudados.

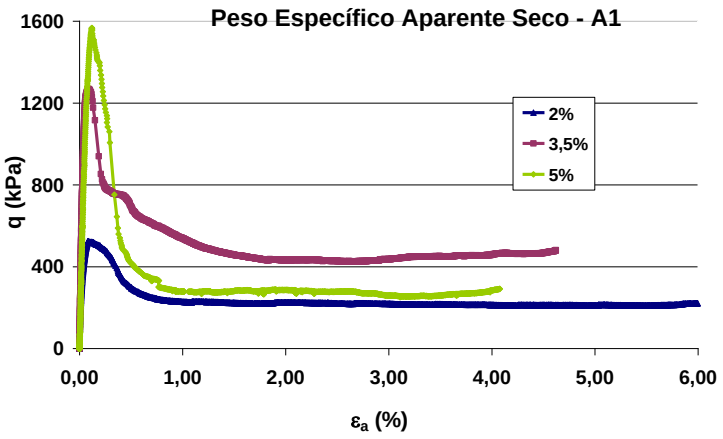


Figura 2.10 - Tensão-deformação – γ_d = 17,2 kN/m³; σ'c = 20kPa. A1 = 17,2 kN/m³

(Fonte: Severo, 2011)

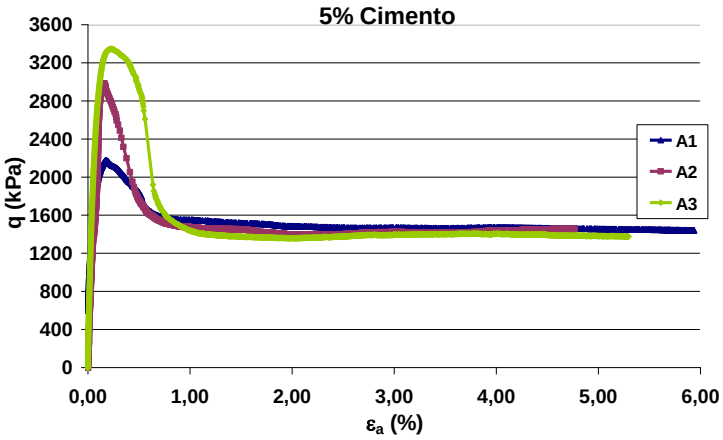


Figura 2.11 - Tensão-deformação – C = 5%; σ'c = 20kPa. A1 = 17,2 kN/m³, A2 = 18,0 kN/m³ e A3 = 18,8 kN/m³

(Fonte: Severo, 2011)

Severo (2011) também mostrou que o fator vazios/cimento expresso por $(n/(Civ)^{expoente})$ foi válido na análise da resistência à compressão simples e ao compressão triaxial. A Figura 2.12 apresenta um gráfico expressando as curvas tensão x fator vazios/cimento para cada tensão confinante utilizada. Os coeficientes de correlação variaram entre 0,9492 para tensão efetiva de confinamento de 20 kPa e 0,9802 para tensão efetiva de 100 kPa, com expoente de ajuste de 0,60 para as três curvas. O coeficiente obtido foi menor do que solos de granulometria mais grossa já estudados, ratificando os trabalhos de Consoli et al. (2007) e Cruz (2008). De acordo

com esses estudos, quanto maior a granulometria do solo, maior é o expoente de ajuste no denominador do fator vazios/cimento ($n/(Civ)^{expoente}$) nas curvas q x $n/(Civ)^{expoente}$.

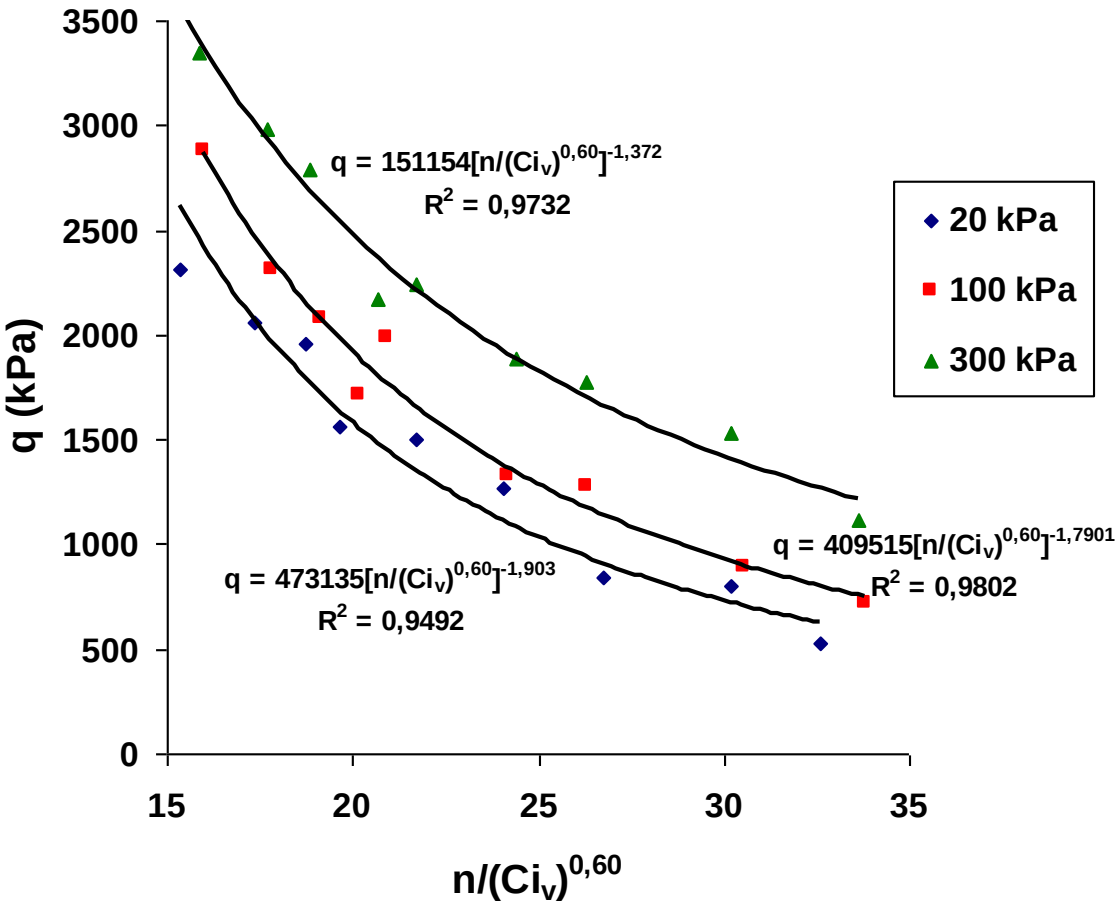


Figura 2.12 - Curvas tensão versus fator vazios/cimento com coeficiente de ajuste

(Fonte: Severo, 2011)

Consoli et al. (2012a) estudaram a influência do teor de umidade de moldagem na resistência mecânica de uma areia artificialmente cimentada utilizando o fator η/C_{iv}. A areia utilizada foi coletada da região de Osório, no sul do Brasil. Foram avaliados 4 teores de umidade, 3 índices de vazios e 4 teores de cimento e realizados ensaios de compressão simples. Os resultados mostraram que o teor de umidade de moldagem da mistura solo-cimento apresenta grande influência sobre a resistência final do solo melhorado. O aumento do teor de umidade provocou uma queda na resistência à compressão simples da mistura (Figura 2.13). Em média, uma queda de 2% no teor

de umidade provocou um aumento de 10% na resistência à compressão. Este comportamento foi observado para os diferentes teores de cimento (3%, 5%, 7% e 9%), e os diferentes índices de vazios utilizados (0,65; 0,73 e 0,81) (CONSOLI, 2012).

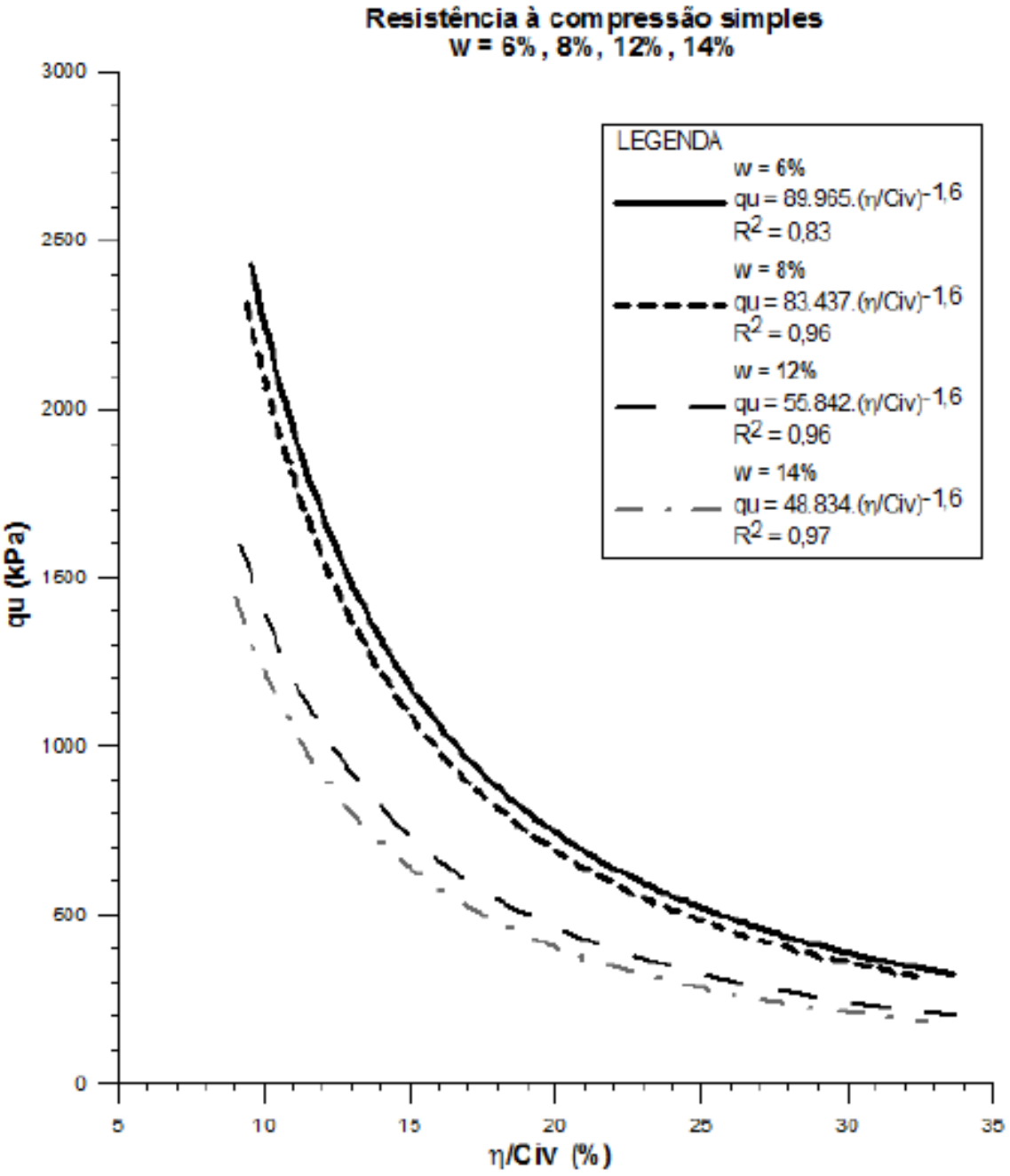


Figura 2.13 - Variação da resistência à compressão simples com a umidade de moldagem da mistura solo-cimento (Fonte: Consoli, 2012)

Lopes (2012) estudou a utilização de cimento no melhoramento das propriedades mecânicas da areia originária de Dunas da região de Natal. Foram avaliadas as influências do teor de cimento, do índice de vazios, da inundação e da tensão confinante. Para tal, foi necessária a realização de ensaios de compressão simples e ensaios de compressão confinada não drenados. Lopes (2012) concluiu que, para os ensaios triaxiais, quanto maior a tensão confinante e a quantidade de cimento adicionado à areia, maior a sua resistência final, como mostra a Figura 2.14. Da mesma forma, quanto menor o índice de vazios, mais resistente ela se apresentará. Nos graus de cimentação adotados, a utilização de diferentes critérios de ruptura não alterou significativamente os valores de ângulo de atrito. Para os ensaios de compressão simples, os resultados foram analisados em função da relação V_v/V_{ci}. Tanto para as amostras inundadas como para aquelas não inundadas, quanto menor o coeficiente Vv/Vci, maior a resistência. Assim, as Figuras 2.15 e 2.16 evidenciam que quanto mais cimento ou quanto menos vazios, maior será a resistência do solo. Além disso, foi observado que os valores de resistência para amostras não inundadas se apresentaram ligeiramente maiores.

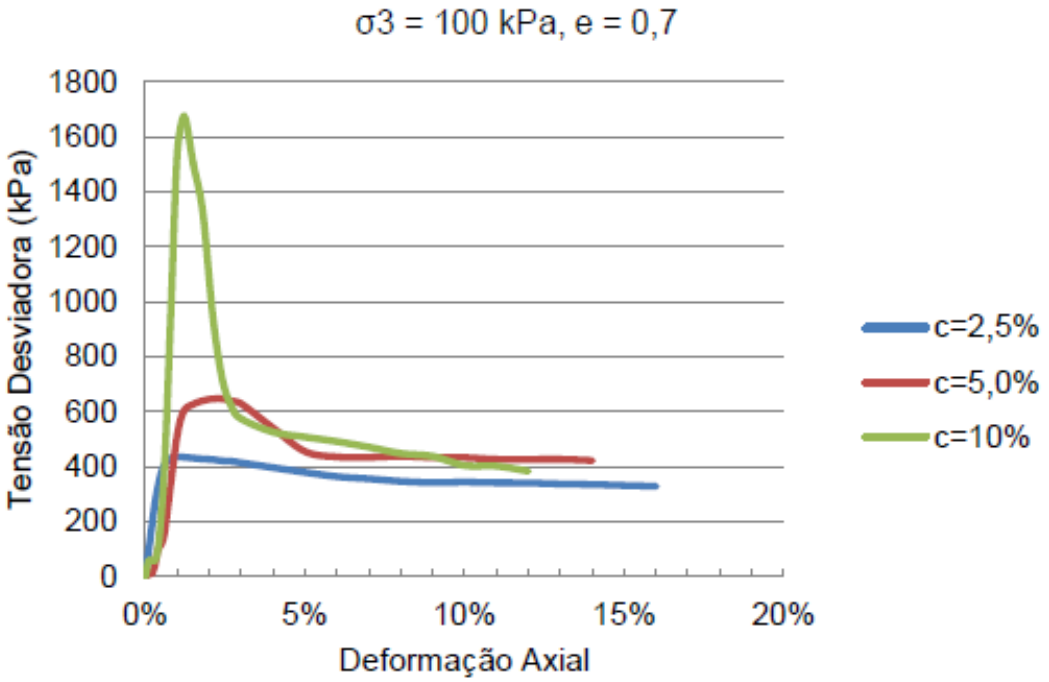


Figura 2.14 - Tensão Desviadora x Deformação Axial. (Fonte: Lopes, 2012)

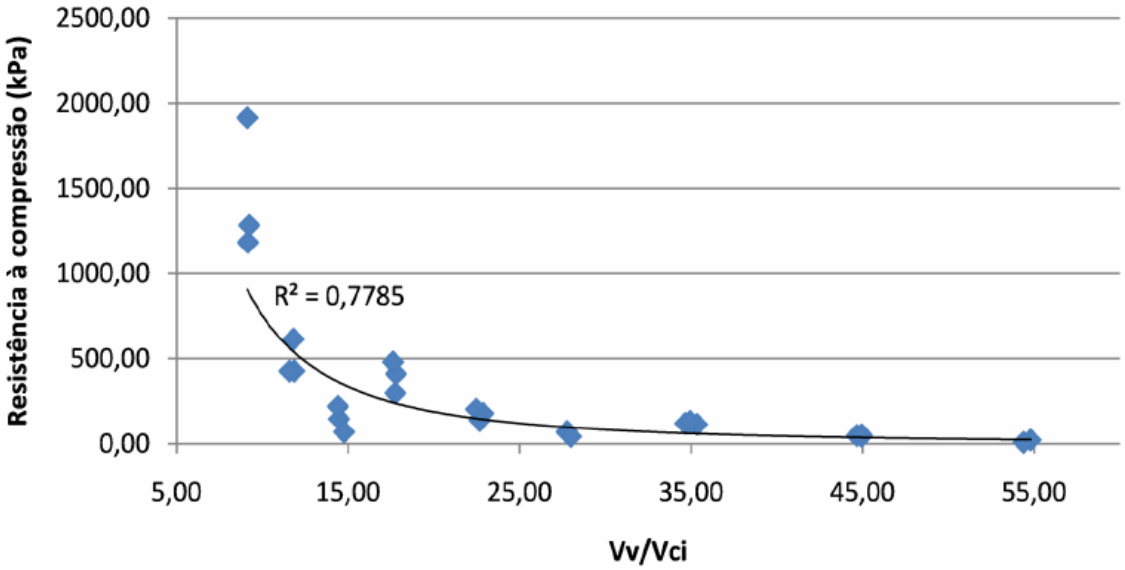


Figura 2.15 - Relação Vv/Vci com a resistência à compressão simples para amostras inundadas. (Fonte: Lopes, 2012)

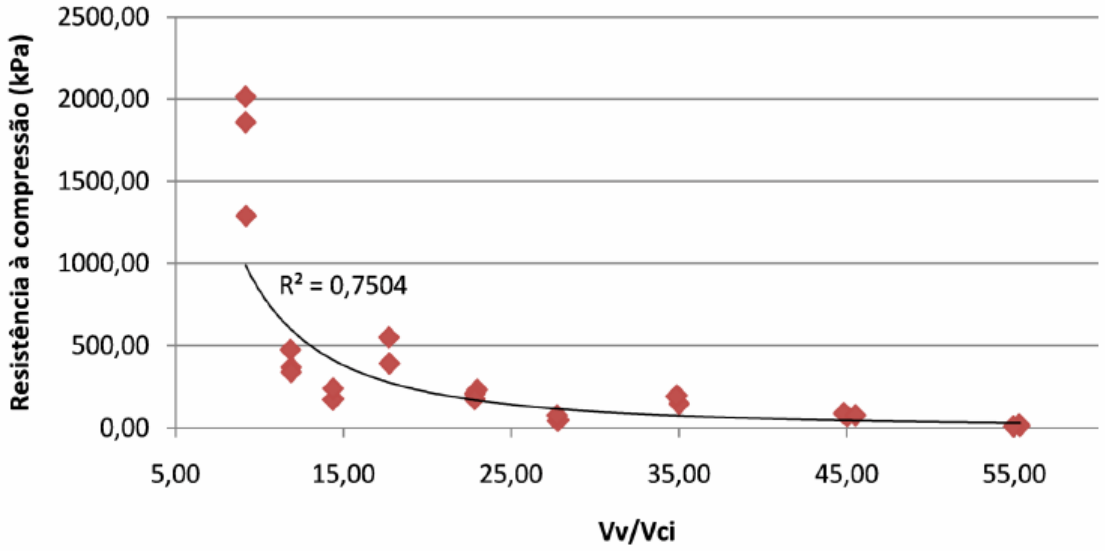


Figura 2.16 - Relação Vv/Vci com a resistência à compressão simples para amostras não inundadas. (Fonte: Lopes, 2012)

Consoli et al. (2012b) estudaram acerca dos parâmetros-chave para o controle da resistência e rigidez dos solos cimentados, utilizando dois solos diferentes. O primeiro solo é uma areia siltosa, derivada de granito intemperizado, obtido da região do Porto, Norte de Portugal. O segundo solo é uma areia obtida da região de Osório, Porto Alegre, no sul do Brasil. O estudo mostrou a influência do teor de cimento e da porosidade sobre o módulo de cisalhamento inicial e (G_o) e sobre a resistência a compressão (q_u). Foi concluído que a relação porosidade/cimento é um parâmetro

adequado para avaliar tanto a rigidez inicial quanto a resistência à compressão simples das misturas de solo-cimento estudadas e que cada solo tem uma relação única G_0/q_u x porosidade/cimento, relacionando rigidez e resistência (Figura 2.17).

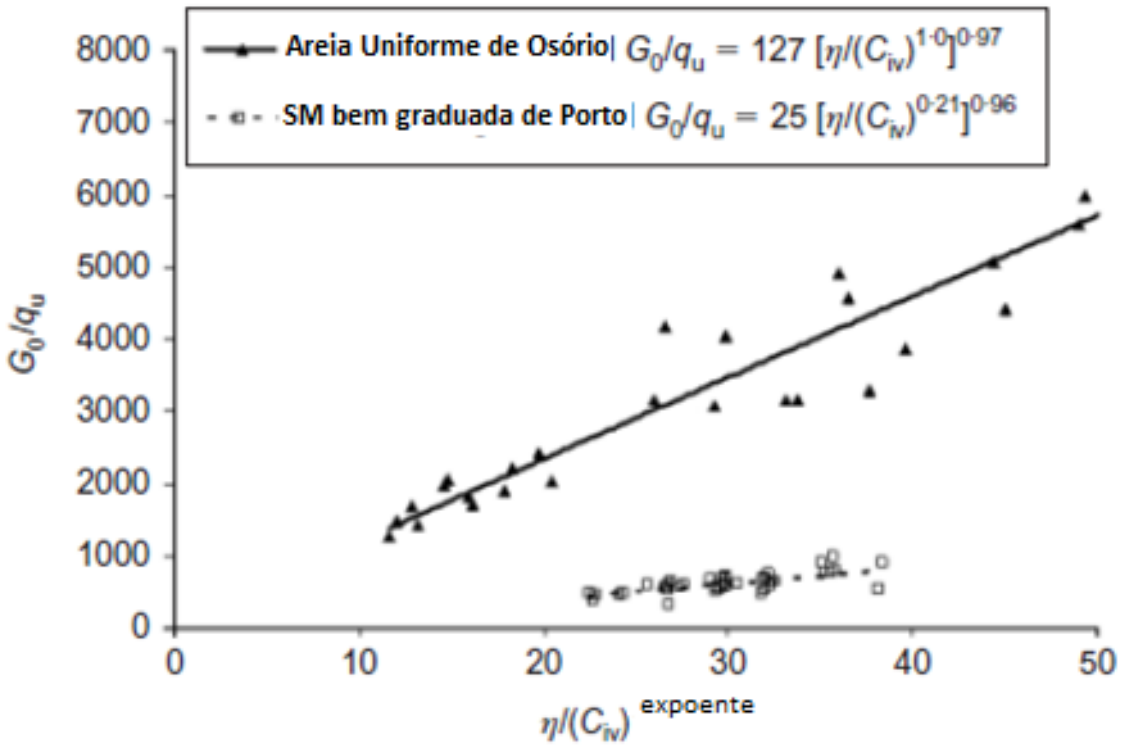


Figura 2.17 - Relação entre Go/qu e a razão porosidade/cimento para os solos cimentados (Areia uniforme e Areia siltosa bem graduada). (Fonte: Consoli et al., 2012b)

Rios et al. (2013) analisaram a influência do tamanhão dos grãos e da mineralogia do solo sobre o expoente (ξ) que ajusta a relação $(\eta/C_{iv})^{\xi}$, muito útil para analisar solos artificialmente cimentados. Para isso, o solo derivado do granito da região de Porto, Portugal (conhecido como Areia Siltosa do Porto) foi dividido em 3 frações diferentes, cuja distribuição do tamanho dos grãos e mineralogia eram conhecidos. Os expoentes (ξ) foram obtidos correlacionando a relação $(\eta/C_{iv})^{\xi}$ com o módulo cisalhante máximo e com a resistência a compressão simples. Os resultados mostram que a distribuição de tamanhos de grãos explica parte da variação de ξ, mas a mineralogia e a forma das partículas parecem ter uma influência mais decisiva.

Capítulo 3

PROGRAMA EXPERIMENTAL, MATERIAIS E MÉTODOS

3.1. Programa Experimental

O programa experimental foi preparado com o objetivo de identificar as características de resistência, analisar a influência da intensidade das ligações entre as partículas sobre a superfície de escoamento plástico e validar o uso do fator Vazios/Cimento (η/C_{iv}) na dosagem da mistura solo-cimento.

Foram realizados ensaios de caracterização do material estudado, incluindo a verificação do teor de umidade higroscópico do solo, granulometria, índices de vazios máximo e mínimo e massa específica do solo e do cimento. A segunda parte do estudo compreendeu o entendimento das características mecânicas do material, com a realização de ensaios de resistência à compressão simples (RCS). Na terceira parte do estudo realizaram-se ensaios triaxiais, que mostraram o comportamento do material quando submetido a diferentes tensões de confinamento, possibilitando uma análise mais aprofundada dos resultados.

Na Tabela 3.1 são apresentadas de forma esquemática as etapas do programa experimental, com o tipo e número de ensaios realizados em cada etapa. São apresentados os totais de ensaios físicos e de compressão simples, além do total de 48 ensaios de compressão triaxial do tipo CID. Essas atividades foram realizadas e/ou acompanhadas, em laboratório e em tempo integral, diretamente pela autora da dissertação. Todos os ensaios foram realizados no Laboratório de Geotecnia da UFRN.

Os ensaios 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.

Tabela 3.1 - Resumo do Programa Experimental

ETAPA	MATERIAL	TIPO DE ENSAIO	Nº DE ENSAIOS PROGRAMADOS
Caracterização dos Materiais	Solo	Massa específica Real dos Grãos	3
		Análise Granulométrica	3
		Índice de Vazios Mínimo	3
		Índice de Vazios Máximo	3
	Cimento	Massa específica Real	3
Resistência Mecânica	Solo-Cimento	Compressão Simples	36
Comportamento Tensão-deformação	Solo Puro	Compressão Triaxial	12
	Solo-Cimento	Compressão Triaxial	36

3.2. Materiais

3.2.1. Areia de Natal - RN

O solo utilizado para essa pesquisa é uma areia originária de sedimentos de dunas do Parque das Dunas de Natal/RN. O Parque Estadual das Dunas possui uma área de 1172 hectares, com dunas de até 120m de altura. Está localizado paralelo à orla marítima de Natal, apresentando a largura média de 1,5 km e comprimento de 9 km como é possível ver na Figura 3.1. Em suas imediações está localizada a Universidade Federal do Rio Grande do Norte com 123 hectares de área, de onde foram coletadas as amostras.

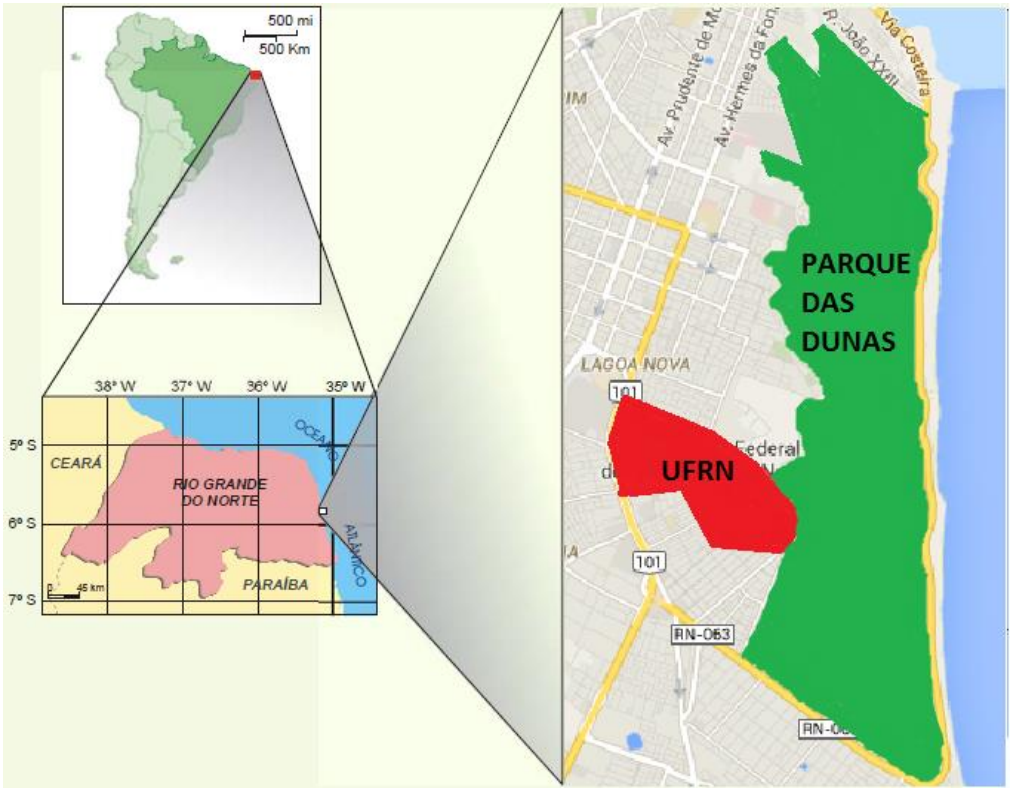


Figura 3.1 - Localização do Parque das Dunas e da UFRN

O solo caracteriza-se por ser uma areia com granulometria média e uniforme. Este material teve sua curva granulométrica e índices físicos determinados no Laboratório de Mecânica dos Solos/UFRN.

3.2.2. Cimento Portland

Como agente cimentante foi utilizado o Cimento Portland. Os componentes essenciais são o CaO (obtido de calcário), SiO2 e Al2O3 (obtidos de argilas, preferencialmente cauliníticas), com pequenas quantidades de Fe2O3 (proveniente de impurezas da argila). Calcário e argila, nas proporções aproximadas de 4:1, são moídos (50 a 200 mesh) e misturados (via seca ou via úmida) e queimados (em longos fornos rotativos) a temperaturas de até 1450ºC. Água e CO2 são eliminados, formando-se o clinquer, que são pelotas vítreas de tamanho de bolas de gude. Ao clinquer é adicionado cerca de 2,5% de gipsita (CaSO4.H2O), sendo o conjunto moído para constituir o cimento.

O Cimento Portland foi escolhido com base na sua utilização em pesquisas anteriores (Consoli et al., 2007; Cruz, 2008; Cruz e Consoli, 2010; Severo, 2011; Consoli et al., 2012; Lopes, 2012; Consoli et al., 2012b; Rios et al., 2013), nas quais constatou-se a apresentação de ótimas respostas como agente cimentante nos solos cimentados.

Para esta pesquisa foi usado o CP V – ARI – RS. 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 3.2. Além disso, o Cimento Portland de Alta Resistência inicial ainda deve atender às exigências indicadas na Tabela 3.3.

Os cimentos CP - RS (Cimentos Portland resistentes aos sulfatos) são aqueles, que como o próprio nome diz, têm a propriedade de oferecer resistência aos meios agressivos sulfatados, tais como os encontrados nas redes de esgotos de águas servidas ou industriais, na água do mar e em alguns tipos de solos. De acordo com a norma NBR 5737, quaisquer um dos cinco tipos básicos (CP I, CP II, CP III, CP IV e CP V - ARI) podem ser considerados resistentes aos sulfatos.

Tabela 3.2 - Composição do cimento Portland de alta resistência inicial (adaptado de ABCP, 2002).

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

Tabela 3.3 – Exigências físicas e mecânicas do CP-V ARI (Adaptado da NBR 5733)

Características e Propriedades		**Unidade**	**Limites**
Finura	Resíduo na peneira 75μm	%	6,0
	Área Específica	m²/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

Entre os 5 tipos básicos de cimento Portland (CP I, CP II, CP III, CP IV e CP V – ARI) foi utilizado o CP V – ARI, pois a cura aos 7 (sete) dias resulta em uma resistência à compressão simples equivalente ao tempo de 28 (vinte e oito) dias dos demais cimentos, o que proporciona maior agilidade na execução dos ensaios (Figura 3.2). Além disso, como este trabalho representa uma continuidade do trabalho de Lopes (2012), foi preferível utilizar o mesmo cimento usado em sua pesquisa.

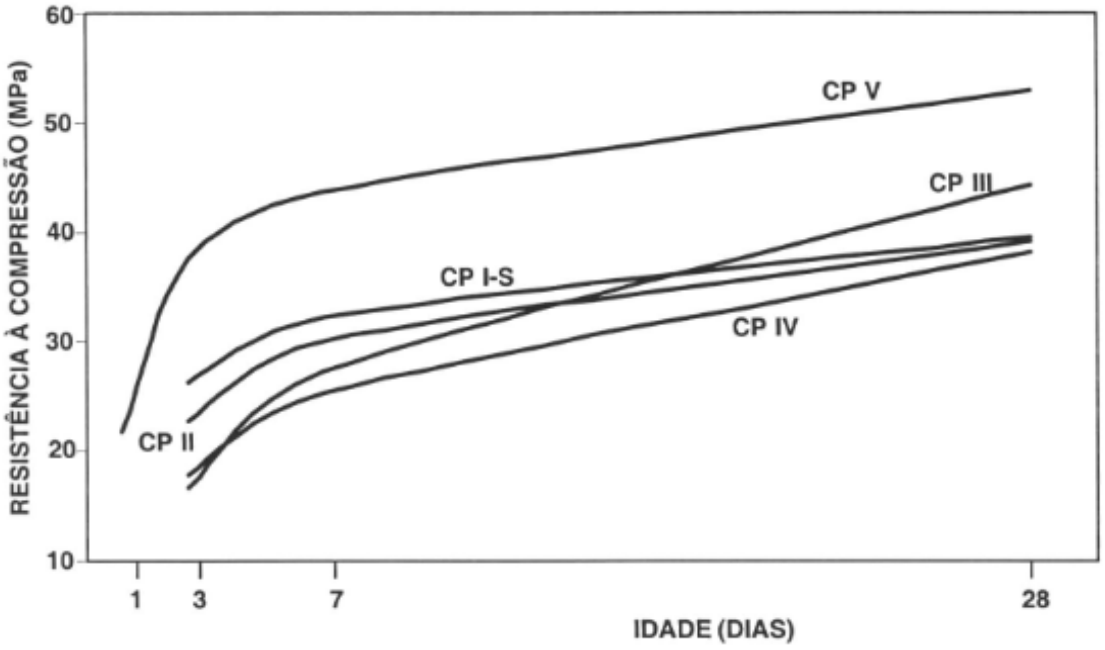


Figura 3.2 - Evolução média da resistência à compressão dos distintos tipos de cimento Portland (ABCP, 2002).

3.2.3. Água destilada

A água utilizada nos ensaios de caracterização, ensaios de compressão simples e ensaios triaxiais foi a água destilada, obtida através do processo de destilação, feito no Laboratório de Mecânica dos Solos – UFRN, da água proveniente da rede pública de abastecimento.

3.3. Métodos

3.3.1. Preparação das amostras

A preparação das amostras de solo para os ensaios de caracterização e para a moldagem dos corpos-de-prova (para compressão simples e compressão triaxial), que envolve os procedimentos de secagem ao ar, destorroamento, peneiramento e determinação da umidade higroscópica seguiu os procedimentos estabelecidos pela norma NBR 6457 (1986). As amostras assim preparadas foram armazenadas até a data da sua utilização em sacos plásticos, devidamente identificados e vedados.

3.3.2. Caracterização do solo

Para caracterização do solo primeiramente foi determinado seu teor de umidade e posteriormente foram realizados ensaios de granulometria, massa específica real dos grãos, e índice de vazios máximo e mínimo.

A determinação do teor de umidade do solo foi realizada com base no procedimento descrito pelo anexo da norma NBR 6457 (1986). Foram retiradas três cápsulas de solo úmido devidamente pesadas ($P_{úmido}$ e $P_{cápsula}$) e colocadas na estufa, e posteriormente foram pesadas novamente (P_{seco}). O teor de umidade ou umidade higroscópica foi calculada da seguinte forma:

$$\omega = (P_{úmido} - P_{seco}) / (P_{seco} - P_{cápsula}) \qquad (3.1)$$

O teor de umidade resultante da amostra estudada foi de 0,20%.

A análise granulométrica do solo foi realizada por peneiramento, estando de acordo com os procedimentos descritos pela NBR 7181 (1984). Ao obter os resultados da análise granulométrica percebe-se que, de acordo com o Sistema Unificado de Classificação dos Solos, o solo classifica-se como uma areia mal graduada (SP) sendo bastante uniforme tendo aproximadamente 72% de areia média em sua composição e 4,21% de finos. Observa-se também que a areia de Natal apresenta bastante semelhança com a areia de Osório estudada por Cruz, 2008, apesar desta última ser, em sua maioria, areia fina. A Tabela 3.4 e a Figura 3.3 mostram a distribuição e curva granulométricas para ambas as areias.

Tabela 3.4 - Distribuição Granulométrica – Comparação entre Areia de Natal e Areia de Osório) – Baseado em Cruz, 2008

Diâmetro (mm)	**Areia de Natal % passante**	**Areia de Osório % passante**
4,80	100	100
2,00	100	100
1,20	100	100
0,60	99,83	100
0,425	91,79	99,97
0,30	65,75	99,47
0,15	8,83	38,5
0,075	4,21	1,55
0,056	4,06	0,00
0,039	3,36	0,00
0,005	2,69	0,00

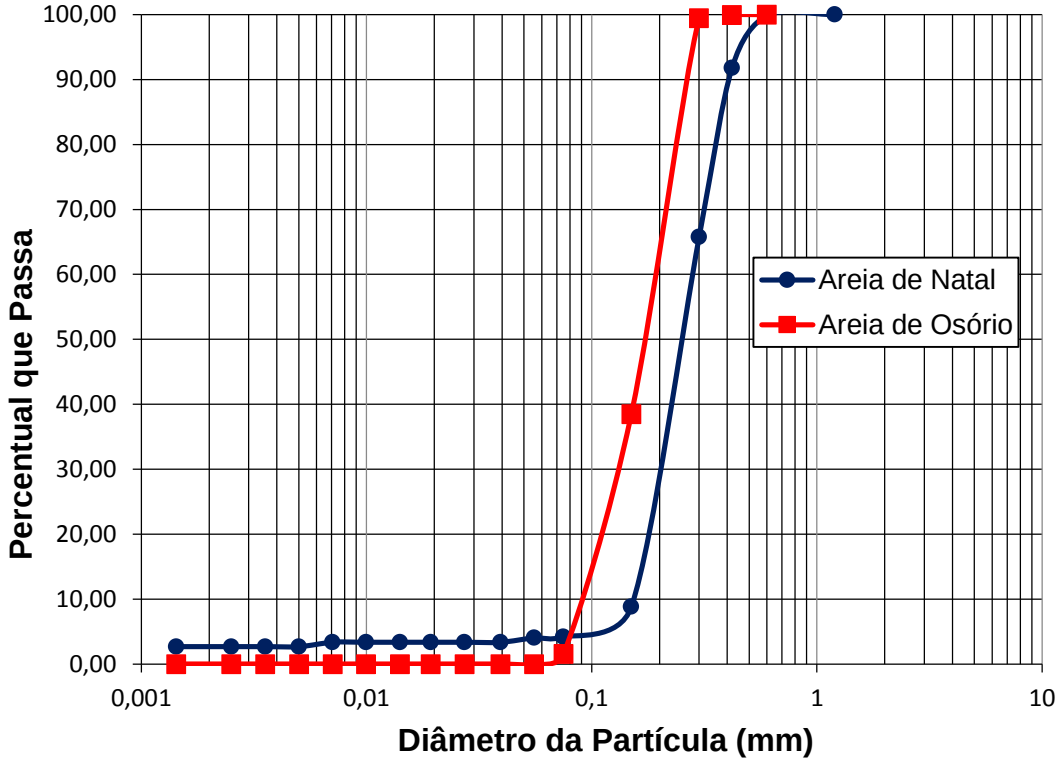


Figura 3.3 - Curva da Distribuição Granulométrica – Comparação entre Areia de Natal e Areia de Osório) – Baseado em Cruz, 2008

A determinação da massa específica dos sólidos seguiu o método descrito pela NBR 6508 (1984) e está indicada na Tabela 3.5.

Foram realizados ensaios de índice de vazios máximos e mínimos segundo os procedimentos descritos pelas NBR 12004 (1990) e NBR 12051 (1991) respectivamente, utilizando-se o método de reuso do material (Tabela 3.5).

Para a determinação do índice de vazios máximo foi utilizado o método “A” da NBR 12004 (1990), no qual se usa um funil ou uma concha para colocar o material no molde. Para a determinação do índice de vazios mínimo foi utilizado o método “B.1” da NBR 12051 (1991), na qual utiliza-se o material seco e a mesma mesa vibratória utilizada no peneiramento da análise granulométrica.

Tabela 3.5 - Índices Físicos – Comparação entre Areia de Natal e Areia de Osório) - Baseado em Cruz, 2008

Índices Fisicos	Areia de Natal	Areia de Osório
Massa específica dos sólidos	2,62 g/cm³	2,65 g/cm³
Coeficiente de uniformidade, C_u	1,861	2,11
Coeficiente de Curvatura, C_c	0,971	1,15
Diâmetro efetivo, D_{10}	0,153	0,09 mm
Diâmetro médio, D_{50}	0,25	0,17 mm
Índice de vazios mínimo, $e_{mín}$	0,59	0,60
Índice de vazios máximo, $e_{máx}$	0,80	0,85

Ao se observar a Tabela 3.5, percebe-se que existe semelhança entre as areias de Osório e de Natal com valores aproximados de índices físicos como massa específica dos sólidos e índice de vazios máximo e mínimo.

3.3.3. Ensaios de Resistência a Compressão Simples

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.

Este estudo de laboratório teve como objetivo fundamental quantificar a influência do teor de cimento e da umidade de moldagem sobre a resistência a Compressão Simples com cimentação artificial.

As variáveis investigadas foram:

- Teor de cimento (C) – massa de cimento (c_i) dividida pela massa do solo seco expressa em porcentagem, 2,5%; 5,0%; 7,5% e 10%;

- Teor Umidade de moldagem (w) – 6%, 9% e 12%;

- Fator Vazios/cimento (n/Ci_v) – expressa em termos de porosidade da mistura compactada e do teor de cimento volumétrico ajustado por um expoente definido para a Areia de Natal e o cimento adotado para a mistura CP V - ARI - RS. Sendo $C_{iv} = V_{ci}/V_{cp}$ (volume de cimento, obtido da massa e densidade real do cimento, dividido pelo volume total da amostra).

As variáveis fixas foram:

- Tipo de solo – Areia de Natal;

- Tipo de agente cimentante – Cimento Portland de alta resistência inicial (CP V - ARI - RS);

- Índice de vazios – 0,6 (D_r = 95%), escolhida por ser o índice de vazios mais próximo do índice de vazios mínimo;

- Taxa de deformação nos ensaios de compressão simples – 1 mm/min, de acordo com a NBR 12025(2012).

Para efeito de padronização e facilidade de comparação com resultados obtidos em outros ensaios com diferentes tipos de solos, adotou-se, tanto quanto possível, neste estudo, a nomenclatura e a simbologia empregada na UFRGS de acordo com Cruz (2008).

Os teores de cimento adotados estão contidos no intervalo de variações presentes na revisão da literatura. Consoli et al. (2007) utilizaram porcentagens de 1 a 7% em suas amostras. Cruz (2008) variou os teores de cimento de 1 a 12%. Em seguida Consoli (2012a) utilizou porcentagens de 3 a 9%. Severo (2011) utilizou valores de 2% a 5% e Lopes (2012) considerou porcentagens entre 2,5 e 10%. Os teores de umidade estudados estão contidos nos intervalos de variações presentes nos trabalhos de Consoli (2007), que variou de 4 a 13,4% e de Consoli (2012a), que ficou entre 6 e 14%. Um resumo dos ensaios de compressão simples está apresentado na Tabela 3.6.

Tabela 3.6 - Programa de ensaios de compressão simples

% CIMENTO	% UMIDADE DE MOLDAGEM	Nº ENSAIOS
2,5	6,0	3
2,5	9,0	3
2,5	12,0	3
5,0	6,0	3
5,0	9,0	3
5,0	12,0	3
7,5	6,0	3
7,5	9,0	3
7,5	12,0	3
10,0	6,0	3
10,0	9,0	3
10,0	12,0	3
	TOTAL	36

Na Tabela 3.7 estão apresentados cada um dos 36 (trinta e seis) ensaios de compressão simples realizados no solo cimentado.

Tabela 3.7 - Ensaios de Compressão Simples

ENSAIOS DE COMPRESSÃO SIMPLES			
RCS(2,5)6 -1	RCS(5,0)6 - 1	RCS(7,5)6 – 1	RCS(10,0)6 -1
RCS(2,5)6 - 2	RCS(5,0)6 - 2	RCS(7,5)6 – 2	RCS(10,0)6 - 2
RCS(2,5)6 - 3	RCS(5,0)6 - 3	RCS(7,5)6 – 3	RCS(10,0)6 - 3
RCS(2,5)9 - 1	RCS(5,0)9 - 1	RCS(7,5)9 – 1	RCS(10,0)9 - 1
RCS(2,5)9 - 2	RCS(5,0)9 - 2	RCS(7,5)9 – 2	RCS(10,0)9 - 2
RCS(2,5)9 - 3	RCS(5,0)9 - 3	RCS(7,5)9 – 3	RCS(10,0)9 - 3
RCS(2,5)12 - 1	RCS(5,0)12 - 1	RCS(7,5)12 – 1	RCS(10,0)12 - 1
RCS(2,5)12 - 2	RCS(5,0)12 - 2	RCS(7,5)12 – 2	RCS(10,0)12 - 2
RCS(2,5)12 - 3	RCS(5,0)12 - 3	RCS(7,5)12 – 3	RCS(10,0)12 - 3

A notação adotada é apresentada conforme o exemplo: RCS(2,5)9 - 1 (Ensaio de Compressão Simples, com teor de cimento de 2,5% e teor de umidade de moldagem de 9%, nº 1).

3.3.3.1. Moldagem e Cura dos Corpos de Prova

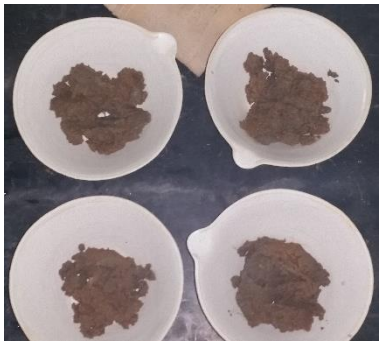
As amostras foram moldadas com o diâmetro de aproximadamente 50 $\pm$ 1 mm e altura de aproximadamente 100 $\pm$ 5 mm, e preparadas com quantidades necessárias de solo, água destilada e cimento CP V - ARI - RS, para alcançar a porcentagem de cimento, teor de umidade e massa específica aparente seca, previstos para cada amostra.

As misturas de solo-cimento-água destilada foram colocadas em um molde cilíndrico tripartido com as dimensões internas de 100 mm de altura e 50 mm de diâmetro (Figura 3.4). A mistura foi dividida em quatro camadas compactadas estaticamente, com o objetivo de alcançar o índice de vazios especificado para cada amostra. A seqüência de atividades de moldagem pode ser observada na Figura 3.5.

Figura 3.4 - Molde Cilíndrico Tripartido

(a)

(b)



(c)

(d)

(e)

(f)

(g)

Figura 3.5 - Sequência do Procedimento de moldagem das amostras. a) Solo em recipiente de Porcelana. b) Mistura do solo com cimento. c) Pesagem das 4 camadas. d) Material das camadas envolto com plástico. e) Montagem do molde e soquete de compactação. f) CP moldado. g) Desmoldagem do CP.

Antes da colocação da camada seguinte foi feita a escarificação da camada anterior. O molde foi lubrificado com vaselina antes da colocação do solo, com vistas a evitar problemas de danos a amostra durante a desmoldagem. O procedimento de mistura e compactação, a partir da colocação da água de amassamento durou um máximo de 20 minutos, a fim de evitar perdas excessivas de umidade.

Foram retiradas três cápsulas de solo para verificar a umidade, uma entre a preparação da 1ª para 2ª camada, outra da 2ª para 3ª camada e outra entre a 3ª e a 4ª camada.

Após a mistura e homogeneização do material, as quantidades referentes a cada camada foram acondicionadas em recipientes de porcelana e cobertas envoltas com saco plástico. Como já apresentado no item 3.3.2, o teor de umidade natural do solo destorroado em laboratório ficava em torno de 0,2%. Observou-se que esta umidade inicial compensa as perdas durante a moldagem.

Finalizada a moldagem, as amostras eram desmoldadas retirando-se as peças dos moldes, sendo levadas para uma câmara úmida onde permaneceram em cura. A câmara úmida foi montada especificamente para esta pesquisa, sendo composta por uma caixa de isopor com areia úmida em seu fundo. Nos cantos da caixa, na junção das paredes laterais com o fundo, foi colocada lama bentonítica para que a água não escapasse pelas juntas. Sobre a areia, foi colocada uma grade metálica que serviu de suporte para os corpos de prova. Para finalizar, a caixa é fechada com uma tampa também de isopor (Figura 3.6).

(a)

(b)

(c)

Figura 3.6 - Câmara úmida - a) Câmara úmida vazia. b) Câmara úmida com corpos de prova em cura. c) Detalhe da areia úmida e lama bentonítica no fundo da câmara vistos de cima.

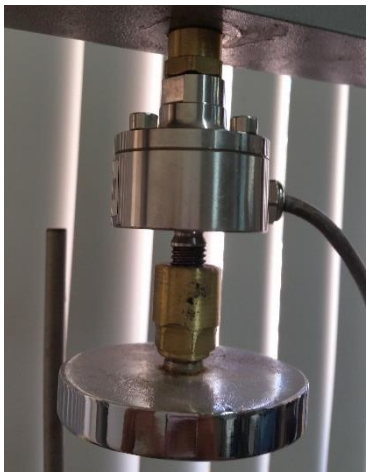
Inicialmente, foi previsto que a cura seria de 7 dias, o que acarretou a escolha do cimento Portland CP V – ARI – RS. Entretanto, devido a problemas com a calibração da célula de carga e do LVDT, os corpos de prova só foram rompidos com 30 dias de cura.

3.3.3.2. Ensaio

A realização dos ensaios de compressão simples seguiu os procedimentos gerais descritos pela NBR 12025 (2012).

Para estes ensaios foi utilizada uma prensa manual, além de célula de carga com capacidade de 5kN e do LVDT com deslocamento máximo de 50mm, ambos calibrados pelo Laboratório de Metrologia da UFRN. Para a aquisição dos dados foram utilizados: hardware - HBM Spider 8 e Software – Catman. A Figura 3.7 mostra os equipamentos utilizados.

(a) Prensa (Compressão Simples)



(b) Célula de carga

(c) LVDT

Figura 3.7 - Equipamentos utilizados na Compressão Simples

Os corpos de prova, após serem curados por 30 dias na câmara úmida, foram colocados submersos em água por um período de 4 horas de acordo com a NBR 12025 (2012). Imediatamente antes do ensaio, os corpos de prova eram removidos da água e secos superficialmente com um pano absorvente (Figura 3.8).

Figura 3.8 - Corpos de Prova imersos em água

Durante a execução do ensaio teve-se o cuidado de centralizar a amostra em relação aos discos superior e inferior da prensa. Após a colocação do corpo de prova, iniciou-se a rotação da manivela com cuidado para manter a velocidade constante. Então, o corpo de prova foi rompido e a carga máxima registrada (Figura 3.9). Após a realização do ensaio verificou-se o teor de umidade das amostras que variaram de 11,8 a 22,3%.

Figura 3.9 - Corpo de Prova rompido

Como critério de aceitação para o ensaio de resistência à compressão simples, adotou-se o critério recomendado pela NBR 12253 (1992). Assim, estipulou-se que as resistências individuais de três corpos-de-prova, considerados idênticos, não devem se afastar mais de 10% da resistência média desse conjunto. Portanto, neste estudo, em que foram realizados 36 ensaios de compressão simples, serão apresentados 31 ensaios que atenderam o critério de aceitação.

3.3.4. Ensaios Triaxiais

O ensaio de compressão triaxial está entre os mais versáteis métodos disponíveis para a determinação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento. É usado amplamente para ensaios de pesquisa e em projetos de engenharia geotécnica. O ensaio consiste, em linhas gerais, em aplicar, inicialmente, a um corpo de prova cilíndrico, um estado de tensão hidrostático através de uma tensão confinante ($\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$). Em seguida, aumenta-se sucessivamente a tensão axial (σ_1) até a ruptura, mantendo-se a tensão confinante constante ($\sigma_3 = \sigma_2$). A diferença entre ($\sigma_1 = \sigma_3$) é denominada tensão desvio ($q = \sigma_1 - \sigma_3$).

A tensão confinante é aplicada por intermédio de um fluído sob pressão, em geral água, que por sua vez não entra em contato com o corpo de prova por ele estar 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. Na prática corrente (Figura 3.10), apresenta-se a curva tensão deformação, ($q = \sigma_1 - \sigma_3$) versus ε_a, sendo ε_a a deformação axial do corpo de prova, determinada pela expressão:

$$\varepsilon_a = \Delta l / l_0 \qquad (3.2)$$

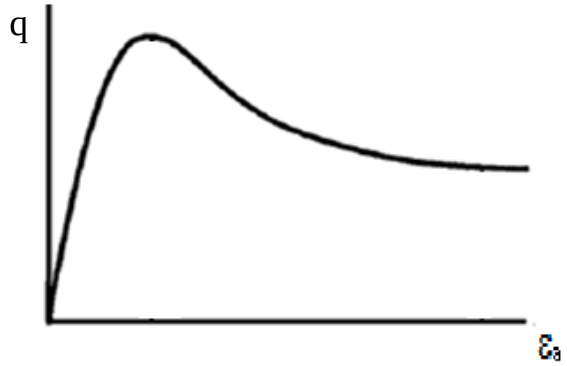


Figura 3.10 – Representação tensão-deformação no ensaio triaxial

Quando não dissipadas, as poro-pressões podem ser medidas. Também podem ser feitas determinações das variações de volume do corpo de prova e, quando isso ocorre, o ensaio é drenado.

Conforme descrito por Das (2007), no ensaio adensado drenado (CID), o corpo de prova saturado é submetido primeiro a uma pressão de confinamento em toda a sua volta, σ_3, por compressão do fluido da câmara (Figura 3.11). Nesse ensaio, a amostra de solo saturado é primeiro adensado pela confinante (σ_3), que resulta em drenagem. 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. Durante essa fase do ensaio, como a drenagem é permitida, a poropressão Δu_d' é igual a 0. Ocorrerá então a variação de volume do corpo de prova.

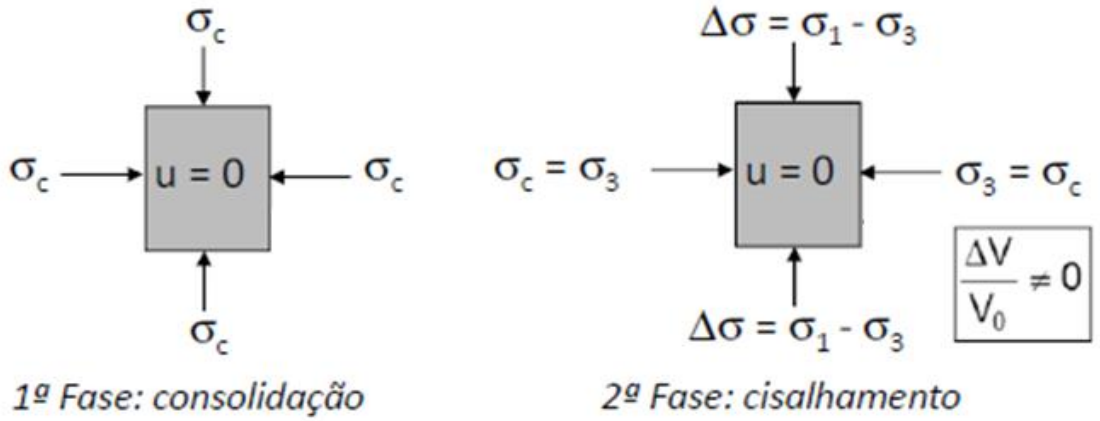


Figura 3.11 - Esquema de aplicação da tensão desviadora, ou incremento de σ_1

Este estudo de laboratório teve como objetivo fundamental quantificar a influência do teor de cimento e do índice de vazios sobre a resistência ao cisalhamento através de ensaios triaxiais consolidados isotropicamente drenados (CID) em amostras com e sem cimentação artificial, buscando as respostas relacionadas ao comportamento tensão-deformação, à tensão desvio e parâmetros de resistência de pico e da deformação pós-pico (c' e Φ').

As variáveis investigadas foram:

- Índice de vazios diferentes (e) = 0,6; 0,7 e 0,8 (Dr = 95%, 48% e 0% respectivamente). Estes índices de vazios estão compreendidos entre os índices de vazios máximo e mínimo deste material ($e_{máx}$ = 0,80 e $e_{mín}$ = 0,59;

- Teor de cimento (C) – massa de cimento (c_i) dividida pela massa do solo seco expressa em porcentagem, 2,5; 5,0 e 7,5%. Além disso, foram realizados ensaios triaxiais para 0% de cimento (solo puro) utilizando-se os mesmos índices de vazios;

- Tensões confinantes efetivas diferentes (σ_c), 50, 100, 200 e 300 kPa;

- Fator Vazios/cimento (n/C_{iv}) – expressa em termos de porosidade da mistura compactada e do teor de cimento volumétrico ajustado por um expoente definido para a Areia de Natal e o cimento adotado para a mistura CP V - ARI - RS. Sendo $C_{iv} = V_{ci}/V_{cp}$ (volume de cimento, obtido da massa e densidade real do cimento, dividido pelo volume total da amostra).

As variáveis fixas foram:

- Tipo de solo – Areia de Natal;

- Tipo de agente cimentante – Cimento Portland de alta resistência inicial (CP V - ARI - RS);

- Teor de umidade de moldagem – 6%, escolhida por ter sido verificado nos ensaios de compressão simples ser aquela que proporciona a maior resistência;

- Tempo de cura úmida – 30 (trinta) dias;

- Taxa de deformação nos ensaios de compressão triaxial do tipo CID – 0,06 mm/min, velocidade esta, lenta o bastante para garantir a dissipação e o equilíbrio de qualquer poro-pressão gerada durante o cisalhamento.

Um resumo dos ensaios triaxiais com cimentação artificial está apresentado na Tabela 3.8. Na Tabela 3.9 estão apresentados cada um dos 48 (quarenta e oito) ensaios de compressão triaxial realizados no solo com e sem cimentação artificial.

Tabela 3.8 – Programa de ensaios triaxiais do tipo CID

% CIMENTO	**Nº ENSAIOS**	**TENSÃO CONFINANTE**	**Nº ENSAIOS**	**ÍNDICE DE VAZIOS**	**Nº ENSAIOS**
0,0	12	50 kPa	12	0,6 (D_r = 95%)	16
2,5	12	100 kPa	12	0,7 (D_r = 48%)	16
5,0	12	200 kPa	12	0,8 (D_r = 0%)	16
7,5	12	300 kPa	12	-	-
TOTAL	48	TOTAL	48	TOTAL	48

Tabela 3.9 - Ensaios de Compressão Triaxial

ENSAIOS DE COMPRESSÃO TRIAXIAL			
CID(0)50E1	CID(0)100E1	CID(0)200E1	CID(0)300E1
CID(2,5)50E1	CID(2,5)100E1	CID(2,5)200E1	CID(2,5)300E1
CID(5)50E1	CID(5)100E1	CID(5)200E1	CID(5)300E1
CID(7,5)50E1	CID(7,5)100E1	CID(7,5)200E1	CID(7,5)300E1
CID(0)50E2	CID(0)100E2	CID(0)200E2	CID(0)300E2
CID(2,5)50E2	CID(2,5)100E2	CID(2,5)200E2	CID(2,5)300E2
CID(5)50E2	CID(5)100E2	CID(5)200E2	CID(5)300E2
CID(7,5)50E2	CID(7,5)100E2	CID(7,5)200E2	CID(7,5)300E2
CID(0)50E3	CID(0)100E3	CID(0)200E3	CID(0)300E3
CID(2,5)50E3	CID(2,5)100E3	CID(2,5)200E3	CID(2,5)300E3
CID(5)50E3	CID(5)100E3	CID(5)200E3	CID(5)300E3
CID(7,5)50E3	CID(7,5)100E3	CID(7,5)200E3	CID(7,5)300E3

* $E_1 = 0,6$; $E_2 = 0,7$ e $E_3 = 0,8$

A notação adotada é apresentada conforme o exemplo: CID(2,5)50E1 (Ensaio triaxial drenado, com teor de cimento de 2,5%, tensão confinante de cisalhamento de 50 kPa e índice de vazios E1 (0,6). O ensaio foi realizado com base na ASTM D 7181:11.

3.3.4.1. Moldagem e Cura dos Corpos de Prova

As amostras de solo natural foram moldadas com o diâmetro de aproximadamente 50 ± 1 mm e altura de aproximadamente 100 ± 5 mm. Já as amostras de solo cimentadas foram moldadas com o diâmetro de aproximadamente 35 ± 1 mm e altura de aproximadamente 70 ± 5 mm e preparadas com quantidades necessárias de solo, água destilada e cimento CP V - ARI - RS, para alcançar a porcentagem de cimento, teor de umidade e massa específica aparente seca, previstos para cada amostra.

Todo o processo de moldagem e desmoldagem dos solos cimentados foi realizado da mesma forma que para os ensaios de compressão simples. As Figuras 3.4, 3.5 e 3.6 podem ser observadas também para este item, destacando que as dimensões dos moldes e corpos de prova são diferentes.

Os corpos de prova sem cimentação foram desmoldados diretamente sobre a base da câmara triaxial, pois eram bastante frágeis para realizar o transporte.

3.3.4.2. Montagem, Percolação, Saturação e Adensamento das Amostras Ensaiadas

Ensaios triaxiais consolidados drenados (CID) em trajetórias de tensão convencionais (compressão axial) foram realizados com objetivo de analisar as características das curvas tensão-deformação das amostras de solo-cimento, bem como a variação de volume para determinados valores de índice de vazios e teor de cimento.

Para este estudo com a utilização do solo-cimento e solo puro optou-se por tensões de confinamento efetivas de 50, 100, 200 e 300 kN/m², tensões estas consideradas usuais em estudos anteriores. Não foram utilizadas tensões confinantes mais altas devido às limitações do equipamento.

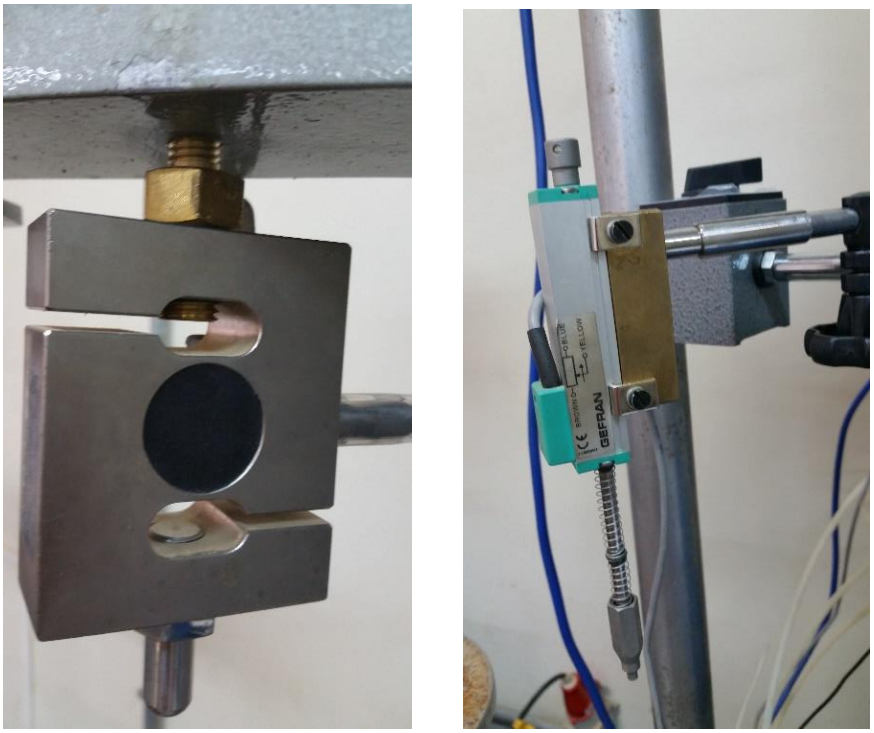
O equipamento utilizado para a realização dos ensaios triaxiais foi o PAVITEST fabricado pela CONTENCO (Figura 3.12). Entretanto, por problemas na prensa do equipamento, os ensaios triaxiais foram realizados em uma prensa Wykeham-

Farrance (Figura 3.13). O equipamento tem capacidade de carga de até 5000 kgf, controlada através de célula de carga (Figura 3.14a). As deformações axiais foram medidas por um transdutor de deslocamento linear (Figura 3.14b) medindo o deslocamento relativo entre a célula triaxial e o pistão de carga. As medidas de variação de volume foram feitas através de um medidor de volume externo ao equipamento, conectado a este e a célula triaxial por mangueiras (Figura 3.15). Essas medições foram feitas durante todo o ensaio de forma manual. 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 (Figura 3.16b e 3.16c). 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.

Figura 3.12 - Vista completa do equipamento utilizado (PAVITEST)

(a) (b)

Figura 3.13 – Prensa Wykeham-Farrance. a) Vista completa da Prensa. b) Engrenagens e marchas que controlam a velocidade da Prensa



(a) (b)

Figura 3.14 - a) Célula de carga. b) LVDT

(a) (b)

Figura 3.15 - Medidor de volume. a) Vista completa do medidor de volume. b) Mangueiras que conectam o medidor de volume à célula triaxial.

(a)

(b)

(c)

(d)

Figura 3.16 - Componentes do Equipamento PAVITEST. a) Controle Geral de Pressão. b) Válvulas reguladoras de pressão. c) Células de interface. d) Linhas de Pressão.

Para as amostras cimentadas, depois de 28 dias de cura na câmara úmida, o corpo de prova era colocado submerso por 48 horas para facilitar o processo de saturação. Ao final das 48 horas, os corpos de prova apresentavam em torno de 76% de saturação (Figura 3.17).

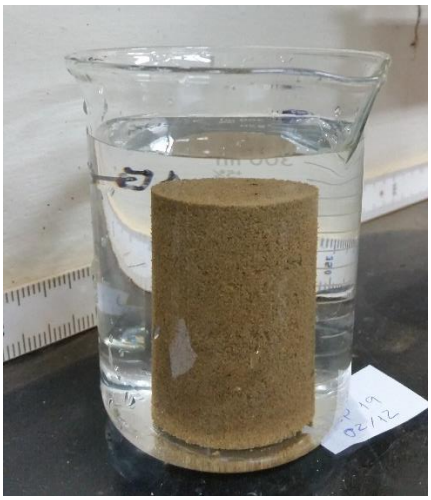
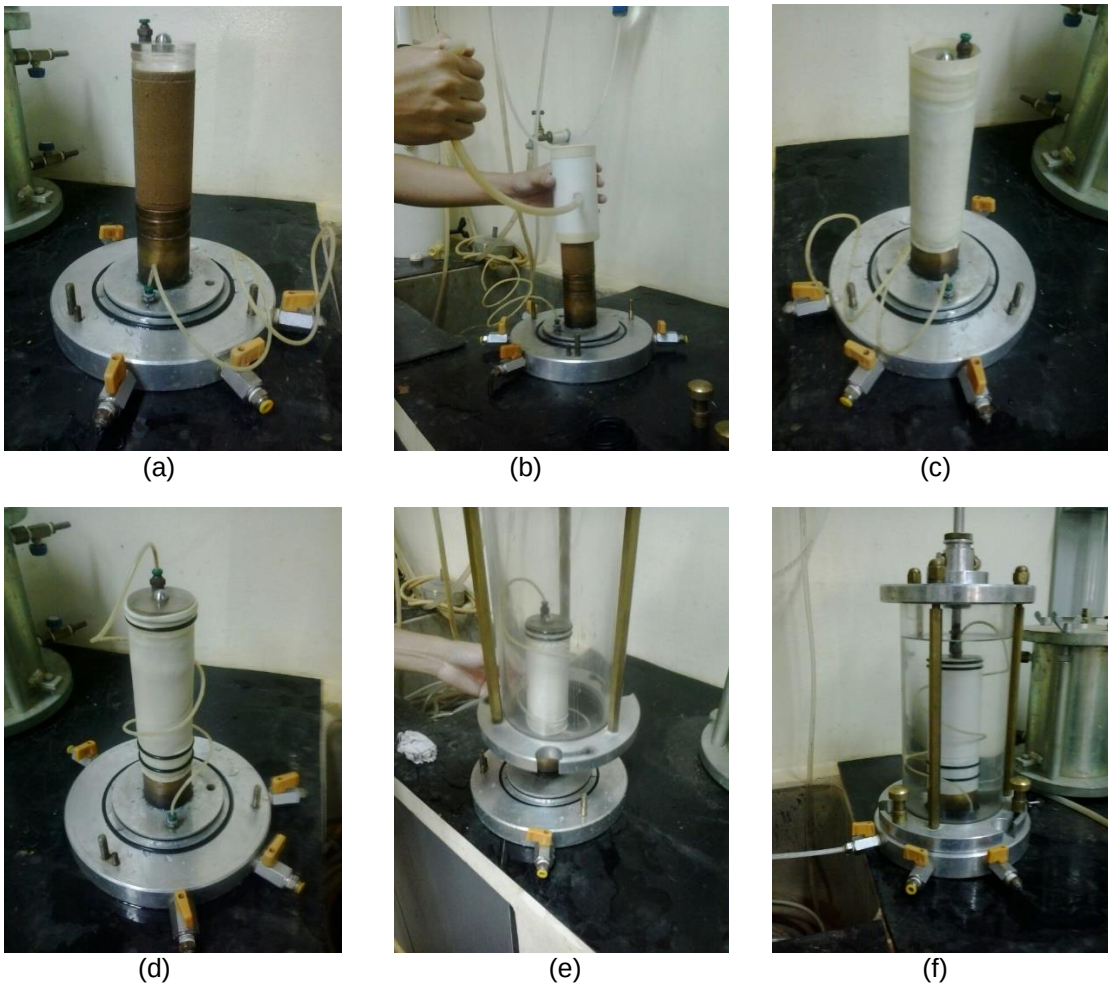


Figura 3.17 - Corpo de Prova submerso em água dentro de um Becker.

No trigésimo dia de cura, a amostra era colocada na célula triaxial para montagem do ensaio CID; no caso das amostras sem cimento esse procedimento de montagem foi realizado logo após a moldagem evitando-se a saturação prévia. A partir desse momento, tanto o ensaio com amostras de solo puro como as amostras cimentadas artificialmente, seguiam o mesmo procedimento descrito a seguir, diferenciando-se apenas na fase de percolação.

Colocava-se a pedra porosa com papel filtro tanto no topo como na base da amostra. A seguir, colocava-se graxa de silicone na base da célula e no cabeçote, nos contatos destes com os anéis de borracha que fixam as membranas. Logo depois colocava-se a membrana de látex e os anéis que a prendem, adaptando-se a mangueira para circulação da água de percolação no sentido de baixo para cima da amostra. Na Figura 3.18 é mostrada a sequência de instalação da amostra na célula triaxial.



(a) (b) (c)

(d) (e) (f)

Figura 3.18 - Montagem na célula triaxial. a)Colocação do CP na base junto com as pedras porosas. b) Colocação da membrana. c) Membrana colocada. d) Colocação dos anéis fixadores e da mangueira de percolação interna de água. e) Fechando a célula. f) Preenchimento da célula triaxial com água.

Após a montagem e enchimento da célula triaxial com água, iniciava-se a circulação de água pela amostra. A percolação de água era feita da base para o topo. Esta fase teve o objetivo de retirar o ar e preencher os vazios do corpo de prova. Para as amostras cimentadas, a percolação ocorria durante 1 hora. No caso das amostras de solo puro, depois da montagem do ensaio, ocorria a percolação, durante 24 h.

Depois de percolada a água através do corpo de prova, conectavam-se então as mangueiras na célula triaxial após saturá-las. Os ensaios triaxiais (CID) foram saturados por contra-pressão, aplicando-se incrementos de 50 kPa de tensão total, em intervalos de 1,5 horas, mantendo-se constantes as tensões efetivas, no caso de 10 kPa. Convencionalmente, faz-se a verificação da saturação no fim de cada incremento após a estabilização das pressões de base e topo, determinando-se o

parâmetro B (Skempton, 1954) de poro-pressão. Este parâmetro determina-se a partir dos valores da tensão confinante e da contra-pressão, antes e depois da aplicação de um incremento, através da expressão:

$$B = \Delta u / \Delta \sigma_c \qquad (3.3)$$

Onde o Δu é igual ao excesso de poro pressão (diferença de pressão antes e depois da alteração das condições de carregamento) e o $\Delta\sigma_c$ é igual ao incremento de tensão confinante, para carregamento isotrópico. Na teoria, o solo é considerado 100% saturado quando o parâmetro B é igual a 1. Entretanto, para alguns tipos de solos, duros ou muito duros, sejam compactados, estruturados ou cimentados o valor de B na saturação pode ser inferior a 1,0 com 100% de saturação e bem menor do que isso com 95% de saturação.

Cruz (2008) apresentou os níveis de saturação de solos estudados por Black e Lee (1973) que contemplaram as seguintes categorias de solos:

- ✓ Solos moles – argilas moles normalmente adensadas;
- ✓ Solos médios – argilas ligeiramente sobre-adensadas, argilas e siltes compactados;
- ✓ Solos duros – argilas sobre-adensadas e areias médias;
- ✓ Solos muito duros – argilas muito duras, areias muito densas, solos adensados sob altas tensões efetivas, solos com agentes de cimentação, mesmo de estrutura aberta.

Os valores do parâmetro B para diferentes níveis de saturação de acordo com Black e Lee, 1973 são apresentados na Tabela 3.10.

Tabela 3.10 - Valores do parâmetro B para solos típicos na saturação (Adaptado de Cruz, 2008)

Categoria de solo	Grau de saturação (S_r)		
	100% Saturação completa	**95% Considerada saturada**	**90% Próxima da saturação**
	Valores de B		
Mole	0,9998	0,992	0,986
Médio	0,9988	0,963	0,930
Duro	0,9877	0,690	0,510
Muito Duro	0,9130	0,200	0,100

Para o solo cimentado estudado, os valores de B ficaram entre 0,6 e 0,9. O critério de finalização da aplicação de incrementos de contra-pressão foi a variação volumétrica. Quando se aplicava um incremento de contra-pressão e a variação no medidor de volume era menor que 0,2 cm³ (representando a água que entra no corpo de prova), significava que quase não havia mais espaços a serem preenchidos por água e a amostra encontrava-se saturada.

Após a saturação, as amostras foram adensadas até a estabilização da leitura do medidor volumétrico.

3.3.4.3. Cisalhamento e desmontagem do ensaio triaxial

Concluído o adensamento, iniciava-se o cisalhamento da amostra a uma velocidade de deformação axial de 0,06 mm/min, velocidade suficientemente baixa para evitar a geração de poro-pressão, que foi medida e monitorada durante a realização de todos os ensaios. A velocidade foi definida com base nas condições de drenagem e através de ensaios triaxiais testes. O cisalhamento nos ensaios, tanto em amostras cimentadas artificialmente como em amostras de solo puro, durou em torno de 4 horas o que equivalia a uma deformação axial entre 10 e 20%.

Após, concluído o ensaio, desmontava-se o equipamento e retiravam-se três cápsulas de umidade do solo para verificar a umidade e saturação pós-ruptura. Na Figura 3.19 são apresentadas duas amostras cimentadas artificialmente já rompidas. Na amostra mais compacta pode se ver o plano de ruptura da mesma, formando um

ângulo de aproximadamente 45°. Já na amostra mais fofa o corpo de prova é comprimido, mas não se observa o plano de ruptura.

(a) (b)

Figura 3.19 - Amostras depois da ruptura. a) Amostra compacta. b) Amostra fofa.

3.3.4.4. Considerações Finais sobre a Execução dos Ensaios de Compressão Triaxial

Para a realização deste trabalho foram executados 85 ensaios triaxiais com amostras com dimensões de 3,5 cm de diâmetro e 7,0 cm de altura. 6 desses ensaios foram testes usados para definir a velocidade de deformação axial, de calibração de instrumentação ou para correção de defeitos apresentados por algum dos equipamentos, 31 ensaios são repetições devidas a problemas na execução do ensaio ou com a amostra e os 48 restantes estão apresentados no capítulo 5 - Apresentação e Análise dos Resultados. Portanto, a porcentagem de ensaios que precisaram ser repetidos foi da ordem de 64%, ao considerar-se apenas as repetições, excluindo os ensaios testes.

A alta porcentagem de repetição se deve, em grande parte, a fragilidade das amostras de solo puro. Presume-se que muitas delas quebraram durante a montagem na célula triaxial, provocando resultados inesperados.

As dificuldades encontradas na realização dos ensaios triaxiais são inerentes ao número de ensaios realizados e ao número de equipamentos envolvidos nos ensaios, como as duas células de pressão (tensão confinante e contra-pressão), medidor de deslocamento externo, medidor de variação volumétrica e célula de carga. Portanto, há uma probabilidade razoável de pelo menos um desses equipamentos não funcionar corretamente durante a realização de alguns ensaios, o que torna imprescindível a repetição.

Durante a realização dos ensaios ocorreram problemas que prejudicaram a finalização desse trabalho como: vazamento na membrana de látex, substituição da prensa, perfuração da tubulação de ar comprimido, eventual mal funcionamento da célula de carga, dificuldade de leitura do medidor de variação de volume, problemas com o software de aquisição de dados e quedas de energia. Além disso, como é comum em pesquisas, enfrentou-se dificuldade financeira e dificuldade para utilização do equipamento triaxial que era dividido com outras atividades no laboratório. Para a conclusão foi necessário realizar ensaios em sábados, domingos e feriados, o que não condizia com o horário de atividades do laboratório, mas que também é comum em pesquisas.

Capítulo 4

APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Neste capítulo são apresentados os resultados dos ensaios descritos no Capítulo 3, tendo em vista os objetivos propostos para esta pesquisa. Na primeira parte são expostos os resultados dos ensaios de resistência à compressão simples (q_u). É feita a análise dos efeitos da variação do teor de umidade de moldagem e do teor de cimento sobre comportamento mecânico. São apresentadas as curvas resistência a compressão versus fator vazios/cimento com o respectivo coeficiente de ajuste.

Na segunda parte, são apresentados os resultados dos ensaios triaxiais drenados, com 50, 100, 200 e 300 kPa de tensão efetiva de confinamento, bem como suas envoltórias (p' x q) com seus respectivos parâmetros de resistência mecânica. É feita a análise dos efeitos da variação do índice de vazios e do teor de cimento sobre o comportamento tensão-deformação e são apresentadas as curvas tensão versus fator vazios/cimento. Por fim, os resultados são comparados a areia de Osório, estudada por Cruz, 2008.

É discutido o efeito do índice de vazios das amostras e do teor de cimento da mistura sobre a resistência ao cisalhamento e sobre o comportamento volumétrico. Também serão analisadas a dilatância e as superfícies de escoamento plástico.

Os resultados da caracterização do material foram apresentados no subitem 3.3.2 desta dissertação, considerando os ensaios de granulometria, índice de vazios máximo, índice de vazios mínimo e massa específica real dos grãos da areia de Natal.

4.1. Ensaios de Resistência a Compressão Simples

Nesse item estão apresentados os resultados dos ensaios de compressão simples das amostras. Na tabela 4.1 estão apresentadas as características das

amostras ensaiadas e os valores de resistência a compressão obtidos. A identificação das amostras é feita pelo tipo de ensaio (RCS – resistência a compressão simples), o teor de cimento entre parênteses, seguido pelo teor de umidade de moldagem e a ordem de realização dos ensaios.

Tabela 4.1 - Resultados dos ensaios de resistência à compressão simples

Amostras	C (%)	w (%)	Y_d(g/cm³)	C_{iv} (%)	η/C_{iv}	V_v/V_{ci}	RCS (kPa)
RCS (2,5) 6 – 2	2,5	5,78	1,649	1,29	29,4836	29,48	945
RCS (2,5) 6 – 3	2,5	5,87	1,6418	1,28	29,8229	29,82	1059
RCS (2,5) 9 – 1	2,5	8,98	1,6409	1,28	29,8654	29,87	385
RCS (2,5) 9 – 2	2,5	9,07	1,6346	1,28	30,1688	30,17	373
RCS (2,5) 9 – 3	2,5	8,89	1,6383	1,28	29,9905	29,99	355
RCS (2,5) 12 – 1	2,5	12,1	1,6441	1,29	29,7138	29,71	180
RCS (2,5) 12 – 2	2,5	11,69	1,6471	1,29	29,5754	29,58	198
RCS (2,5) 12 – 3	2,5	11,56	1,646	1,29	29,6234	29,62	218
RCS (5) 6 – 1	5	5,98	1,6496	2,52	15,1783	15,18	2343
RCS (5) 6 – 2	5	5,94	1,6489	2,52	15,1971	15,2	2209
RCS (5) 9 – 1	5	9,06	1,6408	2,5	15,3934	15,39	1579
RCS (5) 9 – 2	5	8,89	1,6438	2,51	15,2787	15,28	1759
RCS (5) 12 – 1	5	11,95	1,6536	2,52	15,0838	15,08	786
RCS (5) 12 – 2	5	11,75	1,6525	2,52	15,1095	15,11	989
RCS (7,5) 6 – 1	7,5	6,08	1,652	3,69	10,3844	10,38	6007
RCS (7,5) 6 – 3	7,5	5,95	1,6486	3,69	10,4397	10,44	6806
RCS (7,5) 9 – 1	7,5	9,03	1,6494	3,69	10,4255	10,43	3382
RCS (7,5) 9 – 2	7,5	8,78	1,661	3,71	10,237	10,24	3406
RCS (7,5) 9 – 3	7,5	8,85	1,6557	3,7	10,3224	10,32	3478
RCS (7,5) 12 – 1	7,5	11,93	1,6542	3,7	10,347	10,35	2256
RCS (7,5) 12 – 2	7,5	12,09	1,6463	3,68	10,4769	10,48	2250
RCS (7,5) 12 – 3	7,5	11,98	1,6499	3,69	10,4178	10,42	1956
RCS (10) 6 – 1	10	5,88	1,6622	4,84	7,88858	7,89	8375
RCS (10) 6 – 2	10	6,07	1,6549	4,82	7,97998	7,98	9023
RCS (10) 6 – 3	10	5,95	1,6582	4,83	7,93817	7,94	8787
RCS (10) 9 – 1	10	8,67	1,6704	4,87	7,78758	7,79	4527
RCS (10) 9 – 3	10	9,01	1,6618	4,84	7,89333	7,89	4877
RCS (10) 12 – 1	10	12,08	1,6629	4,85	7,88006	7,88	3999
RCS (10) 12 – 2	10	11,58	1,6586	4,83	7,93417	7,93	3892
RCS (10) 12 – 3	10	11,97	1,6558	4,82	7,96911	7,97	4080

As Figuras 4.1 a 4.8 apresentam os gráficos gerados a partir dos resultados da tabela 4.1. A seguir tem-se os gráficos da resistência a compressão simples variando em função de alguns fatores. A Figura 4.1 apresenta os resultados em termos da quantidade de cimento das amostras para com o teor de umidade de moldagem.

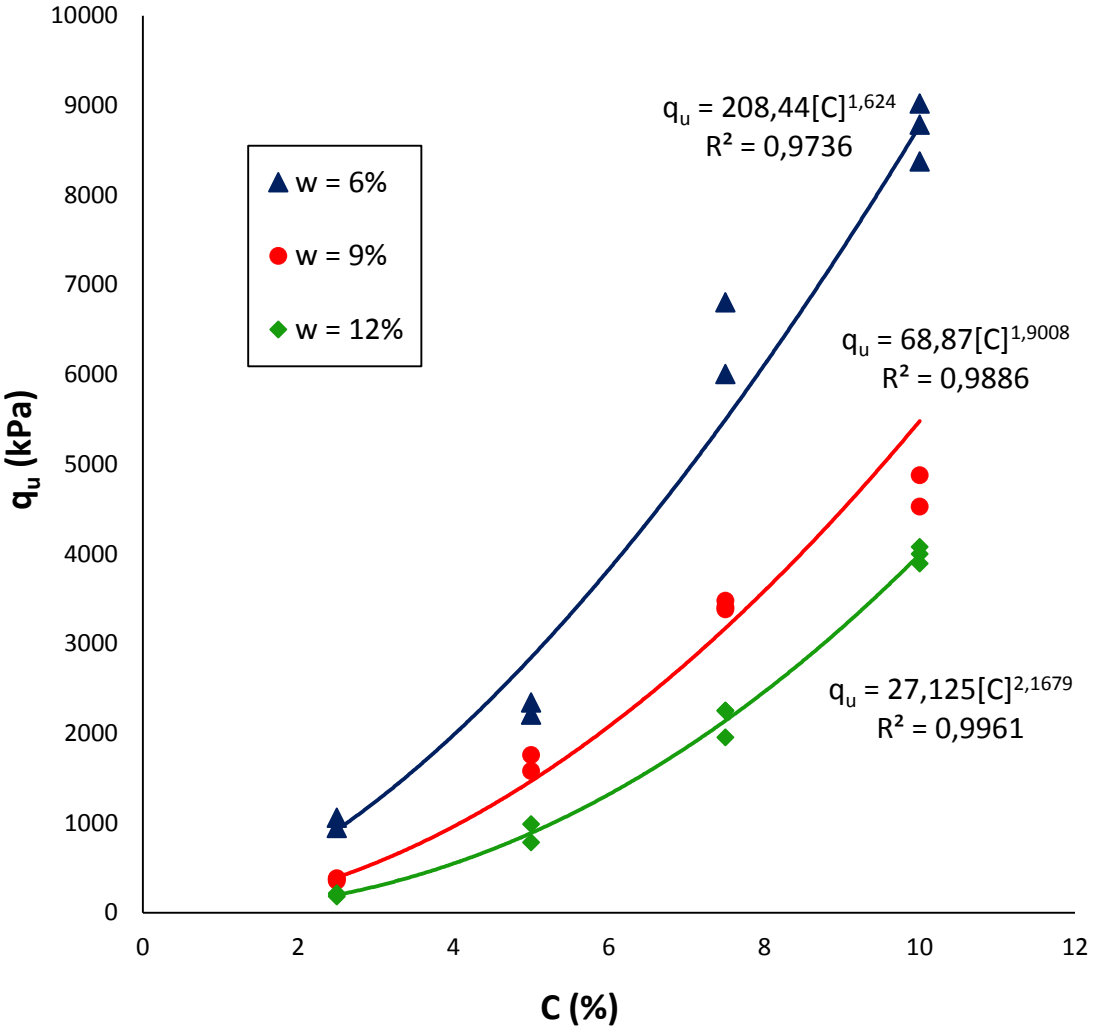


Figura 4.1 - Gráfico da resistência à compressão simples x teor de cimento

Percebe-se que a resistência à compressão simples teve um aumento com o aumento do teor de cimento, para os três teores de umidade analisados. Verifica-se também que, para o menor teor de cimento (2,5%) o teor de umidade de moldagem exerce pouca influência sobre a resistência à compressão simples. Quanto maior o teor de cimento, maior a influência da umidade de moldagem.

A Figura 4.2 apresenta a resistência à compressão simples como função do teor de umidade de moldagem para as amostras com diferentes teores de cimento. Observa-se o aumento da resistência com a diminuição do teor de umidade de moldagem. Neste gráfico também é possível observar a pouca influência que a umidade de moldagem exerce em amostras com baixo teor de cimento, comparativamente aos teores de cimento mais elevados (7,5 e 10%).

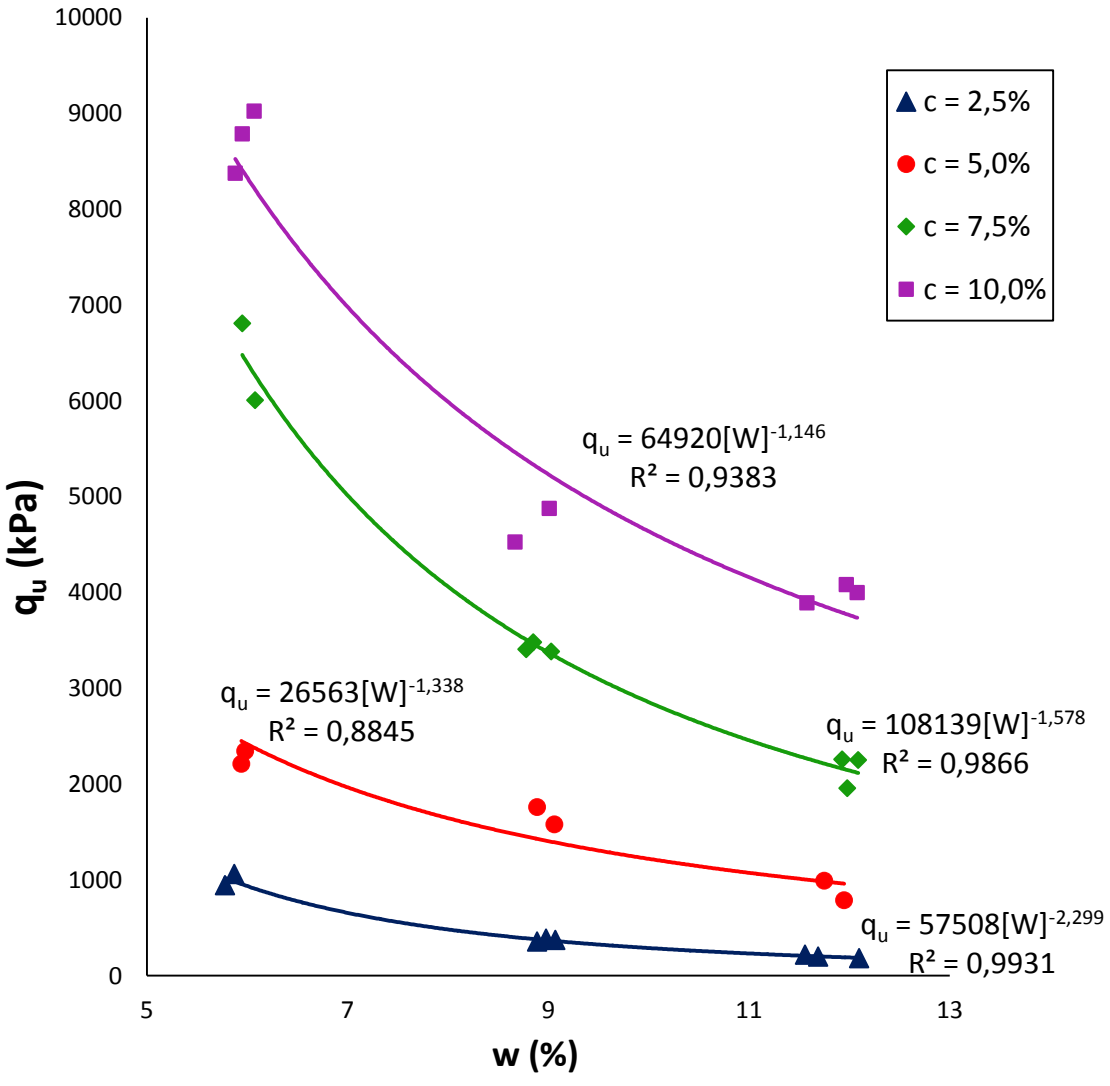


Figura 4.2 - Gráfico da resistência à compressão simples x teor de umidade de moldagem

No gráfico da Figura 4.3 de resistência à compressão simples versus o inverso do volume de cimento são apresentadas as curvas para os teores de umidade estudados.

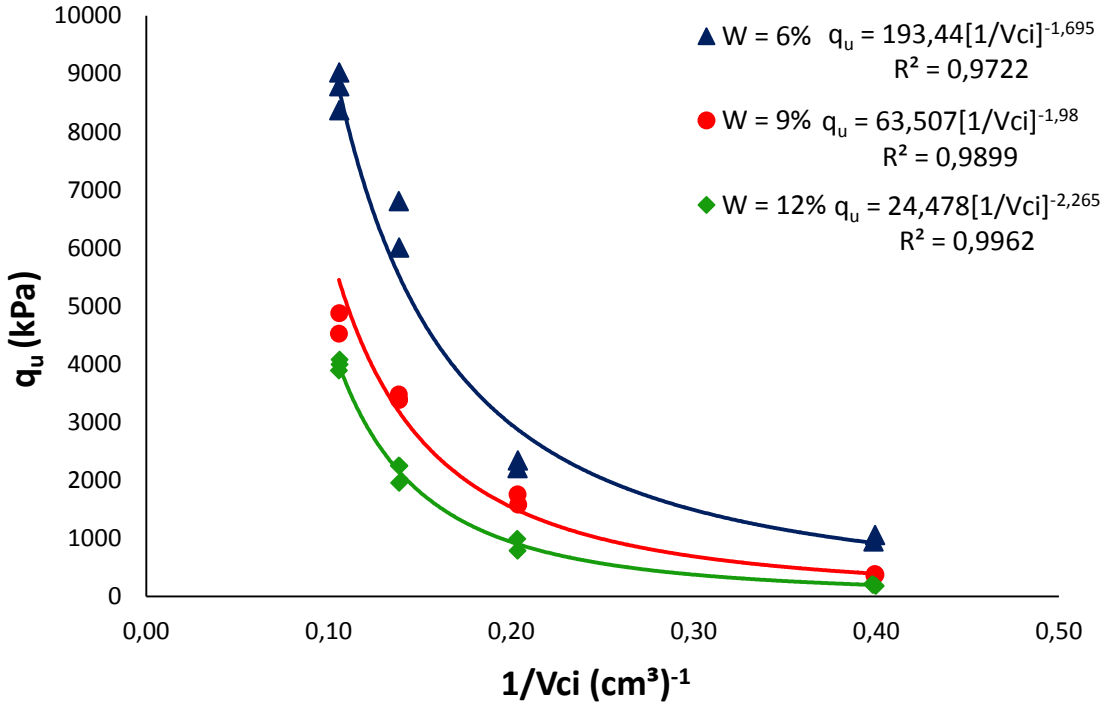


Figura 4.3 - Resistência à compressão simples pelo inverso do volume de cimento

Analisando a Figura 4.3 verifica-se que quanto maior a razão inversa do volume de cimento, menor será a resistência das amostras. Observa-se também que, quanto maior a razão inversa do volume de cimento menor é o efeito do teor de umidade de moldagem, uma vez que conforme mostra a Figura 4.6 as curvas se aproximam uma das outras

A Figura 4.4 ilustra os resultados de RCS pelo fator vazios/cimento expresso em termos de volume de vazios e volume de cimento e apresenta as curvas para todos os teores de umidade estudados. Da análise da Figura 4.4 pode-se concluir que quanto maior a relação vazios/cimento, menor a resistência à compressão simples.

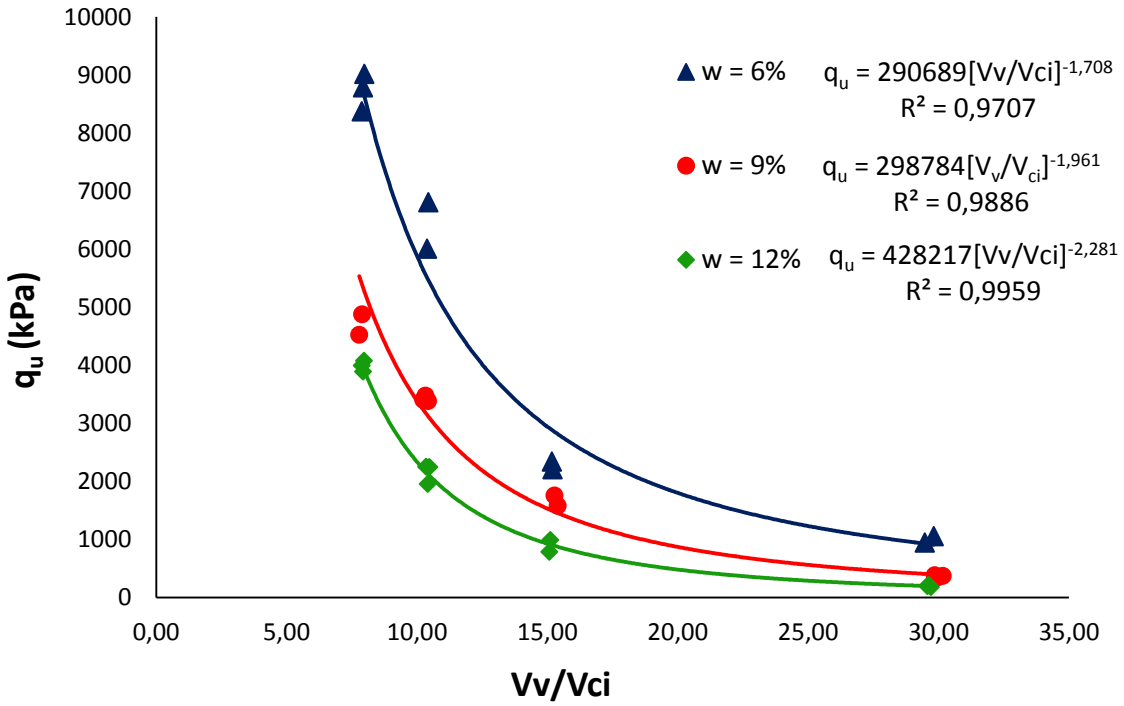


Figura 4.4 - Resistência à compressão simples x Relação vazios/cimento

A Figura 4.5 apresenta a resistência à compressão simples como função da razão vazios/cimento (η/Civ) para os três teores de umidade de moldagem usados nas misturas e os diferentes teores de cimento aplicados. O coeficiente encontrado, ao qual a curva se ajusta melhor aos pontos, foi de 1. Este expoente de ajuste é menor do que de solos de granulometria mais grossa já estudados e compatível com o teor de finos das amostras. Desta forma, é possível comparar as curvas de tendência dos diferentes teores de umidade de moldagem.

A análise da Figura 4.5 permite verificar a importante influência do teor de umidade na resistência à compressão simples da areia artificialmente cimentada. Pode-se observar que, quanto menor o teor de umidade, maior é a resistência, considerando umidades de moldagem entre 6 e 12%, estudados nesta pesquisa.

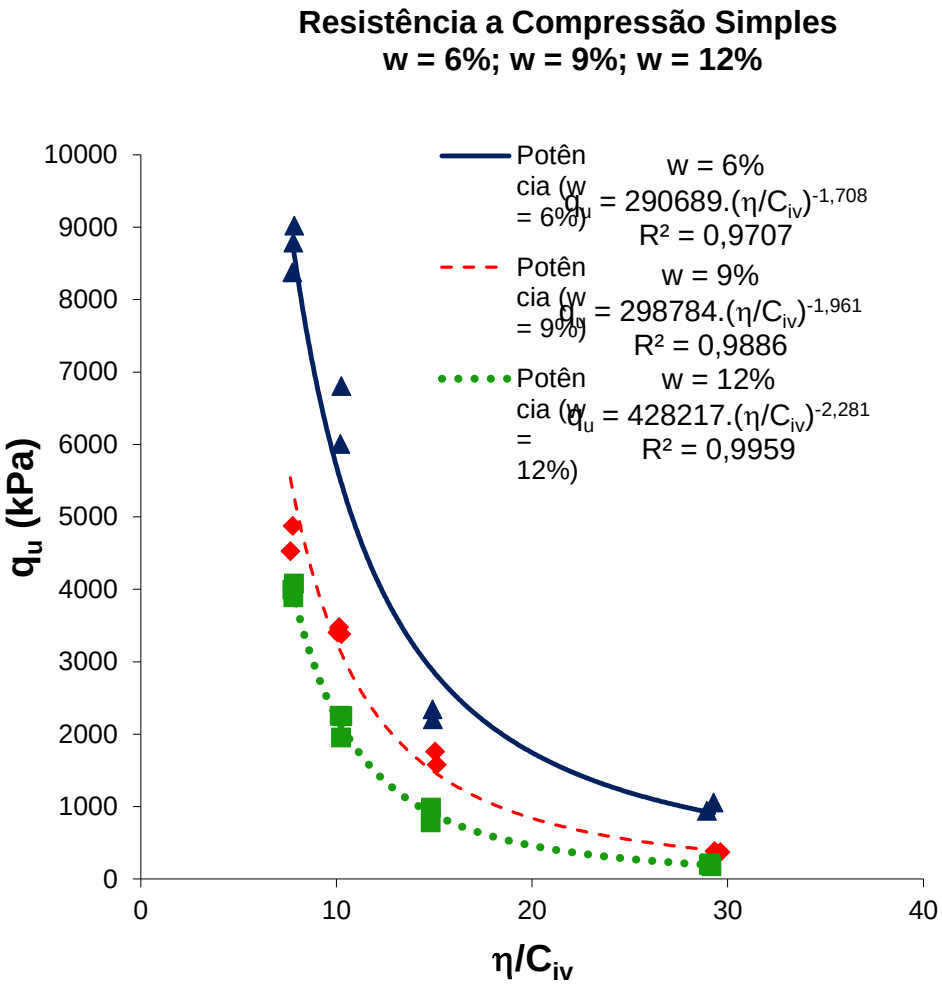


Figura 4.5 - Variação da resistência à compressão simples com a umidade de moldagem

4.1.1 Comparação da areia de Natal com a areia de Osório

Lopes (2012) realizou ensaios de compressão simples para a mesma areia de Natal, variando o índice de vazios e o teor de cimento sob as condições inundada e não inundada. Foram utilizados índices de vazios de 0,7; 0,9 e 1,1. Os teores de cimento estudados foram de 2,5%; 5,0% e 10,0%. Ele analisou a influência das condições (inundada e não inundada), do teor de cimento e do índice de vazios sobre a resistência a compressão simples. Com os dados dos ensaios encontrados na dissertação de Lopes (2012) foi possível elaborar o gráfico (Figura 4.6) da resistência em função do fator vazios/cimento (η/C_{iv}) para as amostras inundadas. Utilizou-se o

expoente de ajuste de 1 para uma melhor comparação com a areia de Osório. O coeficiente de correlação encontrado foi 0,80 devido uma maior dispersão dos pontos.

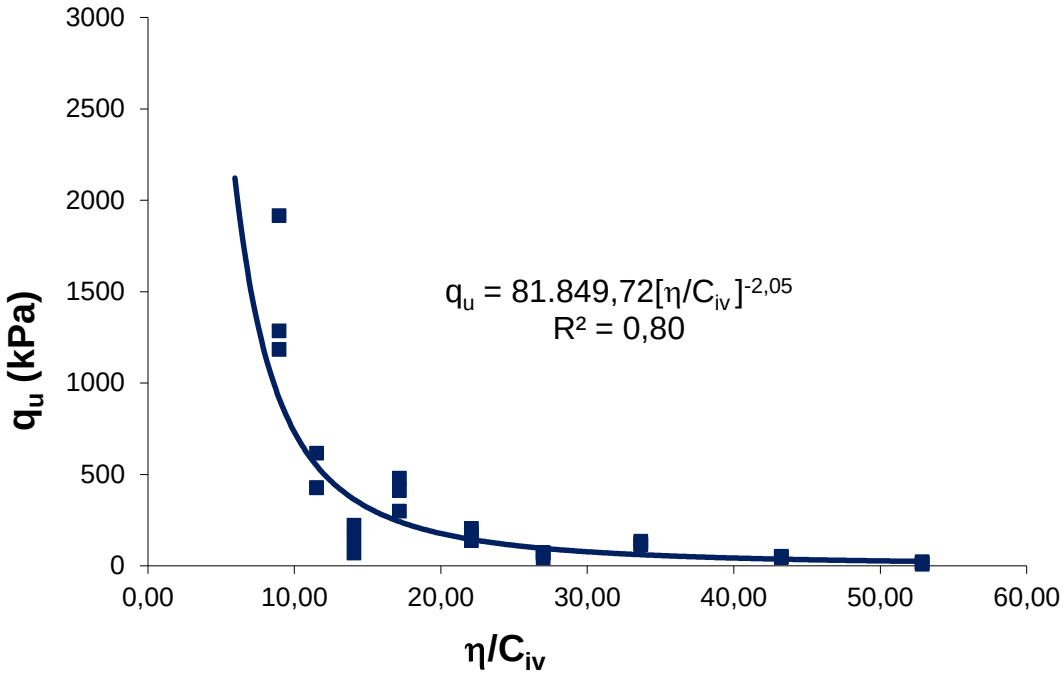


Figura 4.6 - Gráfico da resistência a compressão simples x fator vazios/cimento (Elaborado com os resultados obtidos por Lopes, 2012)

Cruz (2008) também realizou ensaios de compressão simples para a areia de Osório variando o índice de vazios (0,68; 0,73 e 0,80) e o teor de cimento (1, 3, 5, 7, 9 e 12%). Ao analisar a resistência a compressão em função do fator vazios/cimento, chegou ao expoente de ajuste igual a 1 (Figura 4.7).

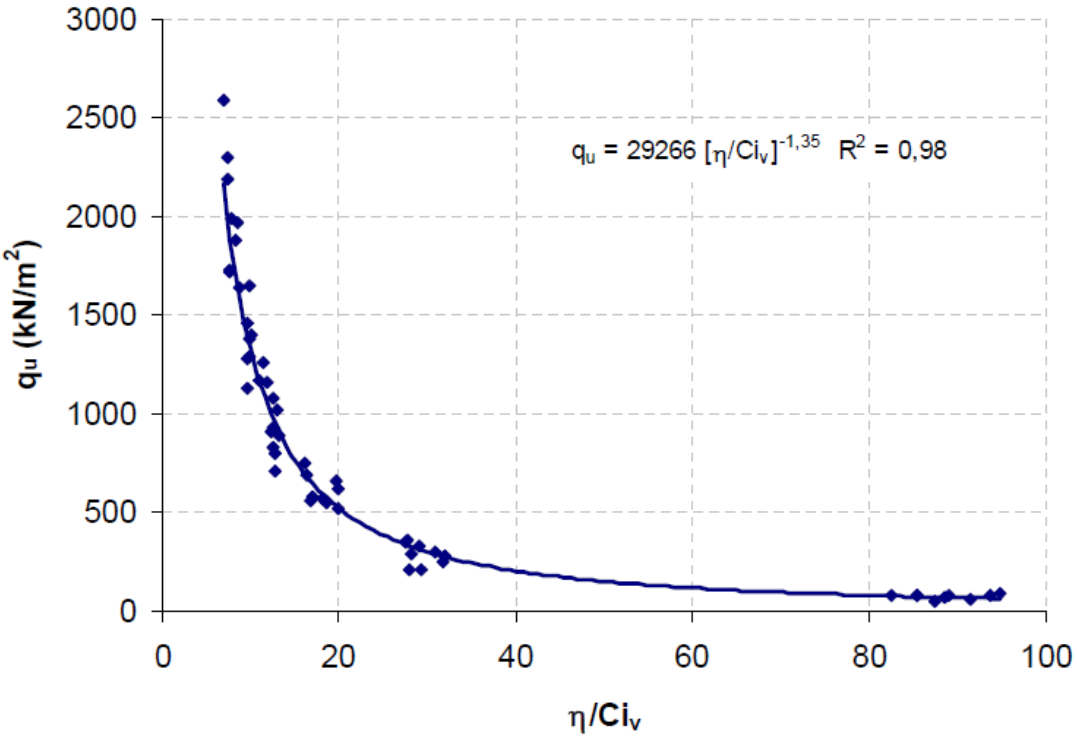


Figura 4.7 - Resistência a compressão simples em função do fator vazios/cimento (Fonte: Cruz,2008)

A Figura 4.8 mostra a comparação das curvas de resistência a compressão versus fator vazios/cimento, apresentadas na Figura 4.6 (dados de Lopes, 2012) e Figura 4.7 (Cruz, 2008), com seus respectivos expoentes ajustados (1). De acordo com Cruz (2008), o expoente que ajusta a curva aumenta com o aumento da granulometria do material. Entretanto, encontrou-se o mesmo expoente para ambas as areias.

Observando a Figura 4.8 percebe-se que a curva referente a areia de Natal fica abaixo da curva da areia de Osório, como seria previsto pela granulometria das areias. Pode-se dizer também que o fator vazios/cimento constitui-se num bom parâmetro de dosagem tanto para a areia de Natal quanto para a areia de Osório.

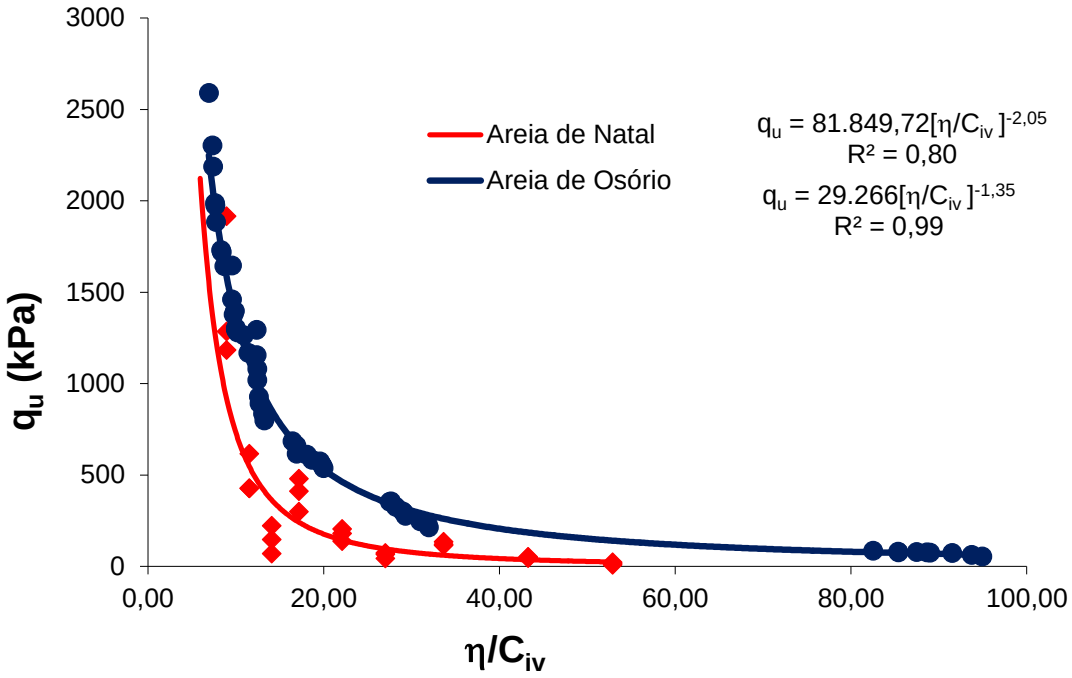


Figura 4.8 - Comparação entre a areia de Natal e a areia de Osório

4.2. Ensaios Triaxiais Drenados na Areia de Natal

Nesse item estão apresentados os resultados dos 48 ensaios triaxiais drenados das amostras de solo puro e artificialmente cimentado.

Na tabela 4.2 estão apresentadas as características das amostras e tensão desvio na ruptura de todos os ensaios realizados. Nas Figuras 4.9 a 4.20 estão apresentados os gráficos tensão-deformação, variação volumétrica e as envoltórias de pico e de grandes deformações no espaço q' x p dos ensaios ordenados pelo índice de vazios.

Tabela 4.2 - Ensaios triaxiais drenados

Ensaio	e	C (%)	η	C_{iv}	η/C_{iv}	$q_{máx}$ (kPa)
CID (0,0) 50 E1	0,61	0	37,86	0	-	138
CID (0,0) 50 E2	0,7	0	41,26	0	-	125
CID (0,0) 50 E3	0,83	0	45,31	0	-	104
CID (0,0) 100 E1	0,61	0	37,95	0	-	293
CID (0,0) 100 E2	0,71	0	41,6	0	-	224
CID (0,0) 100 E3	0,81	0	44,76	0	-	220
CID (0,0) 200 E1	0,62	0	38,3	0	-	552
CID (0,0) 200 E2	0,72	0	41,85	0	-	455
CID (0,0) 200 E3	0,8	0	44,52	0	-	433
CID (0,0) 300 E1	0,63	0	38,48	0	-	717
CID (0,0) 300 E2	0,72	0	41,76	0	-	660
CID (0,0) 300 E3	0,8	0	44,52	0	-	637
CID (2,5) 50 E1	0,61	2,5	37,91	1,28	29,7	327
CID (2,5) 50 E2	0,71	2,5	41,49	1,2	34,48	268
CID (2,5) 50 E3	0,81	2,5	44,81	1,13	39,5	215
CID (2,5) 100 E1	0,61	2,5	37,74	1,28	29,48	545
CID (2,5) 100 E2	0,7	2,5	41,23	1,21	34,13	404
CID (2,5) 100 E3	0,81	2,5	44,66	1,14	39,25	335
CID (2,5) 200 E1	0,61	2,5	37,91	1,28	29,7	873
CID (2,5) 200 E2	0,71	2,5	41,57	1,2	34,6	604
CID (2,5) 200 E3	0,81	2,5	44,74	1,14	39,37	504
CID (2,5) 300 E1	0,6	2,5	37,56	1,28	29,25	1094
CID (2,5) 300 E2	0,72	2,5	41,74	1,2	34,84	837
CID (2,5) 300 E3	0,8	2,5	44,5	1,14	38,99	810
CID (5) 50 E1	0,61	5	37,9	2,5	15,15	665
CID (5) 50 E2	0,71	5	41,47	2,36	17,58	557
CID (5) 50 E3	0,81	5	44,72	2,23	20,08	468
CID (5) 100 E1	0,61	5	37,9	2,5	15,15	860
CID (5) 100 E2	0,7	5	41,22	2,37	17,4	614
CID (5) 100 E3	0,81	5	44,64	2,23	20,01	539
CID (5) 200 E1	0,61	5	37,9	2,5	15,15	1243
CID (5) 200 E2	0,71	5	41,55	2,35	17,65	969
CID (5) 200 E3	0,81	5	44,72	2,23	20,08	746
CID (5) 300 E1	0,62	5	38,25	2,49	15,38	1506
CID (5) 300 E2	0,72	5	41,81	2,34	17,83	1086
CID (5) 300 E3	0,8	5	44,48	2,24	19,88	1047
CID (7,5) 50 E1	0,61	7,5	88,24	3,67	10,37	1014
CID (7,5) 50 E2	0,71	7,5	88,24	3,46	11,99	824
CID (7,5) 50 E3	0,81	7,5	88,24	3,27	13,69	680
CID (7,5) 100 E1	0,61	7,5	88,24	3,69	10,26	1251
CID (7,5) 100 E2	0,71	7,5	88,24	3,47	11,95	1173
CID (7,5) 100 E3	0,81	7,5	88,24	3,28	13,65	891
CID (7,5) 200 E1	0,6	7,5	88,24	3,7	10,14	1577
CID (7,5) 200 E2	0,72	7,5	88,24	3,45	12,08	1274
CID (7,5) 200 E3	0,81	7,5	88,24	3,28	13,6	1290
CID (7,5) 300 E1	0,62	7,5	88,24	3,66	10,45	1739
CID (7,5) 300 E2	0,72	7,5	88,24	3,45	12,12	1502
CID (7,5) 300 E3	0,8	7,5	88,24	3,29	13,52	1420

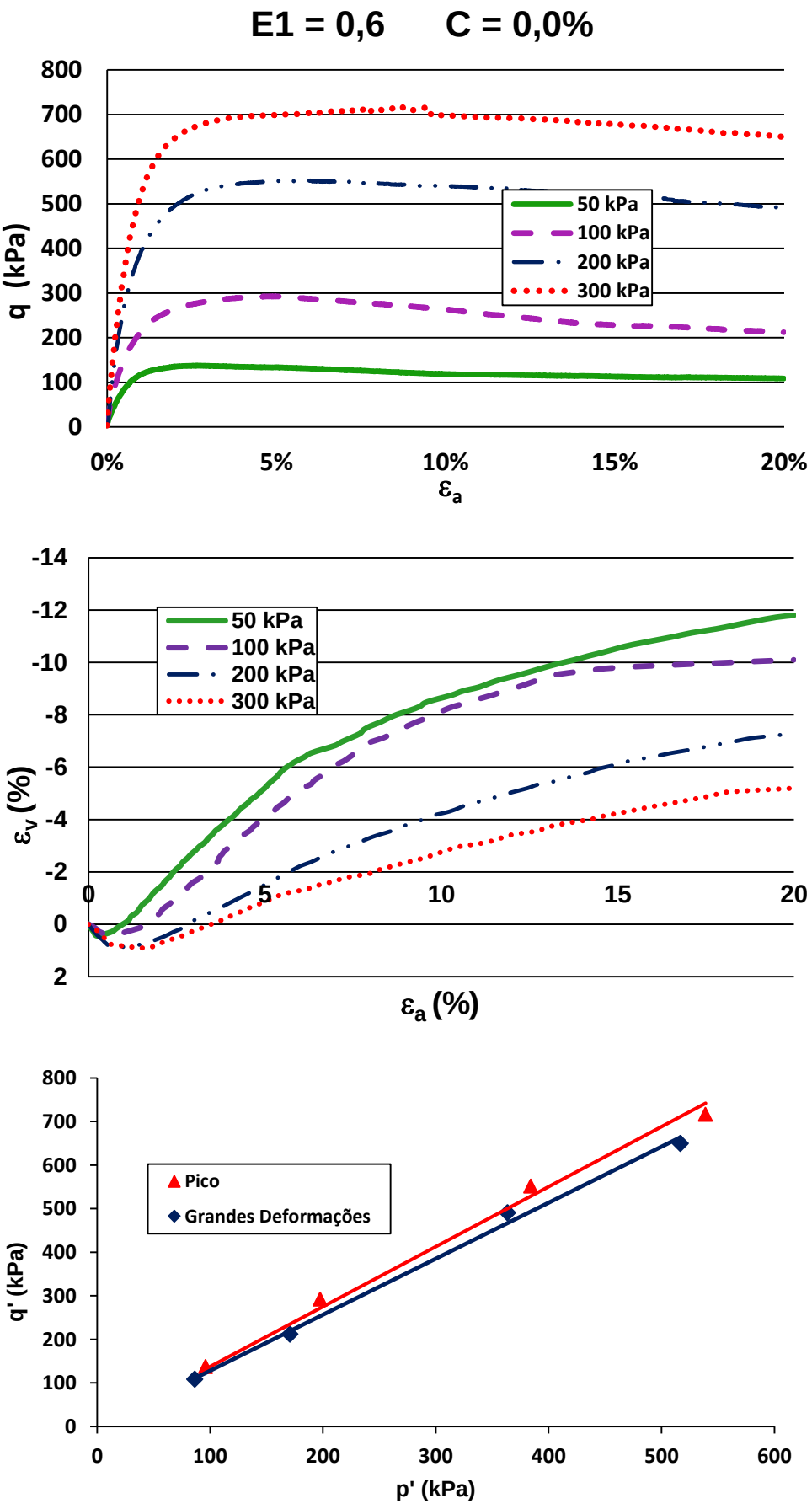


Figura 4.9 – Tensão – Deformação, Variação Volumétrica e Envoltórias para E1 = 0,6 e C = 0,0%

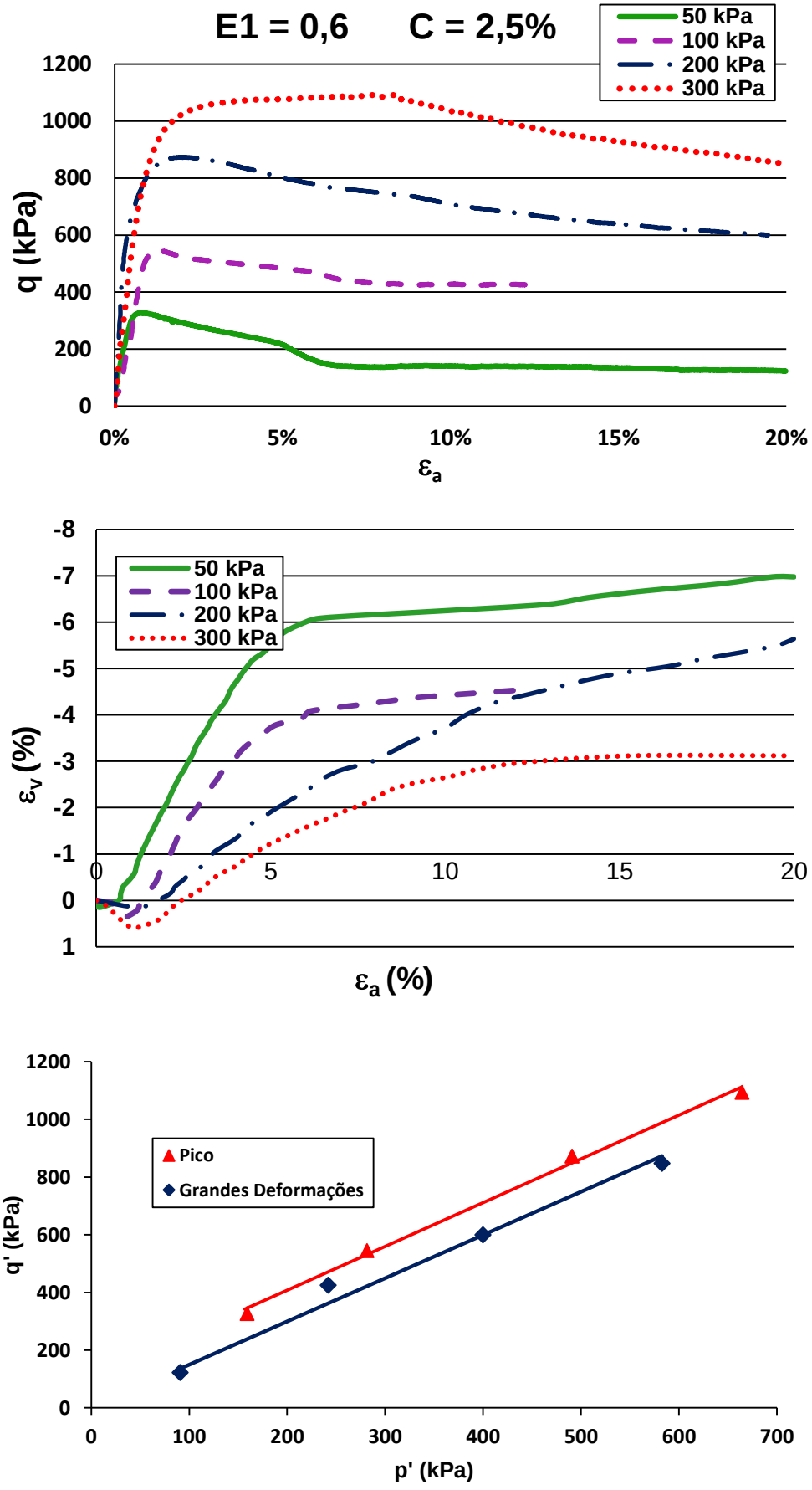


Figura 4.10 - Tensão – Deformação, Variação Volumétrica e Envoltórias para E1 = 0,6 e C = 2,5%

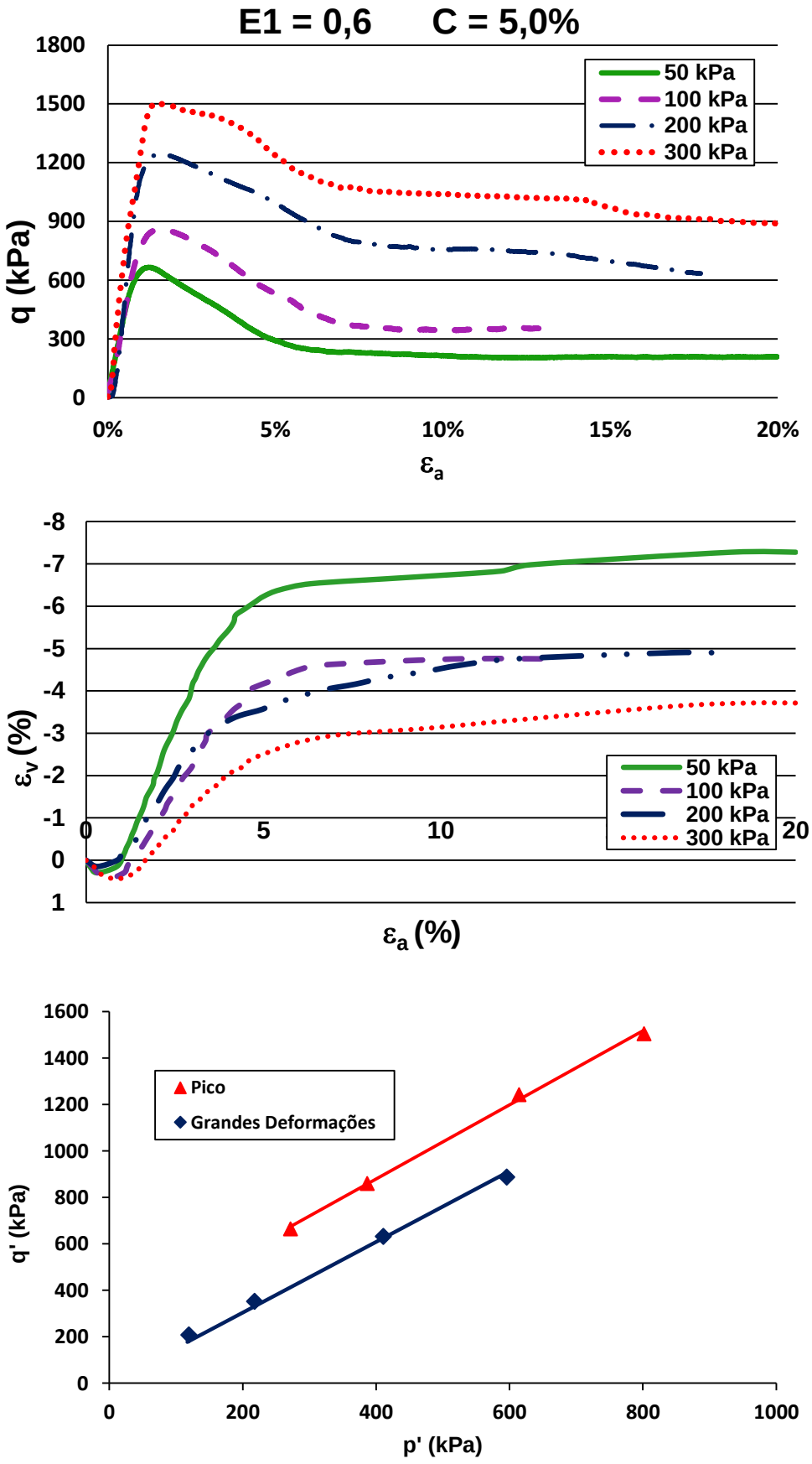


Figura 4.11 - Tensão – Deformação, Variação Volumétrica e Envoltórias para E1 = 0,6 e C = 5,0%

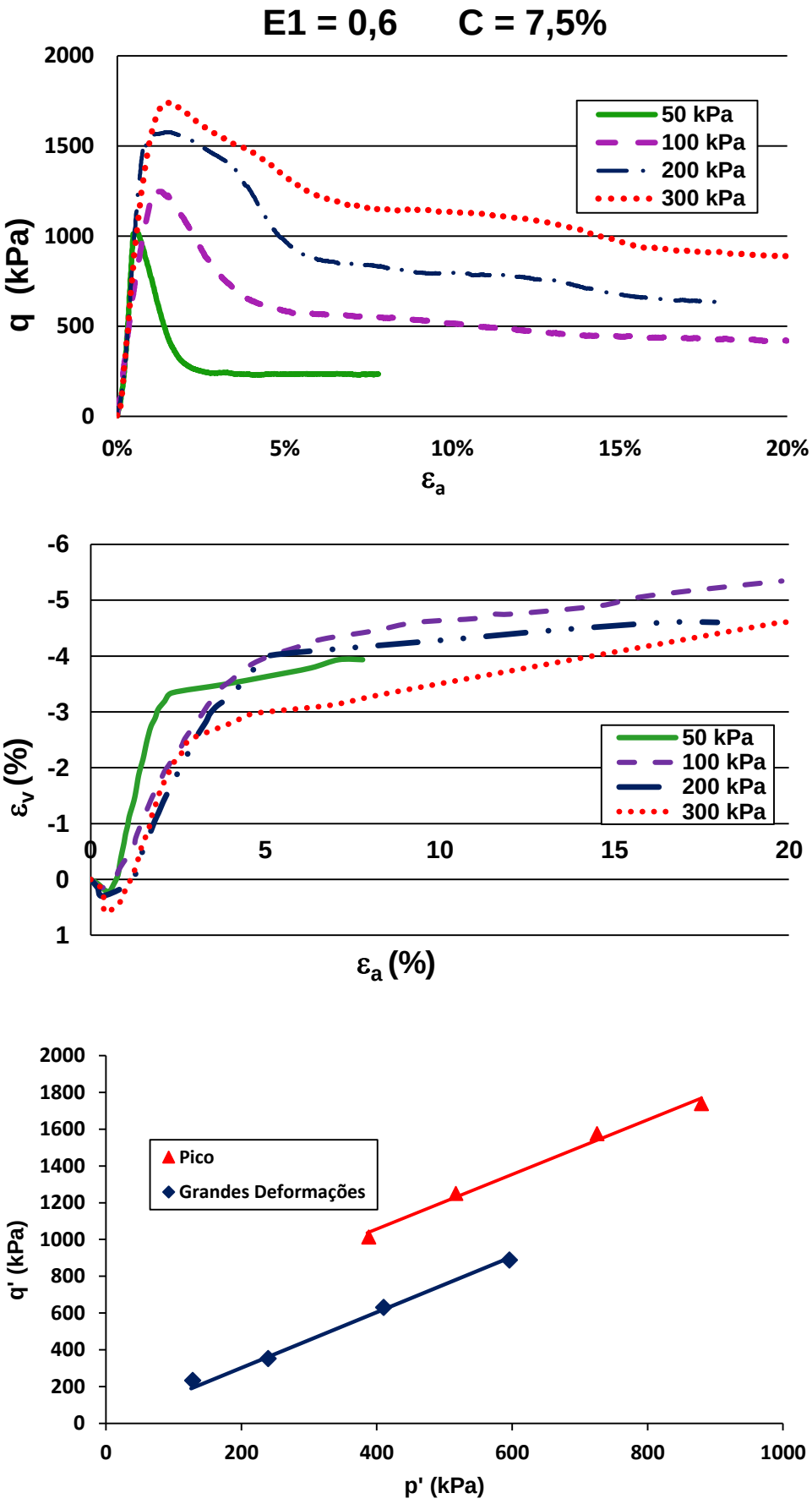


Figura 4.12 - Tensão – Deformação, Variação Volumétrica e Envoltórias para E1 = 0,6 e C = 7,5%

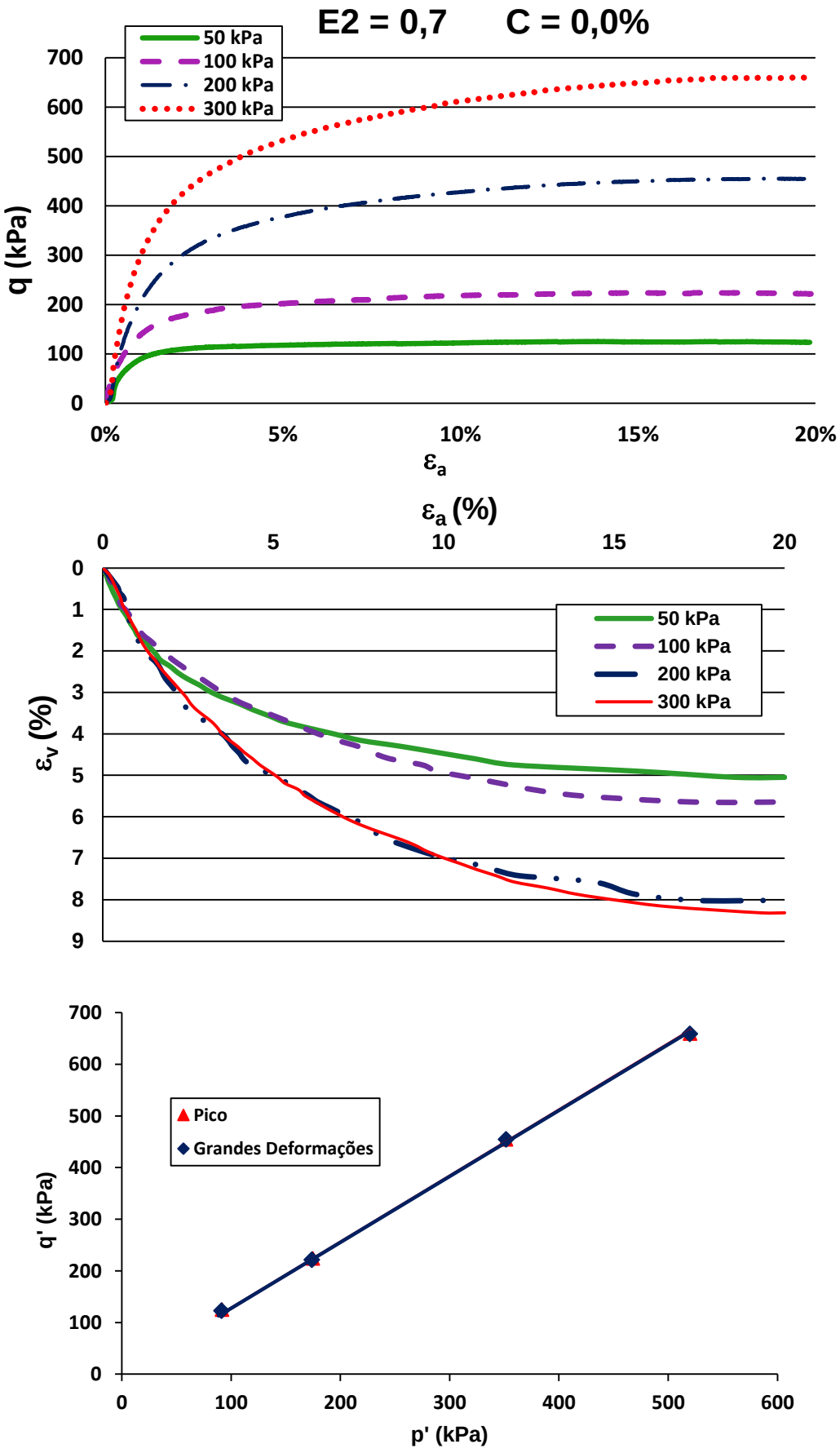


Figura 4.13 - Tensão – Deformação, Variação Volumétrica e Envoltórias para E2 = 0,7 e C = 0,0%

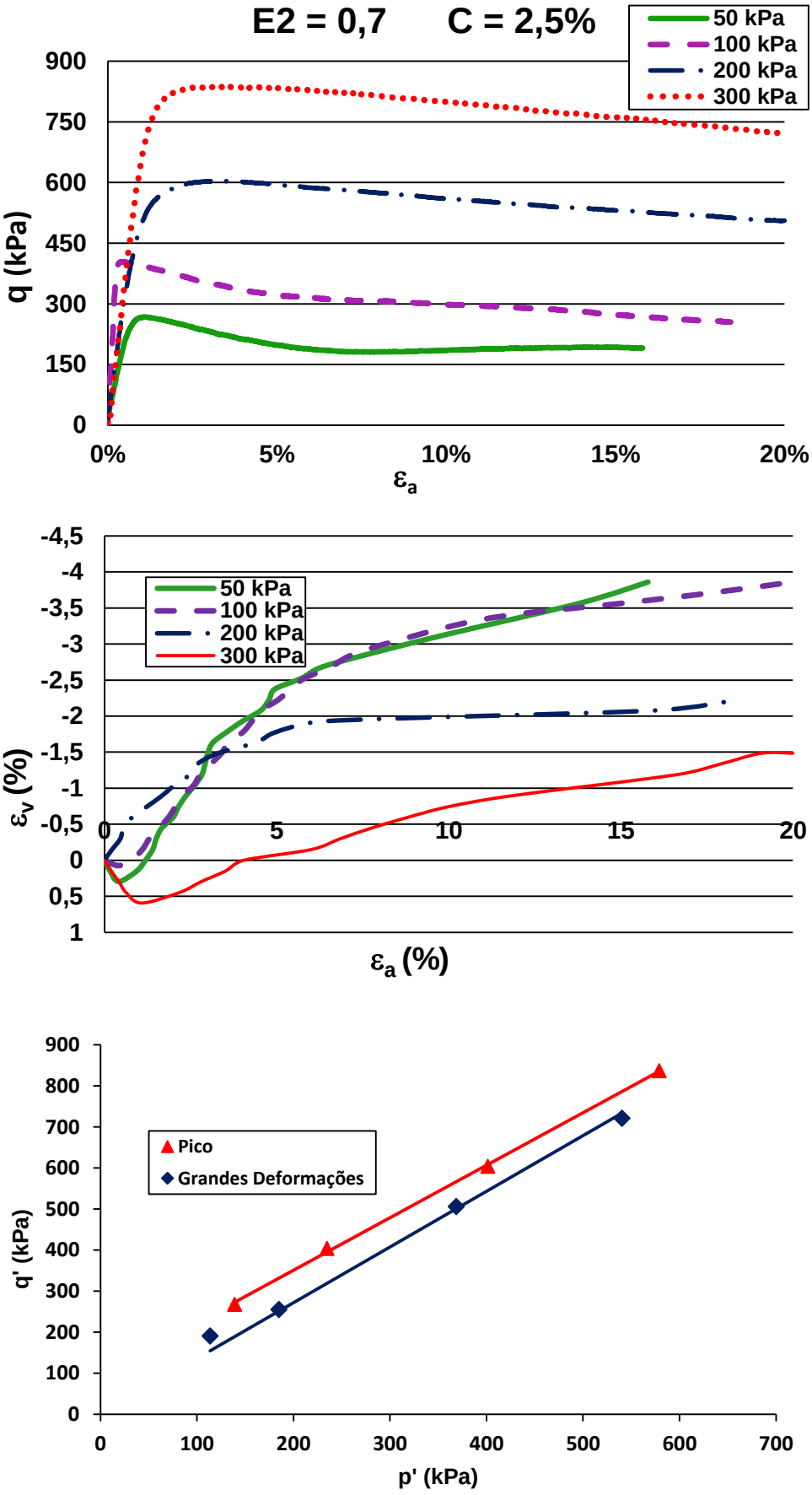


Figura 4.14 - Tensão – Deformação, Variação Volumétrica e Envoltórias para E2 = 0,7 e C = 2,5%

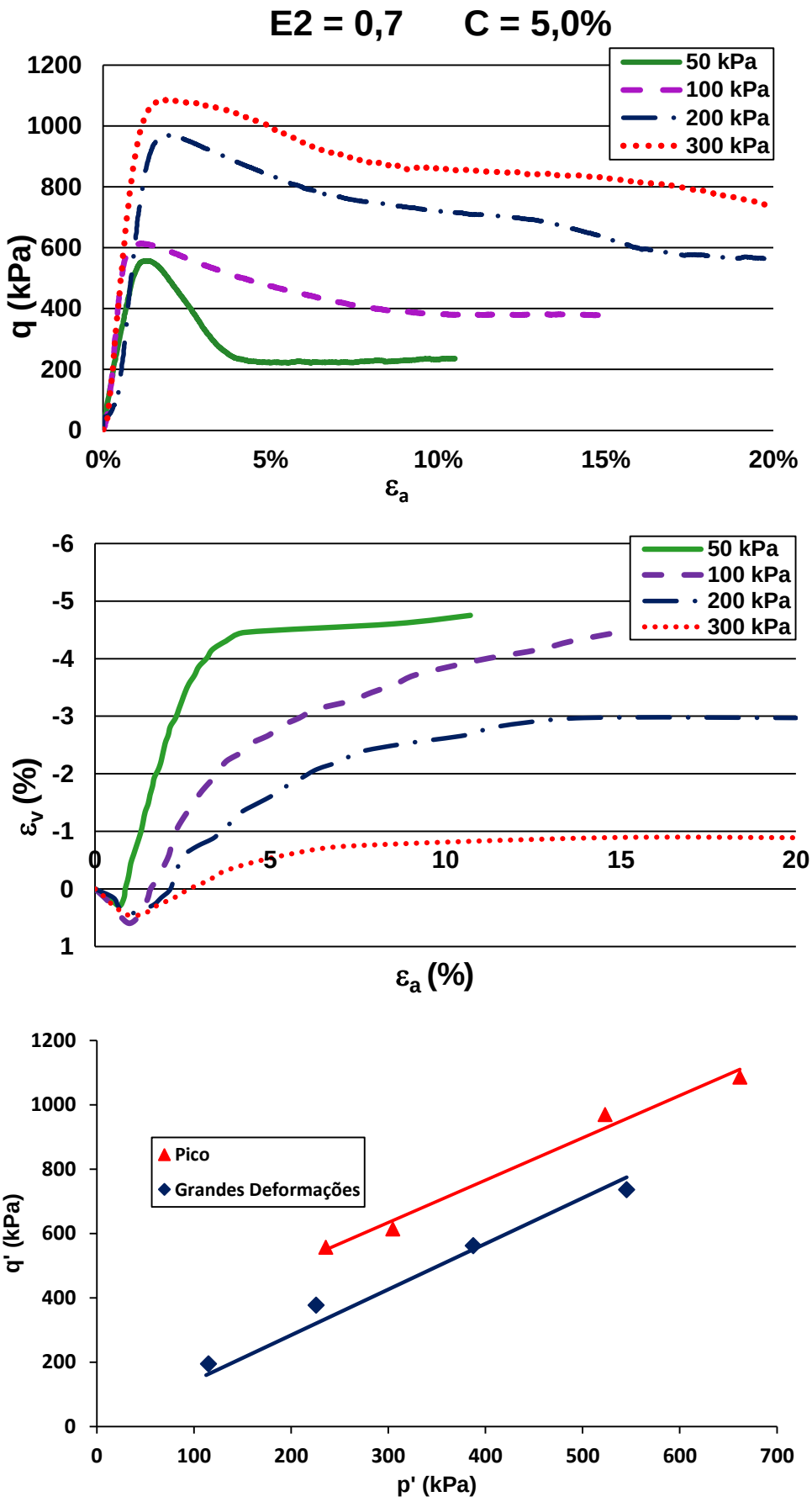


Figura 4.15 - Tensão – Deformação, Variação Volumétrica e Envoltórias para E2 = 0,7 e C = 5,0%

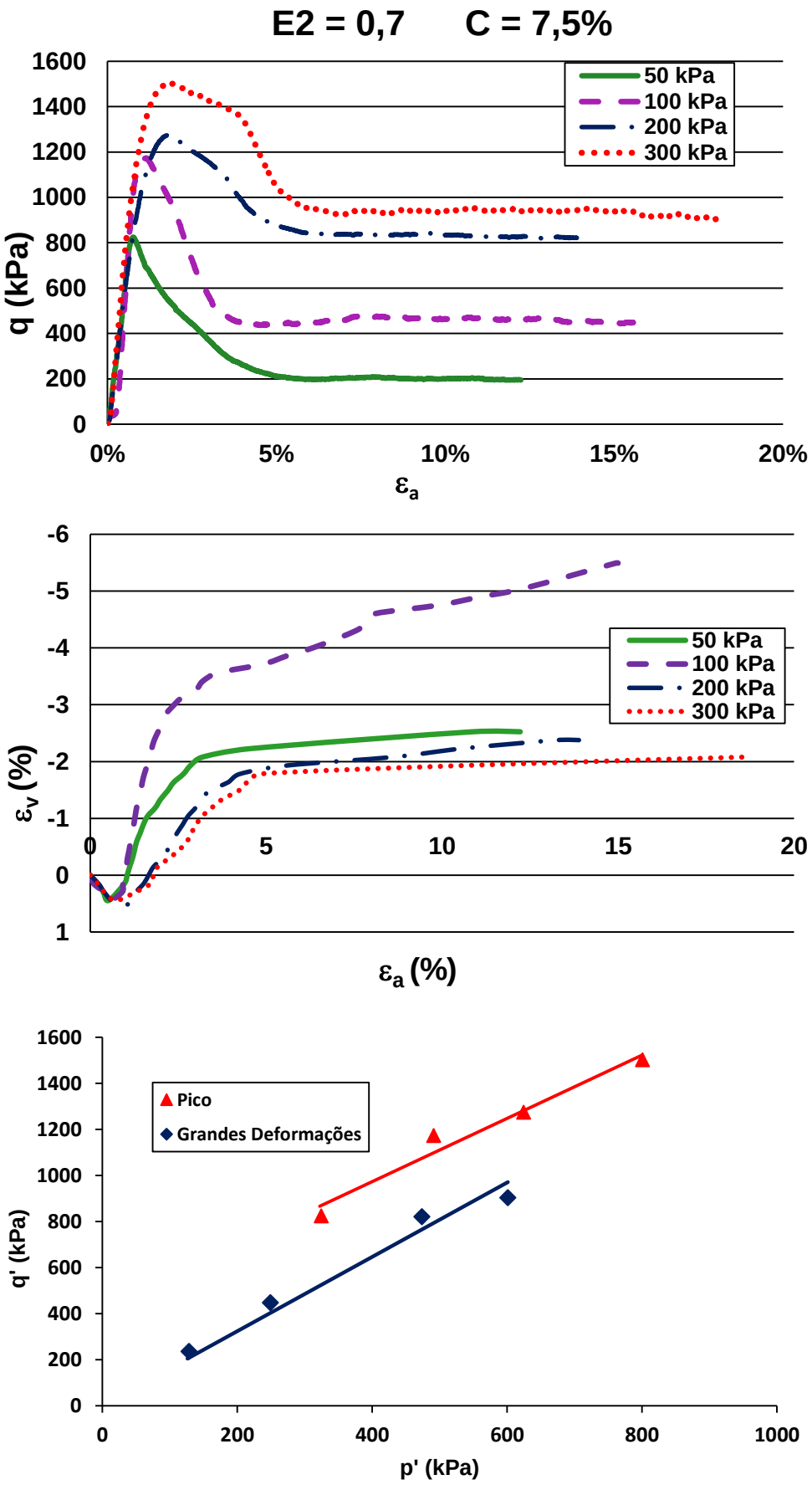


Figura 4.16 - Tensão – Deformação, Variação Volumétrica e Envoltórias para E2 = 0,7 e C = 7,5%

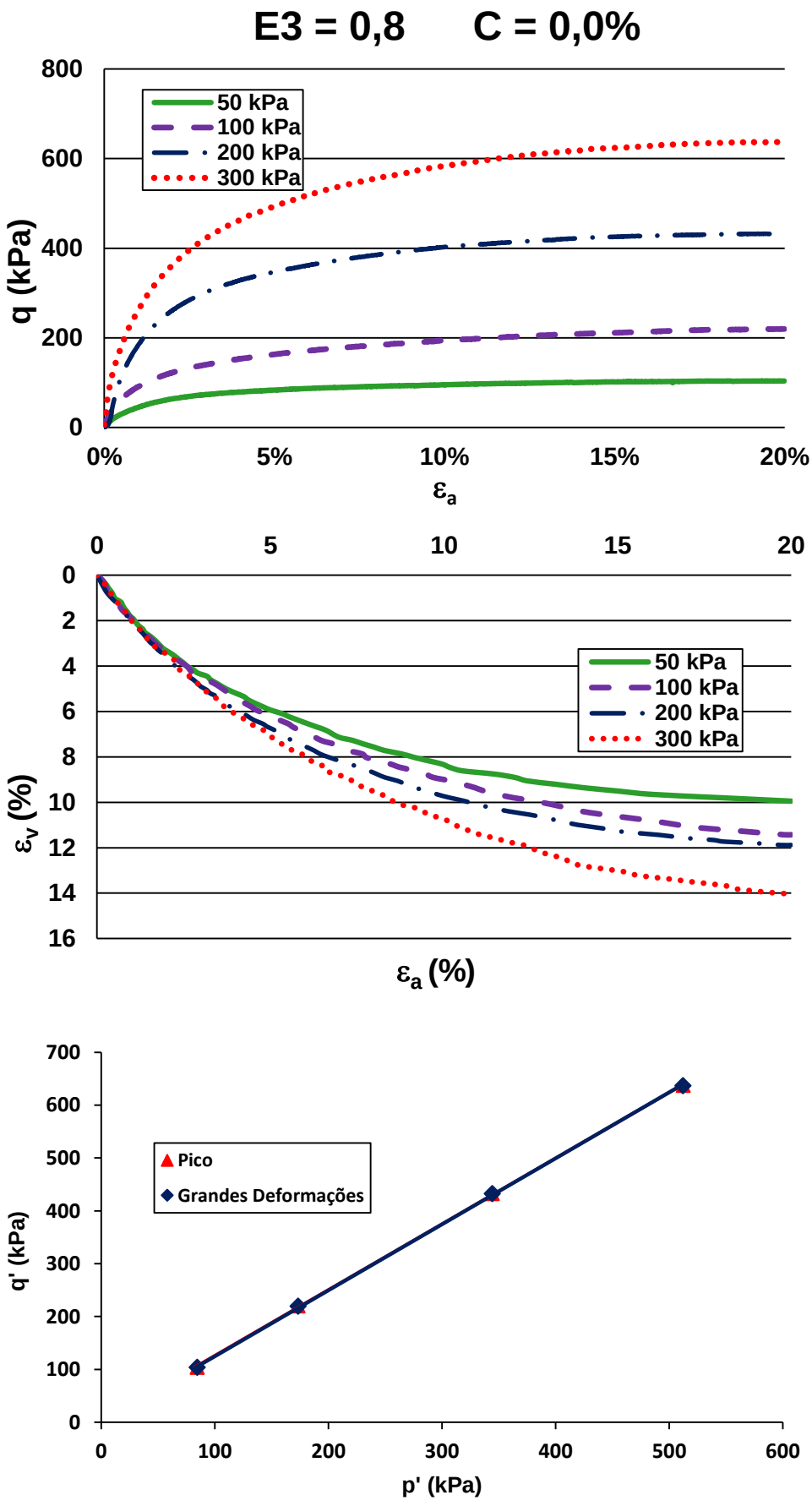


Figura 4.17 - Tensão – Deformação, Variação Volumétrica e Envoltórias para E3 = 0,8 e C = 0,0%

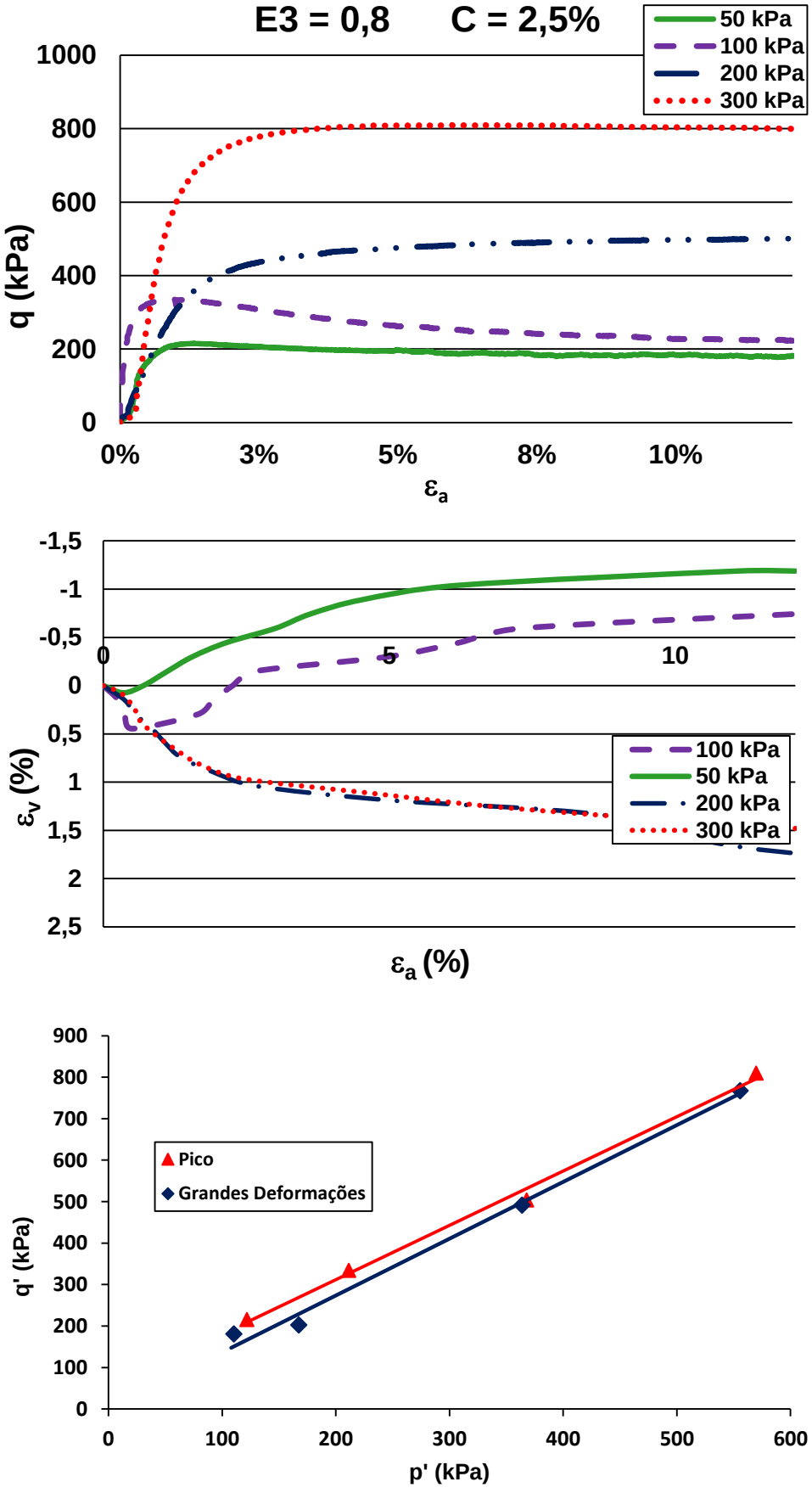


Figura 4.18 - Tensão – Deformação, Variação Volumétrica e Envoltórias para E3 = 0,8 e C = 2,5%

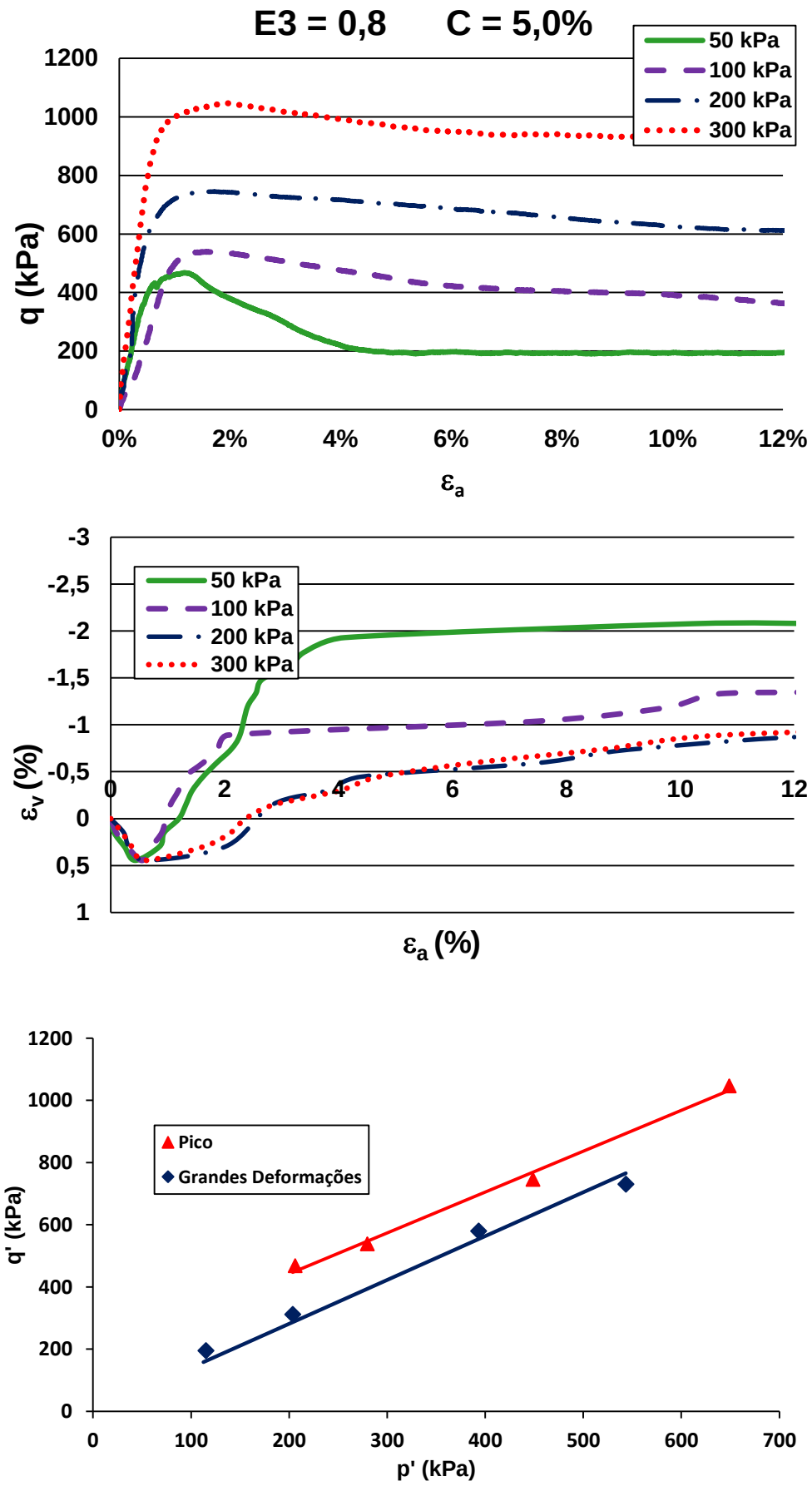


Figura 4.19 - Tensão – Deformação, Variação Volumétrica e Envoltórias para E3 = 0,8 e C = 5,0%

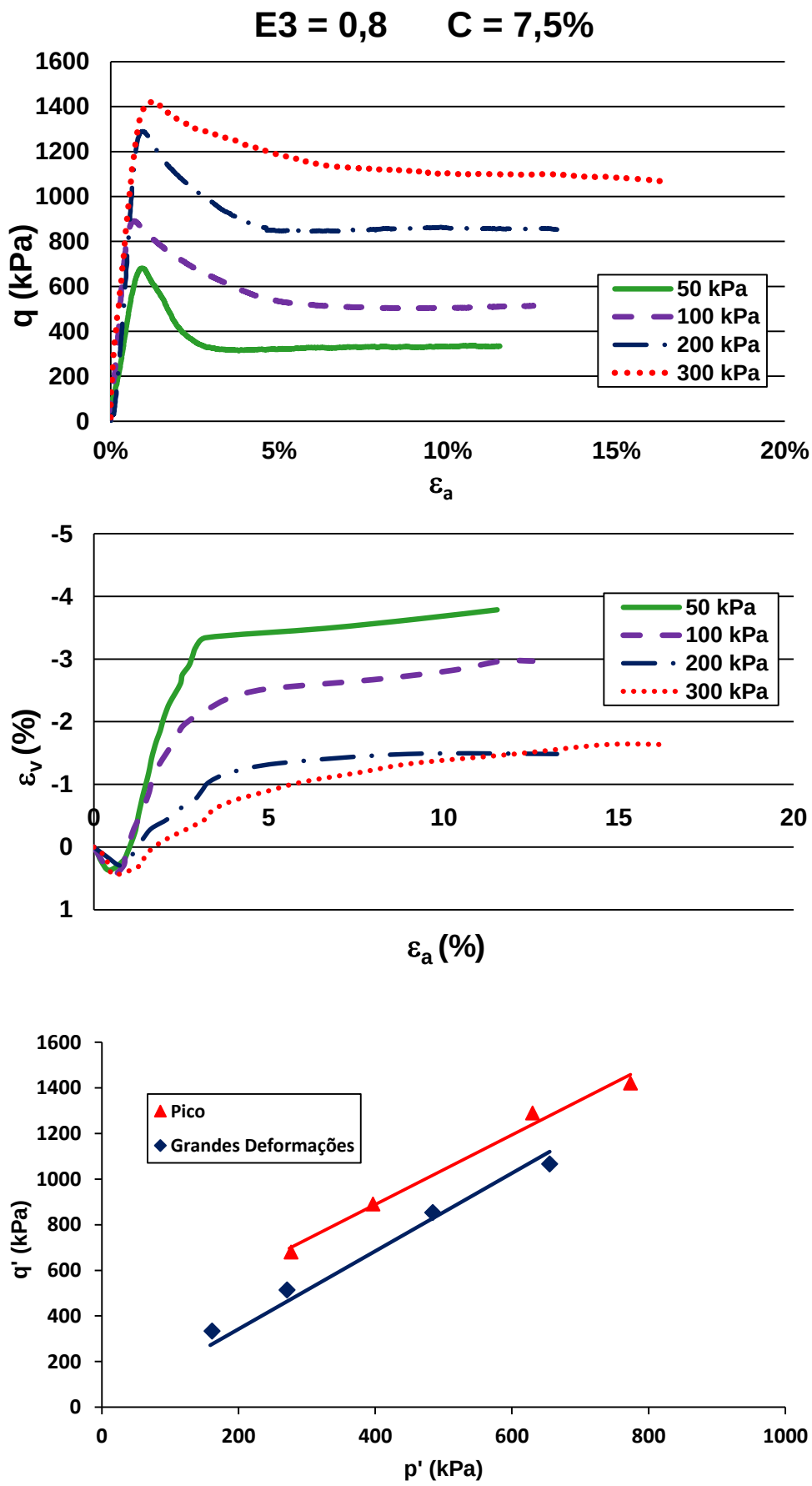


Figura 4.20 - Tensão – Deformação, Variação Volumétrica e Envoltórias para E3 = 0,8 e C = 7,5%

As amostras de solo puro não apresentaram pico nem plano de ruptura bem definidos. A tensão desvio máxima para essas amostras só acontece com grandes deformações axiais. As exceções são as amostras com E1 = 0,6 para as tensões confinantes de 50, 100 e 200 kPa.

As amostras com cimentação artificial apresentaram um comportamento rígido inicial, ruptura apresentando um pico bem definido e um plano de ruptura no cisalhamento bem pronunciado. As amostras com elevados índices de vazios (0,7 e 0,8) e baixo teor de cimento (2,5%), não apresentaram pico bem definido para as tensões confinantes de 200 e 300 kPa.

A deformação axial de pico nas amostras cimentadas (excluindo-se aquelas que não apresentaram pico bem definido, CID(2,5)200E2, CID(2,5)300E2, CID(2,5)200E3 e CID(2,5)300E3) foi pequena (variando de 0,6% a 1,3%) para as amostras rompidas sob tensão efetiva de 50 kPa, (de 0,5% a 1,5% de deformação) sob tensão efetiva de 100 kPa, (de 1% a 3% de deformação) sob tensão efetiva de 200 kPa e (de 1% a 4% de deformação) com 300 kPa. As amostras com maior teor de cimento (7,5%) e menores tensões confinante (50 e 100 kPa) apresentaram queda brusca de resistência, demonstrando um comportamento frágil. Tal fato foi mais perceptível em corpos de prova com menor índice de vazios (0,60).

Observa-se que para todas as amostras, cimentadas e não cimentadas, quanto maior a tensão efetiva confinante maior a tensão desvio e menos brusca é a queda de resistência no pós-pico. Esta queda acentua-se quanto maior for a porcentagem de cimento nas amostras.

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

As amostras cimentadas apresentaram um comportamento compressivo inicial até próximo da ruptura e a seguir um comportamento expansivo. Apenas as amostras com maior índice de vazios (0,8) e teor de cimento de 2,5% apresentaram unicamente compressão para as tensões confinantes de 200 e 300 kPa.

Quanto menor a tensão efetiva confinante maior foi a expansão das amostras e quanto menor o índice de vazios maior a expansão tanto para as amostras cimentadas como não cimentadas. Os teores de cimento mais elevados, 5,0% e 7,5% provocaram uma maior expansão em comparação com as amostras com teores de cimento de 2,5% e 0,0%.

Observou-se que nas amostras cimentadas com maior índice de vazios (E3 = 0,8), para as tensões confinantes de 200 e 300 kPa, as curvas de variação volumétrica são quase que coincidentes. Portanto, é possível que nas amostras fofas submetidas a diferentes tensões confinantes, sendo estas elevadas, o comportamento volumétrico seja semelhante.

Exceção do comportamento volumétrico foram as amostras CID(7,5)50E1 e CID(7,5)50E2 que apresentaram um comportamento expansivo semelhante às amostras com maiores tensões confinantes, quando deveriam apresentar maior expansão. Ambas as amostras possuem elevado teor de cimento (7,5%) e estão submetidas a 50 kPa de tensão confinante. Portanto, nas amostras com esse grau de compactação o elevado teor de cimento em contraposição a baixa tensão efetiva influencia seu comportamento volumétrico.

Os resultados sugerem a existência de um estado último que parece não ser afetado pela cimentação, onde a tensão desvio se aproxima de um valor constante com o aumento da deformação axial. As amostras apresentaram um comportamento rígido inicial e ruptura apresentando um pico bem definido para a maioria delas.

As envoltórias de pico apresentaram-se muito semelhantes às de grandes deformações para o solo puro. Já para as amostras cimentadas, as envoltórias de pico encontram-se acima das envoltórias de grandes deformações mostrando que no pico há a influência da coesão na resistência.

4.2.1. Parâmetros de Resistência

Neste item são apresentadas as envoltórias de pico e os parâmetros de resistência mecânica das amostras de solo puro e artificialmente cimentado. As envoltórias das amostras, agrupadas pela porcentagem de cimento acrescida, são apresentadas nas Figuras 4.21 a 4.24.

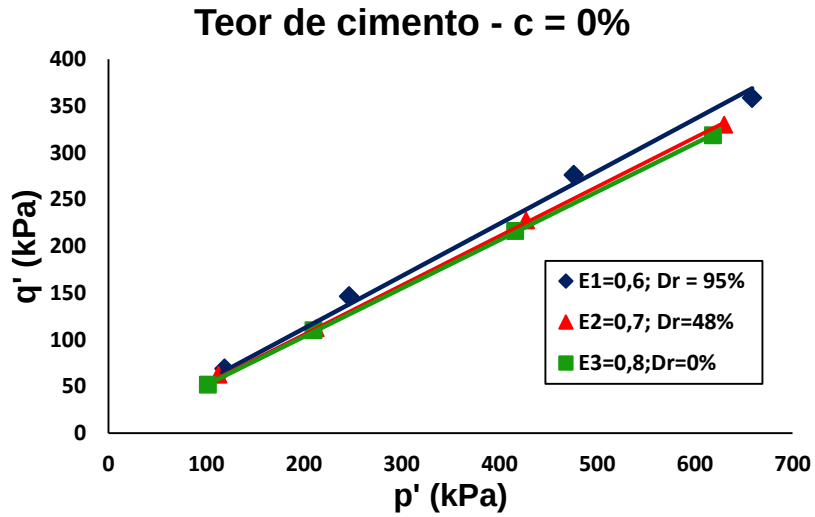


Figura 4.21 - Envoltórias de pico das amostras de solo puro - C = 0,0%

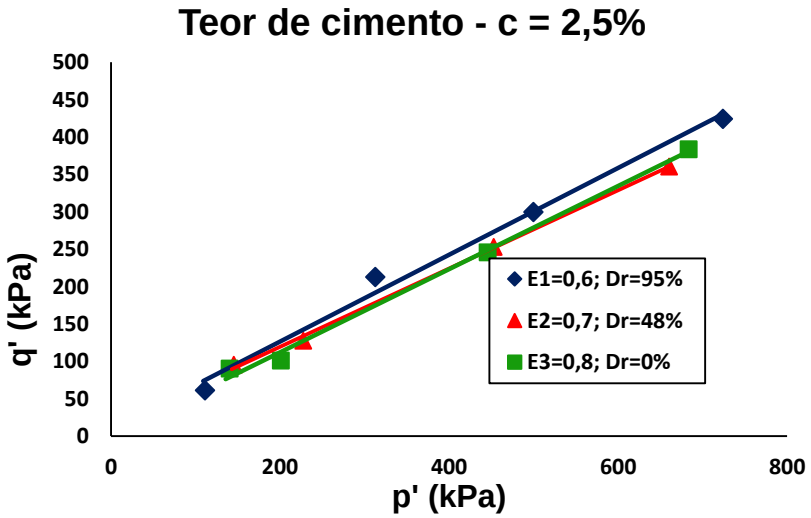


Figura 4.22 - Envoltórias de pico das amostras cimentadas - C = 2,5%

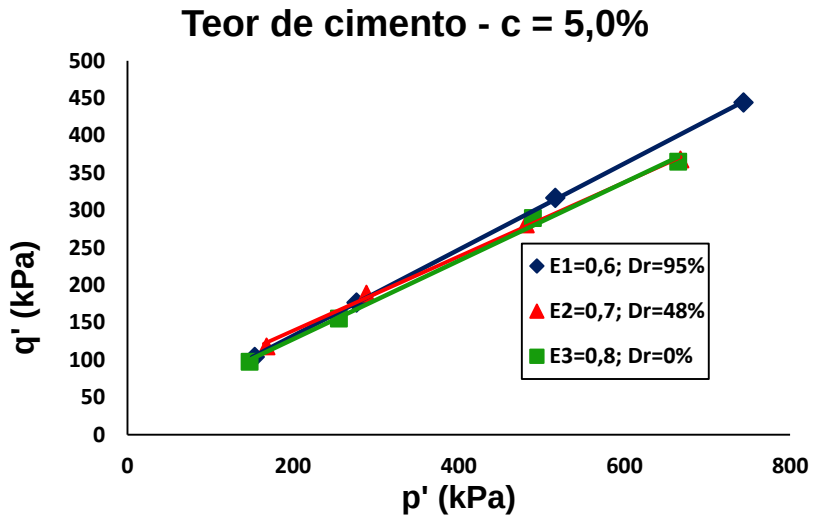


Figura 4.23 - Envoltórias de pico das amostras cimentadas - C = 5,0%

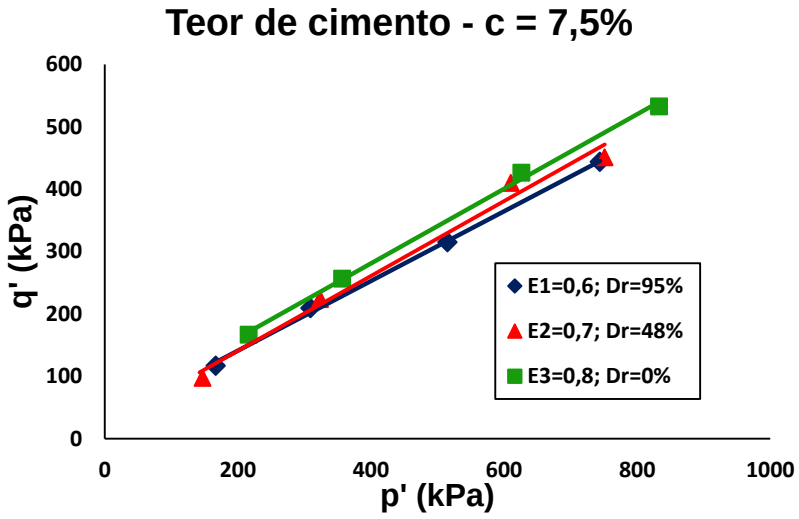


Figura 4.24 - Envoltórias de pico das amostras cimentadas - C = 7,5%

Todas as envoltórias das amostras, tanto de solo puro como cimentadas artificialmente, apresentaram um coeficiente de correlação maior do que 0,977.

As envoltórias de pico para as amostras com solo natural apresentaram inclinação muito semelhantes (E1 - ϕ = 34,1°; E2 - ϕ = 31,8° e E3 - ϕ = 31,1°). A coesão para todas as amostras de solo puro é igual a 0.

Para as amostras com solo artificialmente cimentado, tanto a coesão como a inclinação das envoltórias para as amostras mais compactas (E1), apresentaram-se maior que para as amostras mais fofas (E2 e E3). As exceções foram as amostras

com C = 7,5%, nas quais a inclinação das curvas teve pequena variação (ϕ = 34,2° a 37,6°) e não seguiu o mesmo comportamento das outras amostras.

As envoltórias das amostras, agrupadas pelo índice de vazios, são apresentadas nas Figuras 4.28 a 4.30. Na Tabela 4.3 estão apresentados os parâmetros de resistência Φ' e c' de pico e para grandes deformações para as amostras com solo puro e artificialmente cimentado, ordenadas pelo teor de cimento em cada índice de vazios. Na Tabela 4.4 os valores Φ' e c' de pico e para grandes deformações para as amostras com solo puro e artificialmente cimentado estão ordenados pelo índice de vazios para cada teor de cimento utilizado.

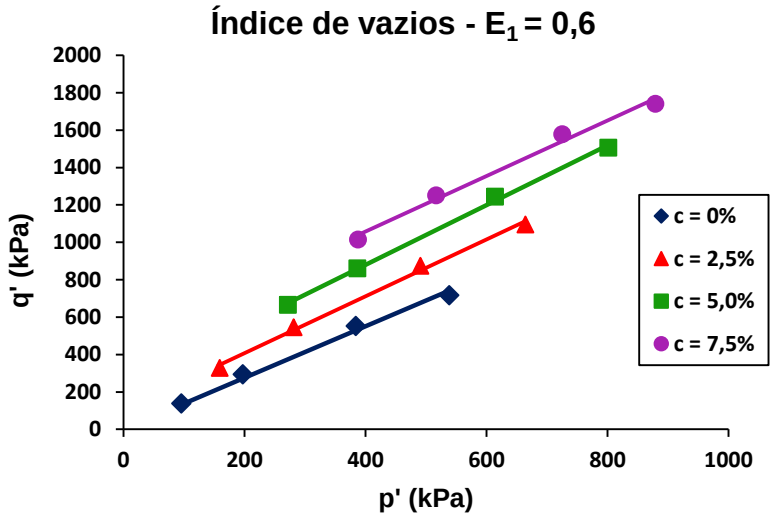


Figura 4.25 - Envoltórias de pico agrupadas pelo índice de vazios E1 = 0,6

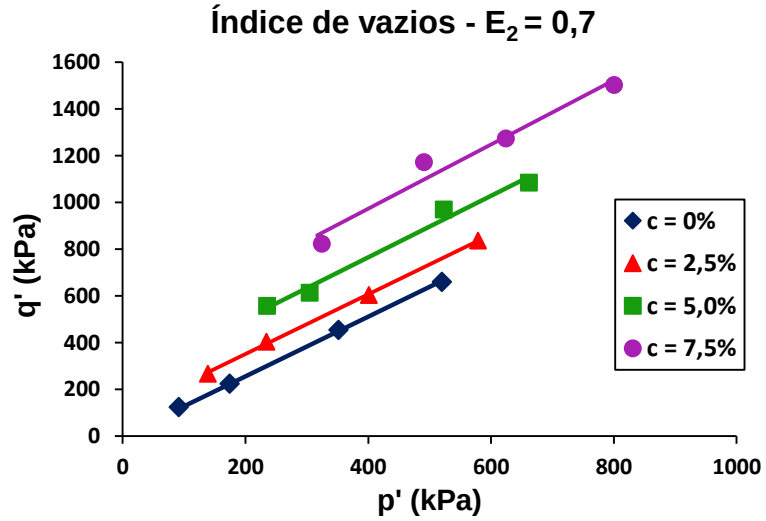


Figura 4.26 - Envoltórias de pico agrupadas pelo índice de vazios - E2 = 0,7

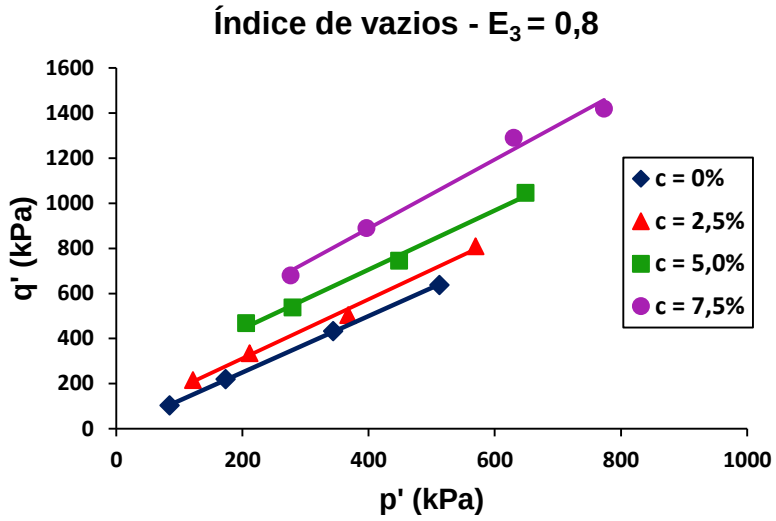


Figura 4.27 - Envoltórias de pico agrupadas pelo índice de vazios - E3 = 0,8

Observa-se que, para um mesmo índice de vazios, à medida que se aumenta o teor de cimento das amostras, a inclinação das envoltórias de pico e a coesão também crescem. As exceções são as amostras compactas (E1) com teor de cimento igual a 7,5% que não apresentaram o mesmo comportamento.

Tabela 4.3 – Parâmetros de Resistência das amostras de solo puro e artificialmente cimentado ordenadas pelo teor de cimento.

PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA				
ENSAIOS	PICO		GRANDES DEFORMAÇÕES	
	ϕ' (°)	c' (kPa)	ϕ' (°)	c' (kPa)
CID(0,0)E1	34,1	0,0	31,958	0,000
CID(2,5)E1	37,3	52,0	36,848	0,000
CID(5,0)E1	39,1	122,5	37,373	0,000
CID(7,5)E1	36,5	230,8	37,748	0,000
CID(0,0)E2	31,8	0,0	31,816	0,000
CID(2,5)E2	31,9	45,8	33,628	0,000
CID(5,0)E2	32,7	115,8	35,422	0,000
CID(7,5)E2	34,2	205,7	39,494	0,000
CID(0,0)E3	31,1	0,0	31,111	0,000
CID(2,5)E3	32,5	24,0	33,890	0,000
CID(5,0)E3	32,6	87,3	34,785	0,000
CID(7,5)E3	37,6	138,7	41,721	0,000

Observa-se pela Tabela 4.3 que, para os diferentes índices de vazios, à medida que se aumenta o teor de cimento, a coesão aumenta significativamente. Entretanto, não ocorre variação significativa do ângulo de atrito para os teores de cimento estudados.

Tabela 4.4 - Parâmetros de Resistência das amostras de solo puro e artificialmente cimentado ordenadas pelo índice de vazios

PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA				
ENSAIOS	PICO		GRANDES DEFORMAÇÕES	
	ϕ' (°)	c' (kPa)	ϕ' (°)	c' (kPa)
CID(0,0)E1	34,1	0,0	31,958	0,000
CID(0,0)E2	31,8	0,0	31,783	0,000
CID(0,0)E3	31,1	0,0	31,111	0,000
CID(2,5)E1	37,3	52,0	36,848	0,000
CID(2,5)E2	31,9	45,8	33,628	0,000
CID(2,5)E3	32,5	24,0	33,890	0,000
CID(5,0)E1	39,1	122,5	37,373	0,000
CID(5,0)E2	32,7	115,8	35,422	0,000
CID(5,0)E3	32,6	87,3	34,785	0,000
CID(7,5)E1	36,5	230,8	37,748	0,000
CID(7,5)E2	34,2	205,7	39,494	0,000
CID(7,5)E3	37,6	138,7	41,721	0,000

Observa-se pela Tabela 4.4 que para os diferentes teores de cimento quanto mais compactas as amostras, maior a coesão. As amostras com menor índice de vazios (E1) apresentam ângulo de atrito maior do que as menos compactas (E2 e E3). Entretanto, para as amostras menos compactas (E2 e E3) não se percebe variação significativa do ângulo de atrito entre elas para os teores de cimento estudados.

As envoltórias de pico para todas as amostras cimentadas artificialmente com o mesmo índice de vazios e teor de cimento apresentaram maiores valores de “q” do que as envoltórias para grandes deformações dessas amostras.

Na Figura 4.28 é apresentado o gráfico coesão versus índice de vazios com os respectivos teores de cimento.

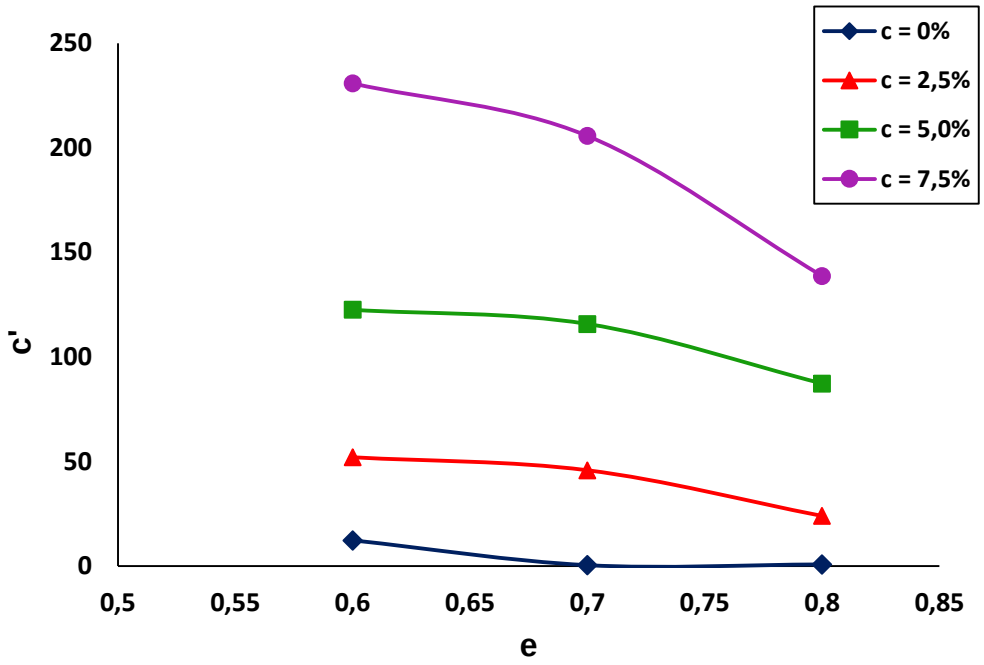


Figura 4.28 – Gráfico Coesão x Índice de vazios

Observa-se que a diminuição do índice de vazios das amostras cimentadas provoca um aumento da coesão. A variação da coesão foi da ordem de 56%, quando se variou o índice de vazios de 0,8 para 0,7 e de 10% quando se variou de 0,7 para 0,6, considerando a média dos aumentos dessa variável.

Na Figura 4.29 é apresentado o gráfico coesão versus teor de cimento com seus respectivos índices de vazios, objetivando a análise da influência do teor de cimentação na coesão das amostras.

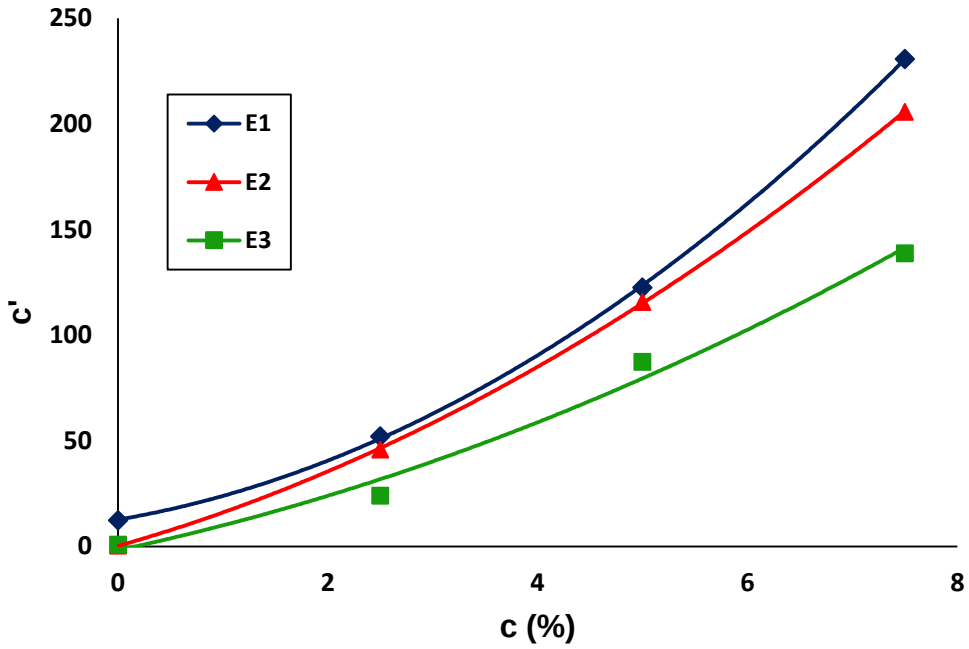


Figura 4.29 – Gráfico Coesão x Teor de cimento

Observa-se que a variação do teor de cimento provoca um aumento significativo da coesão, parecendo ser o fator preponderante no ganho de resistência mecânica para os teores de cimento e índices de vazios estudados, sendo da ordem de 184% quando se varia de 2,5% para 5,0% de cimento e de 75% quando se varia de 5,0% para 7,5% de cimento, na média das amostras consideradas. Entretanto, o ângulo de atrito, não foi um parâmetro muito afetado para os teores de cimento e índices de vazios estudados.

Na Figura 4.30 é apresentada a correlação entre a coesão “c’” e o Fator Vazios/cimento “n/Civ” (médio entre cada quatro amostras), para as amostras de mesmo índice de vazios e mesmo teor de cimento. Pode-se observar que há um decréscimo na coesão à medida que aumenta o valor do fator vazios/cimento.

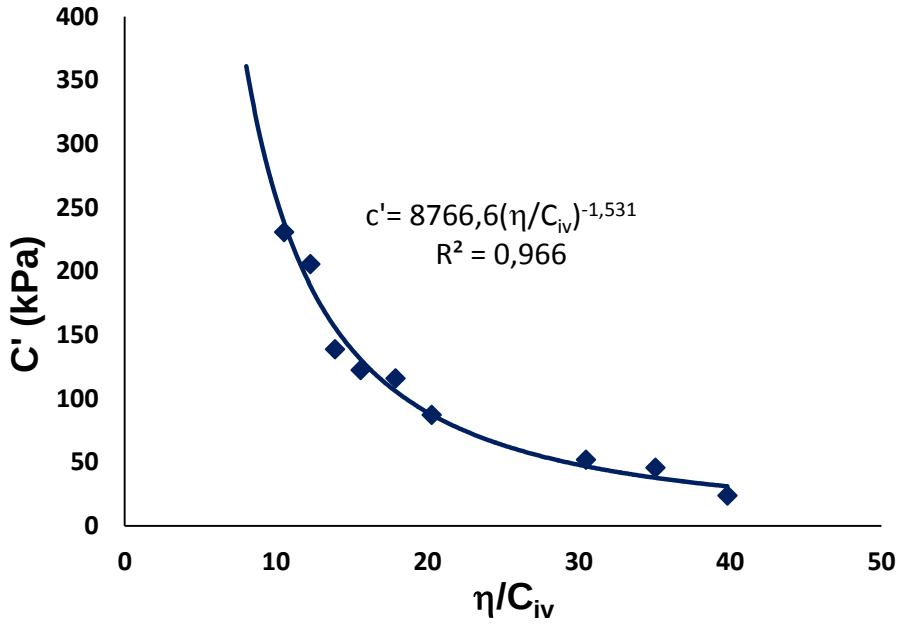


Figura 4.30 – Correlação entre a coesão e o fator vazios/cimento

Os resultados dos ensaios e das análises desses ensaios para as amostras com cimentação artificial confirmam vários estudos sobre o comportamento resistência-tensão-deformação na compressão triaxial de solos cimentados. Para a faixa de domínio das tensões efetivas estudadas, a resistência ao cisalhamento de solos cimentados pode ser representada por uma envoltória reta de Mohr-Coulomb, definida por uma coesão, que é função da cimentação e do índice de vazios e por um ângulo de atrito que parece não ser afetado de forma significativa pela cimentação.

4.2.2. Efeito do índice de vazios e do teor de cimento

Neste item são apresentados os ensaios triaxiais drenados e discutidos o efeito do índice de vazios das amostras e do teor de cimento da mistura. São os mesmos ensaios triaxiais apresentados no item 4.2, em que a variável era a tensão efetiva de confinamento.

4.2.2.1. Ensaios Triaxiais Drenados com 50 kPa de tensão confinante

A Tabela 4.5 apresenta os resultados dos ensaios realizados com tensão confinante de 50 kPa. Os resultados são amostrados em termos de tensão desvio máxima. A Tabela 5.1 apresenta ainda as características das amostras ensaiadas em termos de índice de vazios, teor de cimento e relação η/C_{iv}.

Tabela 4.5 - Ensaios triaxiais drenados – σ'_c = 50 kPa

ENSAIOS	e	c (%)	$\eta/(C_{iv})$	$q_{máx}$ (kPa)
CID(0,0)50E1	0,61	0,00	-	138
CID(0,0)50E2	0,70	0,00	-	125
CID(0,0)50E3	0,83	0,00	-	104
CID(2,5)50E1	0,61	2,50	29,70	327
CID(2,5)50E2	0,71	2,50	34,48	268
CID(2,5)50E3	0,81	2,50	39,50	215
CID(5,0)50E1	0,61	5,00	15,15	665
CID(5,0)50E2	0,71	5,00	17,58	557
CID(5,0)50E3	0,81	5,00	20,08	468
CID(7,5)50E1	0,61	7,50	10,37	1014
CID(7,5)50E2	0,71	7,50	11,99	824
CID(7,5)50E3	0,81	7,50	13,69	680

4.2.2.1.1. Amostra com a mesma porcentagem de cimento – Efeito do índice de vazios

Na Tabela 4.5 foram apresentados os resultados dos ensaios e nas Figuras 4.31 a 4.34 estão apresentados os gráficos das curvas tensão-deformação e variação volumétrica das amostras com 0%, 2,5%, 5,0% e 7,5% de cimento, respectivamente.

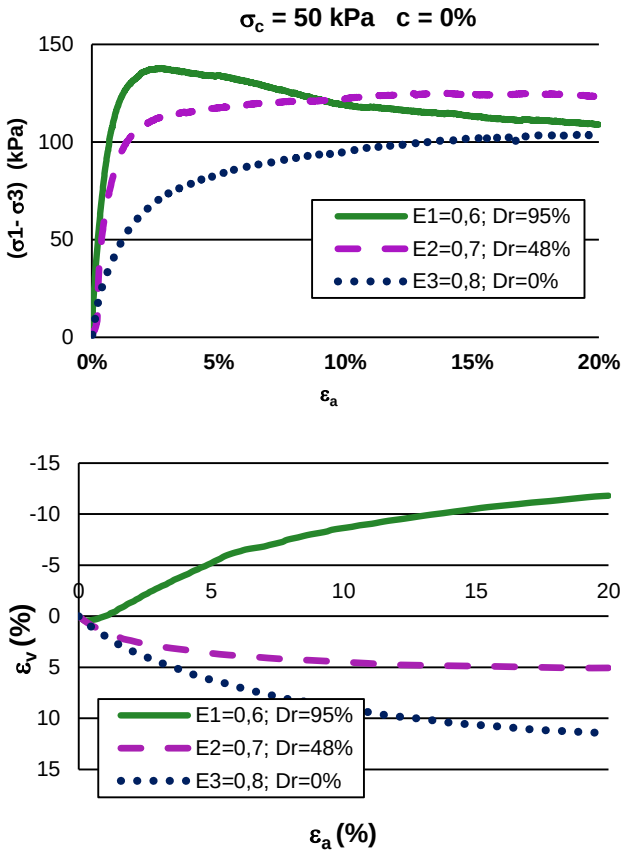


Figura 4.31 - Tensão-deformação e variação volumétrica – C = 0,0%; σ'c = 50 kPa

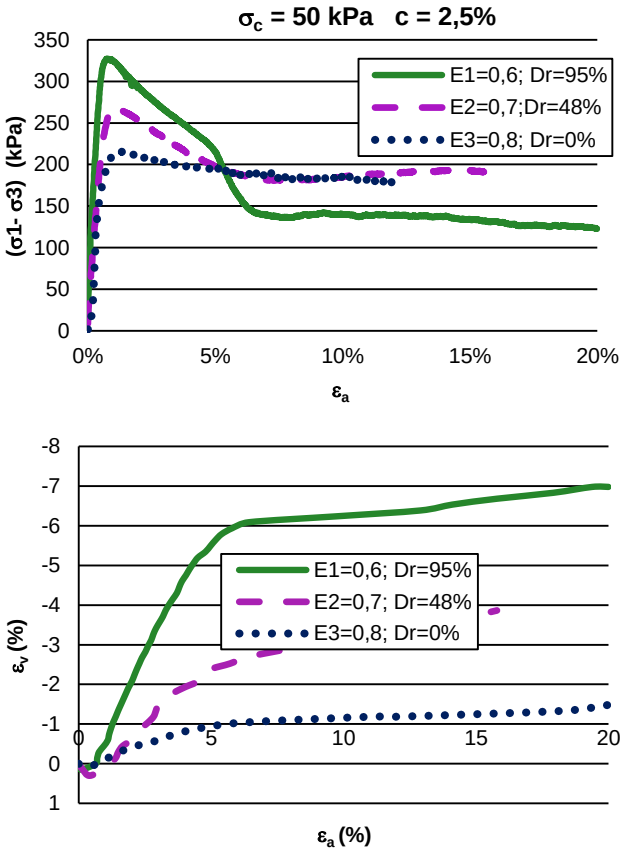


Figura 4.32 - Tensão-deformação e variação volumétrica – C = 2,5%; σ'c = 50 kPa

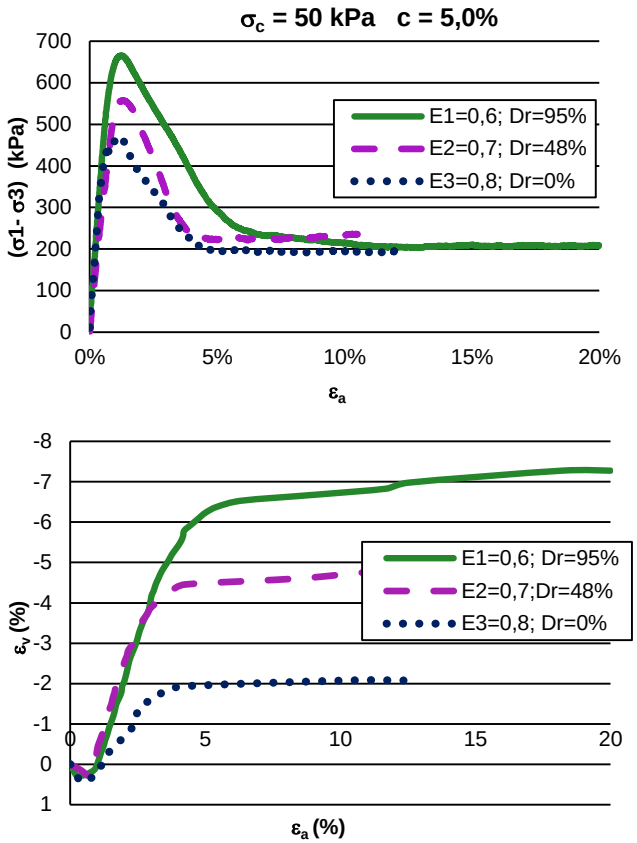


Figura 4.33 - Tensão-deformação e variação volumétrica – C = 5,0%; σ'c = 50 kPa

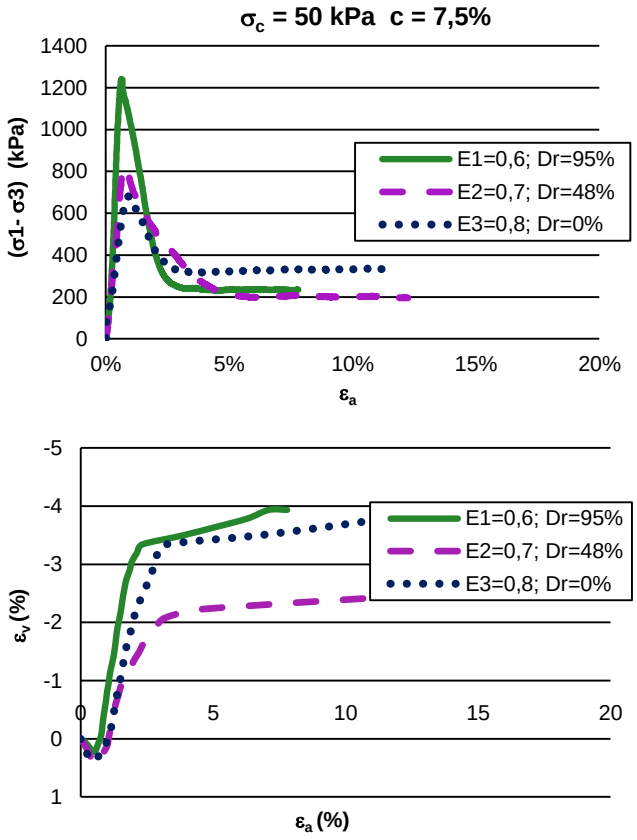


Figura 4.34 - Tensão-deformação e variação volumétrica – C = 7,5%; σ'c = 50 kPa

Os resultados dos ensaios mostraram que para uma mesma porcentagem de cimento, quanto maior o índice de vazios, menor a resistência mecânica. Considerando amostras com mesmo teor de cimento e variando o índice de vazios de E3 para E1, verifica-se um aumento na tensão desvio da ordem de 38% para teor de cimento de 0%, 52% para teor de cimento de 2,5%, 42% para teor de cimento de 5% e 49% para teor de cimento de 7,5%.

As amostras mais compactas e com maior teor de cimento apresentaram queda brusca de resistência após a ruptura e plano de ruptura bem definido. Quanto à variação volumétrica, o comportamento de todas as amostras, foi inicialmente compressivo até a ruptura e após a ruptura foi expansivo, com exceção das amostras de solo puro com índice de vazios E2 e E3 que apresentaram apenas compressão. Observou-se também que as amostras mais compactas (E1), sofrem maior expansão que as menos compactas.

4.2.2.1.2. Amostra com mesmo índice de vazios – Efeito do teor de cimento

Nas Figuras 4.35 a 4.37 estão apresentadas as curvas tensão-deformação e variação volumétrica dos ensaios na posição E1, E2 e E3, respectivamente, para as amostras com tensão confinante efetiva de 50 kPa.

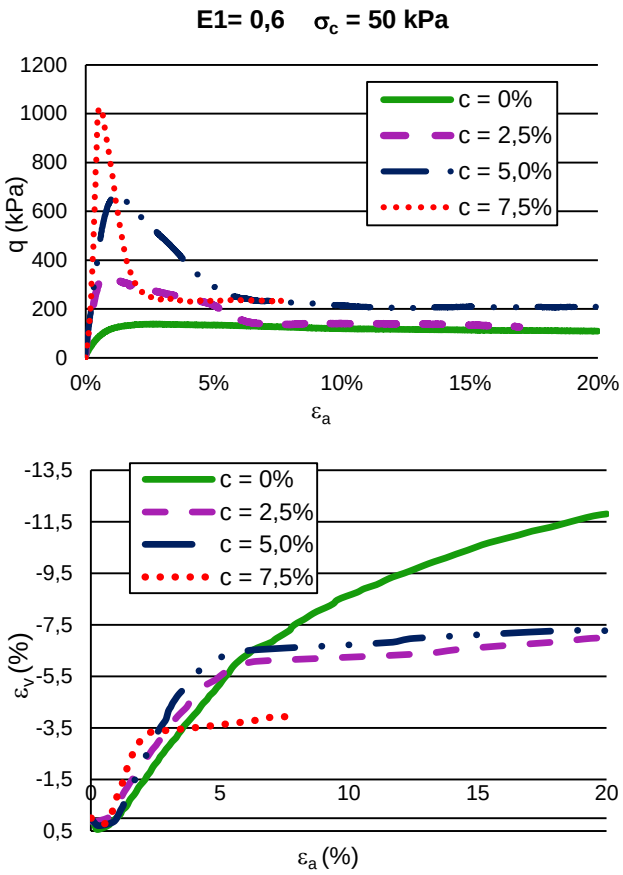


Figura 4.35 - Tensão-deformação e variação volumétrica – E1 = 0,6; σ'$_c$ = 50 kPa

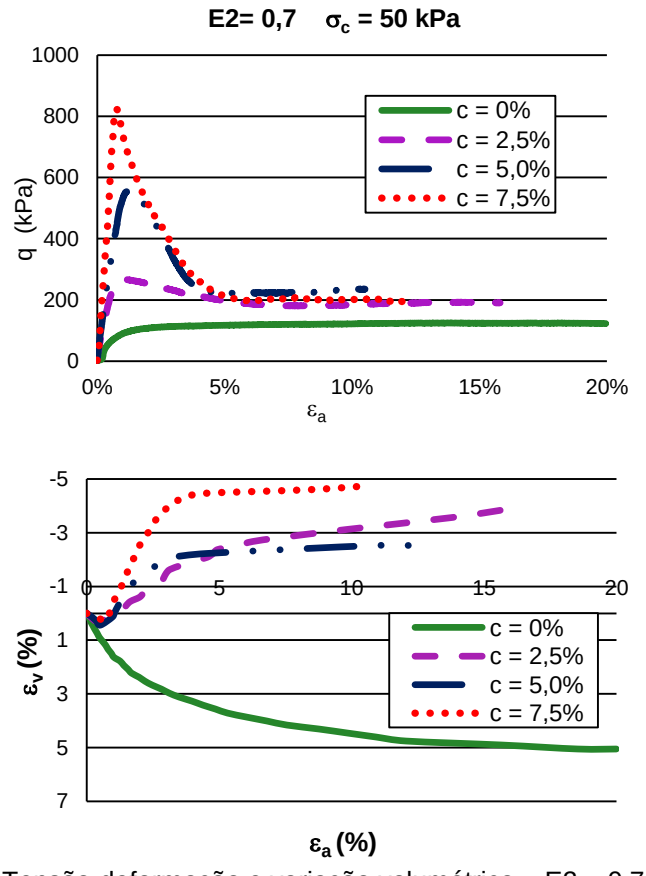


Figura 4.36 - Tensão-deformação e variação volumétrica – E2 = 0,7; σ'$_c$ = 50 kPa

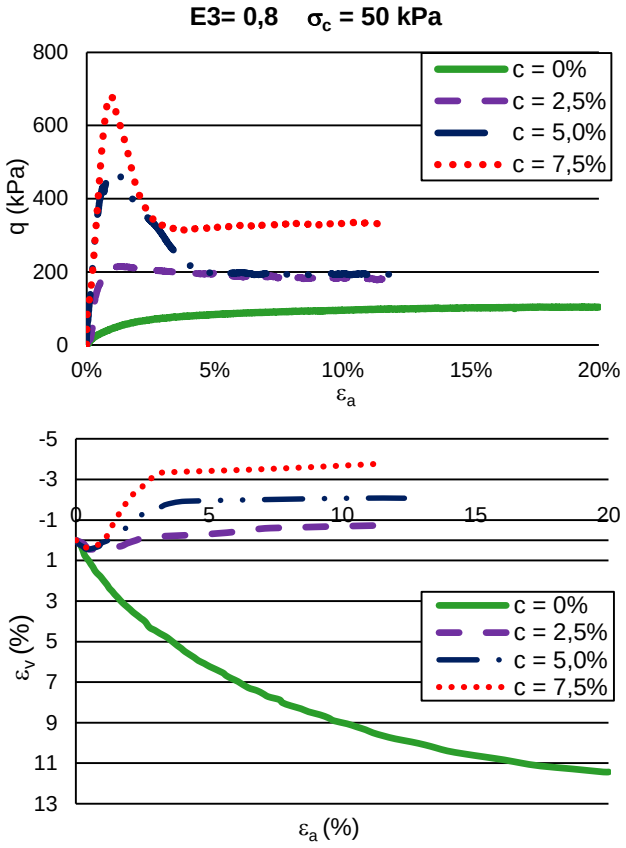


Figura 4.37 - Tensão-deformação e variação volumétrica – E3 = 0,8; σ'c = 50 kPa

Os resultados com diferentes índices de vazios, mostraram que quanto maior a porcentagem de cimento, maior a resistência mecânica. Considerando amostras com índices de vazios aproximados, houve um aumento percentual de 210% da tensão desvio, para amostras com índice de vazios E1, quando variou a porcentagem de cimento de 2,5% para 7,5%; de 208% para amostras na posição E2 e 216% para amostras na posição E3.

Para a tensão confinante efetiva de 50 kPa, as porcentagens de cimento estudadas e os índices de vazios das amostras analisadas, o aumento da porcentagem de cimento influencia a resistência mecânica com bem maior intensidade do que a diminuição do índice de vazios das amostras.

A mudança de comportamento em relação a variação volumétrica ocorre pouco antes da ruptura naquelas amostras que apresentaram compressão e expansão.

4.2.2.2. Ensaios Triaxiais Drenados com 100 kPa de tensão confinante

Na Tabela 4.6 estão apresentados os ensaios triaxiais drenados com porcentagem de cimento, índice de vazios, fator vazios/cimento e tensão desvio (q)máxima realizados com tensão confinante efetiva de 100 kPa. O parâmetro B, de Skempton variou de 0,64 a 0,86.

Tabela 4.6 - Ensaios triaxiais drenados – σ'_c = 100 kPa

ENSAIOS	e	c (%)	$\eta/(C_{iv})$	$q_{máx}$ (kPa)
CID (0,0) 100 E1	0,61	0,00	-	293
CID (0,0) 100 E2	0,71	0,00	-	224
CID (0,0) 100 E3	0,81	0,00	-	220
CID (2,5) 100 E1	0,61	2,50	29,48	545
CID (2,5) 100 E2	0,70	2,50	34,13	404
CID (2,5) 100 E3	0,81	2,50	39,25	35
CID (5) 100 E1	0,61	5,00	15,15	860
CID (5) 100 E2	0,70	5,00	17,40	614
CID (5) 100 E3	0,81	5,00	20,01	539
CID (7,5) 100 E1	0,61	7,50	10,26	1251
CID (7,5) 100 E2	0,71	7,50	11,95	1173
CID (7,5) 100 E3	0,81	7,50	13,65	891

4.2.2.2.1. Amostra com a mesma porcentagem de cimento – Efeito do índice de vazios

Na Tabela 4.6 foram apresentados os resultados dos ensaios e nas Figuras 4.38 a 4.41 estão apresentados os gráficos das curvas tensão-deformação e variação volumétrica das amostras com 0%, 2,5%, 5,0% e 7,5% de cimento, respectivamente.

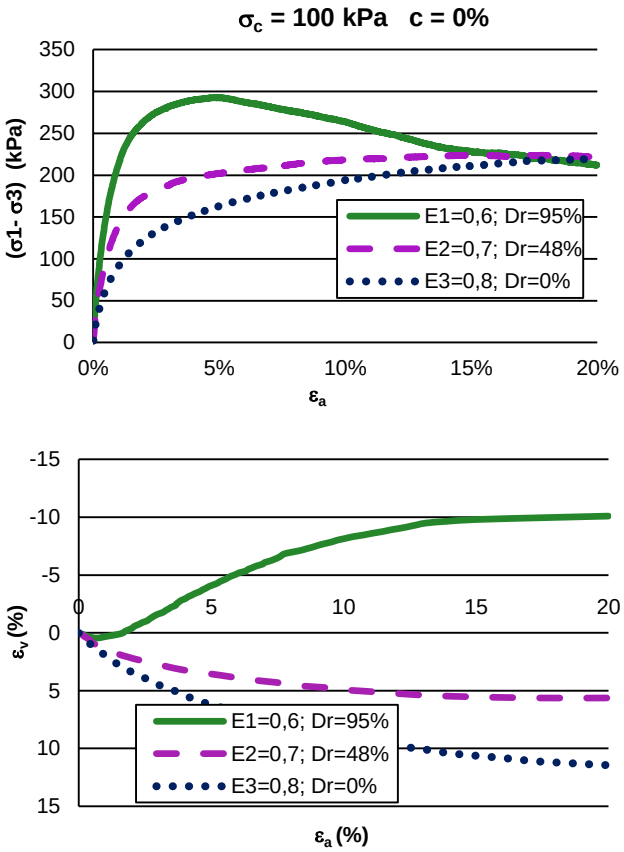


Figura 4.38 - Tensão-deformação e variação volumétrica – C = 0,0%; σ'c = 100 kPa

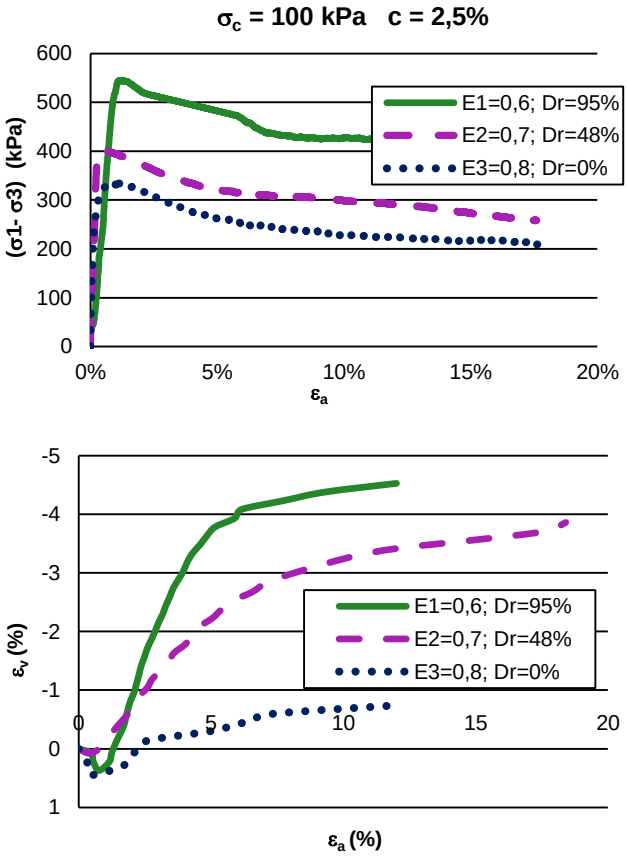


Figura 4.39 - Tensão-deformação e variação volumétrica – C = 2,5%; σ'c = 100 kPa

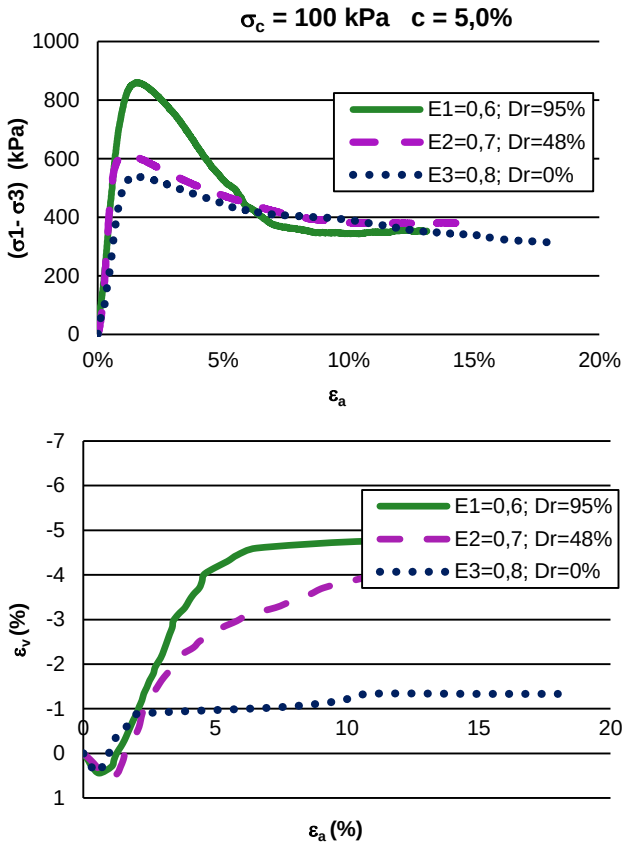


Figura 4.40 - Tensão-deformação e variação volumétrica – C = 5,0%; σ'c = 100 kPa

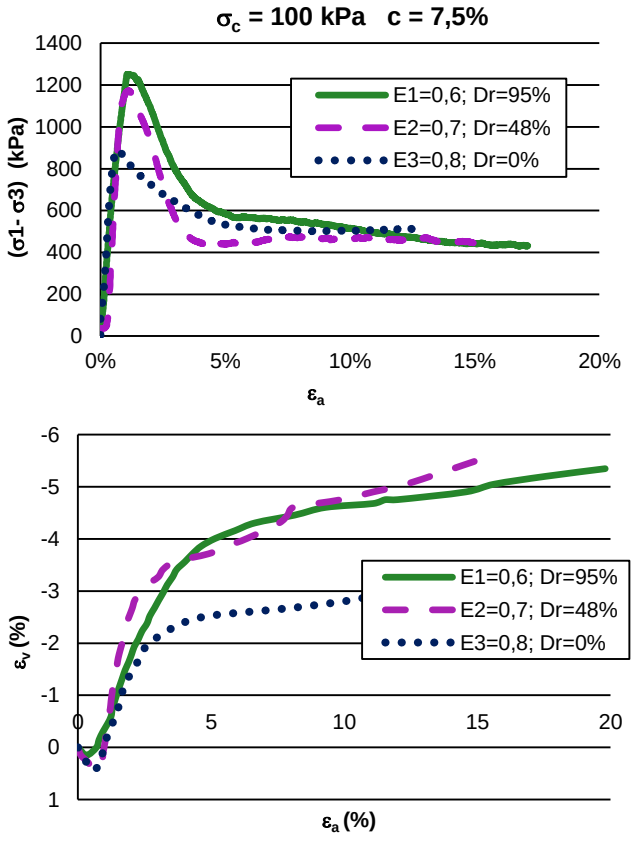


Figura 4.41 - Tensão-deformação e variação volumétrica – C = 7,5%; σ'c = 100 kPa

Os resultados dos ensaios mostraram que para uma mesma porcentagem de cimento, quanto maior o índice de vazios, menor a resistência mecânica. Considerando amostras com mesmo teor de cimento e variando o índice de vazios de E3 para E1, verifica-se um aumento na tensão desvio da ordem de 35% para teor de cimento de 0%, 63% para teor de cimento de 2,5%, 59% para teor de cimento de 5% e 40% para teor de cimento de 7,5%.

As amostras mais compactas e com maior teor de cimento apresentaram queda brusca de resistência após a ruptura e plano de ruptura bem definido. Quanto à variação volumétrica, o comportamento de todas as amostras, foi inicialmente compressivo até a ruptura e após a ruptura foi expansivo, com exceção das amostras de solo puro com índice de vazios E2 e E3 que apresentaram apenas compressão. Observou-se também que as amostras mais compactas (E1), sofrem maior expansão que as outras.

4.2.2.2.2. Amostra com mesmo índice de vazios – Efeito do teor de cimento

Nas Figuras 4.42 a 4.44 estão apresentadas as curvas tensão-deformação e variação volumétrica dos ensaios na posição E1, E2 e E3, respectivamente, para as amostras com tensão confinante efetiva de 100 kPa.

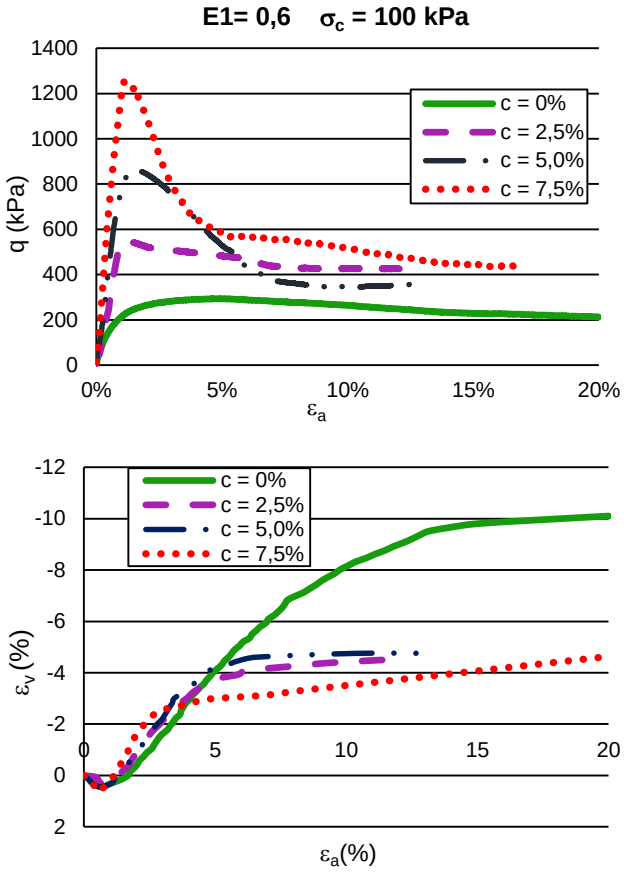


Figura 4.42 - Tensão-deformação e variação volumétrica – E1 = 0,6; σ'c = 100 kPa

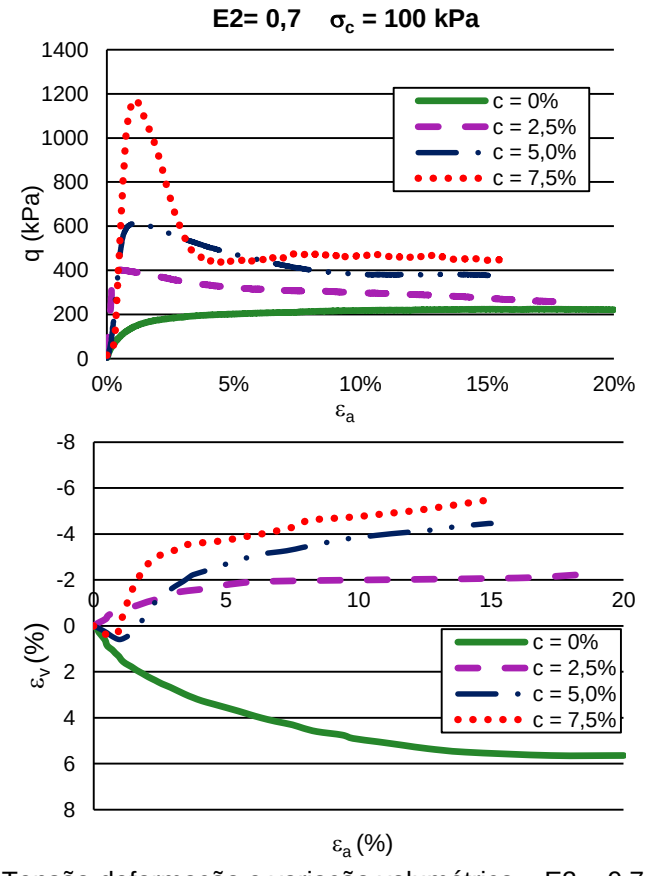


Figura 4.43 - Tensão-deformação e variação volumétrica – E2 = 0,7; σ'c = 100 kPa

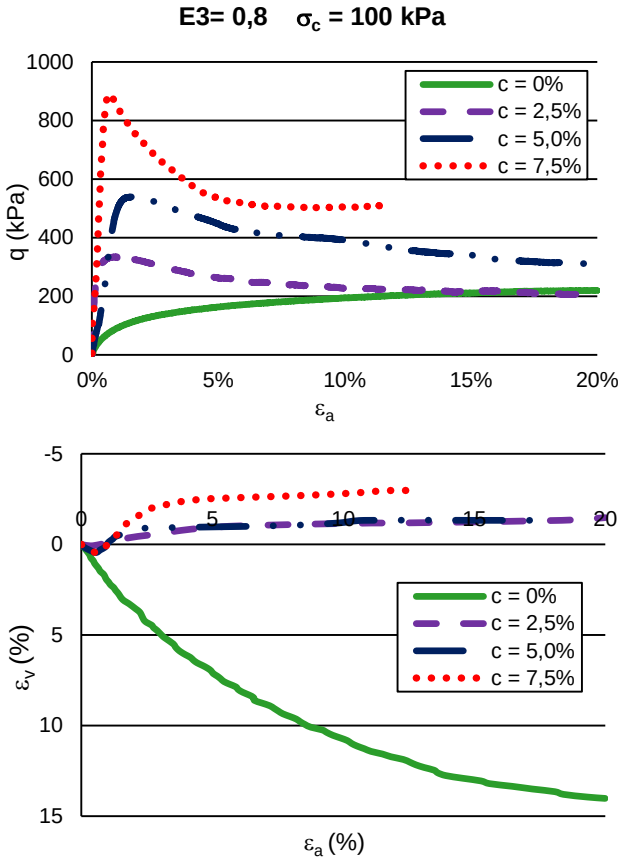


Figura 4.44 - Tensão-deformação e variação volumétrica – E3 = 0,8; σ'c = 100 kPa

Os resultados com diferentes índices de vazios, mostraram que quanto maior a porcentagem de cimento, maior a resistência mecânica. Considerando amostras com pesos específicos aproximados, houve um aumento percentual de 129% da tensão desvio, para amostras com índice de vazios E1, quando variou a porcentagem de cimento de 2,5% para 7,5%; de 190% para amostras na posição E2 e 166% para amostras na posição E3.

Para a tensão confinante efetiva de 100 kPa, as porcentagens de cimento estudadas e os índices de vazios das amostras analisadas, o aumento da porcentagem de cimento influencia a resistência mecânica com bem maior intensidade do que a diminuição do índice de vazios das amostras.

A mudança de comportamento em relação a variação volumétrica ocorre pouco antes da ruptura naquelas amostras que apresentaram compressão e expansão.

4.2.2.3. Ensaios Triaxiais Drenados com 200 kPa de tensão confinante

Na Tabela 4.7 estão apresentados os ensaios triaxiais drenados com porcentagem de cimento, índice de vazios, fator vazios/cimento e tensão desvio (q)máxima realizados com tensão confinante efetiva de 200 kPa. O parâmetro B, de Skempton variou de 0,64 a 0,76.

Tabela 4.7 - Ensaios triaxiais drenados – σ'_c = 200 kPa

ENSAIOS	e	c (%)	$\eta/(C_{iv})$	$q_{máx}$ (kPa)
CID (0,0) 200 E1	0,62	0,00	-	552
CID (0,0) 200 E2	0,72	0,00	-	455
CID (0,0) 200 E3	0,80	0,00	-	433
CID (2,5) 200 E1	0,61	2,50	29,70	873
CID (2,5) 200 E2	0,71	2,50	34,60	604
CID (2,5) 200 E3	0,81	2,50	39,37	504
CID (5) 200 E1	0,61	5,00	15,15	1243
CID (5) 200 E2	0,71	5,00	17,65	969
CID (5) 200 E3	0,81	5,00	20,08	746
CID (7,5) 200 E1	0,60	7,50	10,14	1577
CID (7,5) 200 E2	0,72	7,50	12,08	1274
CID (7,5) 200 E3	0,81	7,50	13,60	1290

4.2.2.3.1. Amostra com a mesma porcentagem de cimento – Efeito do índice de vazios

Na Tabela 4.7 foram apresentados os resultados dos ensaios e nas Figuras 4.45 a 4.48 estão apresentados os gráficos das curvas tensão-deformação e variação volumétrica das amostras com 0%, 2,5%, 5,0% e 7,5% de cimento, respectivamente.

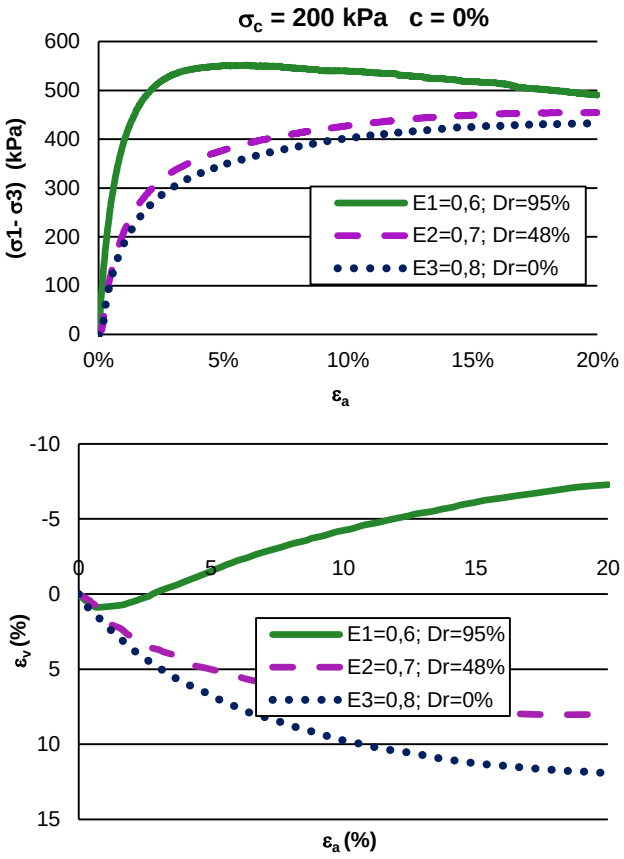


Figura 4.45 - Tensão-deformação e variação volumétrica – C = 0,0%; σ'c = 200 kPa

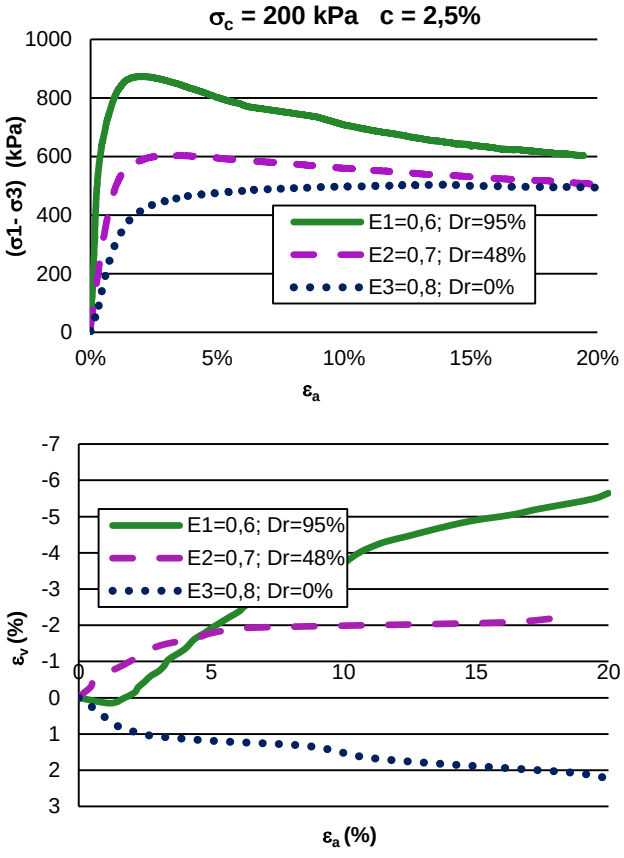


Figura 4.46 - Tensão-deformação e variação volumétrica – C = 2,5%; σ'c = 200 kPa

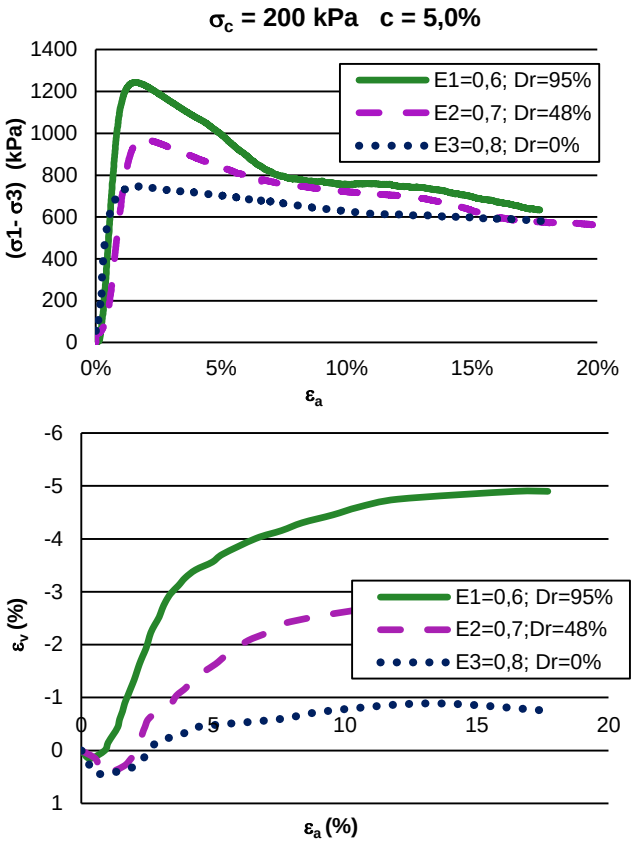


Figura 4.47 - Tensão-deformação e variação volumétrica – C = 5,0%; σ'c = 200 kPa

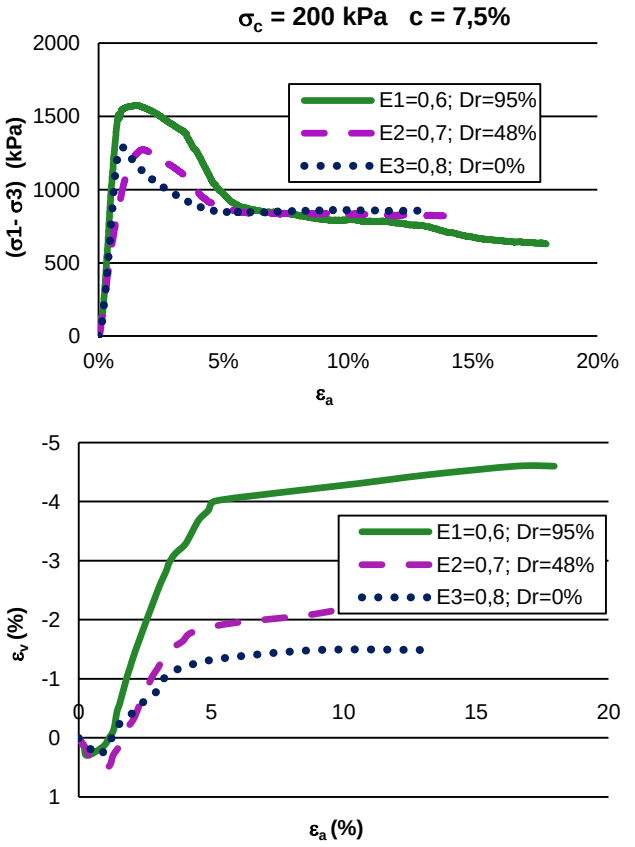


Figura 4.48 - Tensão-deformação e variação volumétrica – C = 7,5%; σ'c = 200 kPa

Os resultados dos ensaios mostraram que para uma mesma porcentagem de cimento, quanto maior o índice de vazios, menor a resistência mecânica. Considerando amostras com mesmo teor de cimento e variando o índice de vazios de E3 para E1, verifica-se um aumento na tensão desvio da ordem de 27% para teor de cimento de 0%, 73% para teor de cimento de 2,5%, 66% para teor de cimento de 5% e 22% para teor de cimento de 7,5%.

As amostras mais compactas e com maior teor de cimento apresentaram queda brusca de resistência após a ruptura e plano de ruptura bem definido. Quanto à variação volumétrica, o comportamento de todas as amostras, foi inicialmente compressivo até a ruptura e após a ruptura foi expansivo, com exceção das amostras de solo puro com índice de vazios E2 e E3 e as amostras com índice de vazios E3 e teor de cimento 2,5% que apresentaram apenas compressão. Observou-se também que as amostras mais compactas (E1) sofrem maior expansão que as outras.

4.2.2.3.2. Amostra com mesmo índice de vazios – Efeito do teor de cimento

Nas Figuras 4.49 a 4.51 estão apresentadas as curvas tensão-deformação e variação volumétrica dos ensaios na posição E1, E2 e E3, respectivamente, para as amostras com tensão confinante efetiva de 200 kPa.

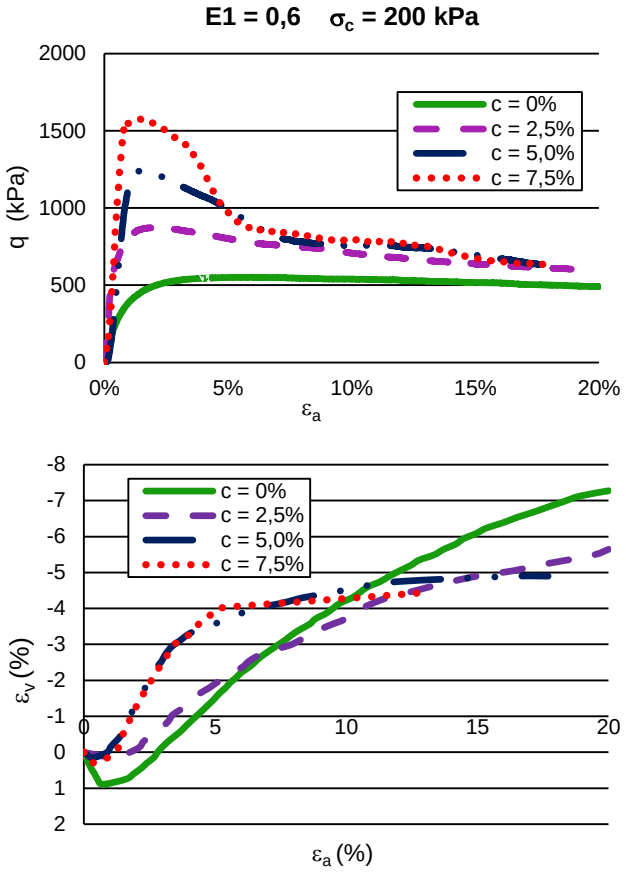


Figura 4.49 - Tensão-deformação e variação volumétrica – E1 = 0,6; σ'c = 200 kPa

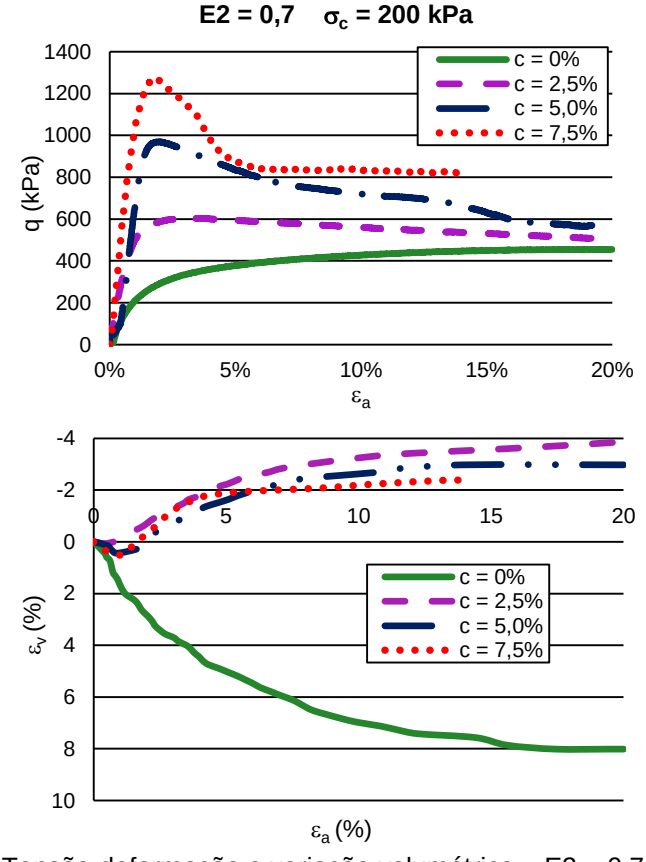


Figura 4.50 - Tensão-deformação e variação volumétrica – E2 = 0,7; σ'c = 200 kPa

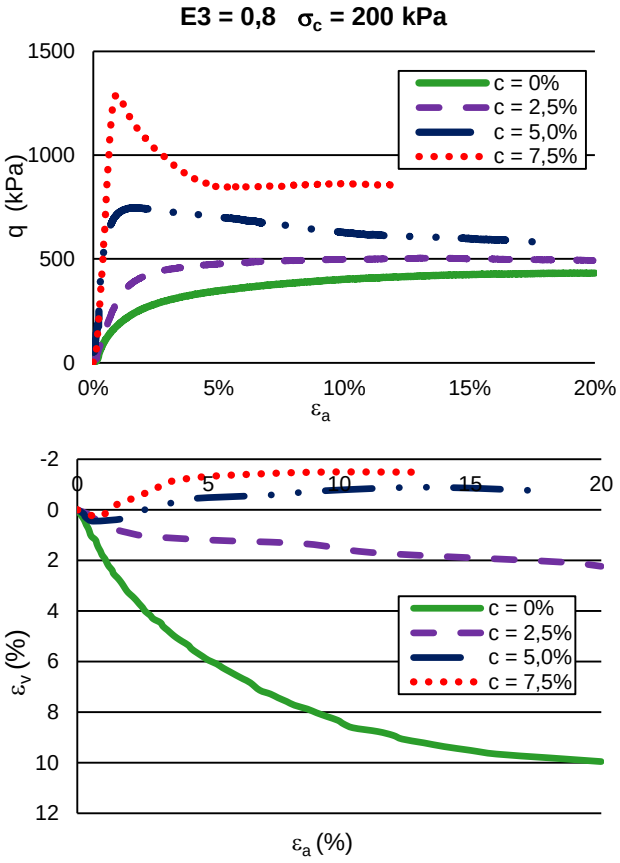


Figura 4.51 - Tensão-deformação e variação volumétrica – E3 = 0,8; σ'c = 200 kPa

Os resultados com diferentes índices de vazios, mostraram que quanto maior a porcentagem de cimento, maior a resistência mecânica. Considerando amostras com pesos específicos aproximados, houve um aumento percentual de 80% da tensão desvio, para amostras com índice de vazios E1, quando variou a porcentagem de cimento de 2,5% para 7,5%; de 111% para amostras na posição E2 e 156% para amostras na posição E3.

Para a tensão confinante efetiva de 200 kPa, as porcentagens de cimento estudadas e os índices de vazios das amostras analisadas, o aumento da porcentagem de cimento influencia a resistência mecânica com bem maior intensidade do que a diminuição do índice de vazios das amostras.

A mudança de comportamento em relação a variação volumétrica ocorre pouco antes da ruptura naquelas amostras que apresentaram compressão e expansão.

4.2.2.4. Ensaios Triaxiais Drenados com 300 kPa de tensão confinante

Na Tabela 4.8 estão apresentados os ensaios triaxiais drenados com porcentagem de cimento, índice de vazios, fator vazios/cimento e tensão desvio (q)máxima realizados com tensão confinante efetiva de 300 kPa. O parâmetro B, de Skempton variou de 0,60 a 0,80.

Tabela 4.8 - Ensaios triaxiais drenados – σ'_c = 300 kPa

ENSAIOS	e	c (%)	$\eta/(C_{iv})$	$q_{máx}$ (kPa)
CID (0,0) 300 E1	0,63	0,00	-	7167
CID (0,0) 300 E2	0,72	0,00	-	660
CID (0,0) 300 E3	0,80	0,00	-	637
CID (2,5) 300 E1	0,60	2,50	29,25	1094
CID (2,5) 300 E2	0,72	2,50	34,84	837
CID (2,5) 300 E3	0,80	2,50	38,99	810
CID (5) 300 E1	0,62	5,00	15,38	1506
CID (5) 300 E2	0,72	5,00	17,83	1086
CID (5) 300 E3	0,80	5,00	19,88	1047
CID (7,5) 300 E1	0,62	7,50	10,45	1739
CID (7,5) 300 E2	0,72	7,50	12,12	1502
CID (7,5) 300 E3	0,80	7,50	13,52	1420

4.2.2.4.1. Amostra com a mesma porcentagem de cimento – Efeito do índice de vazios

Na Tabela 4.8 foram apresentados os resultados dos ensaios e nas Figuras 4.52 a 4.55 estão apresentados os gráficos das curvas tensão-deformação e variação volumétrica das amostras com 0%, 2,5%, 5,0% e 7,5% de cimento, respectivamente.

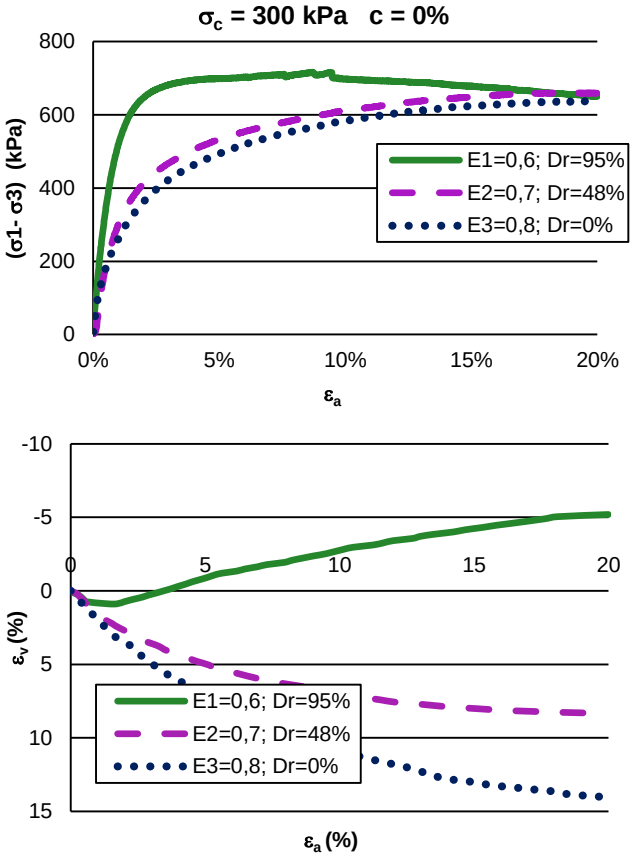


Figura 4.52 - Tensão-deformação e variação volumétrica – C = 0,0%; σ'c = 300 kPa

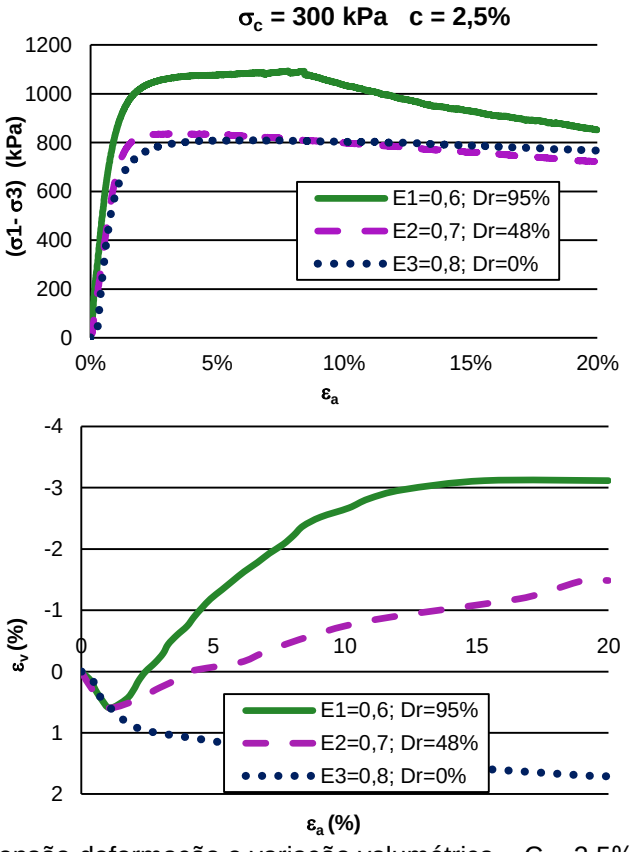


Figura 4.53 - Tensão-deformação e variação volumétrica – C = 2,5%; σ'c = 300 kPa

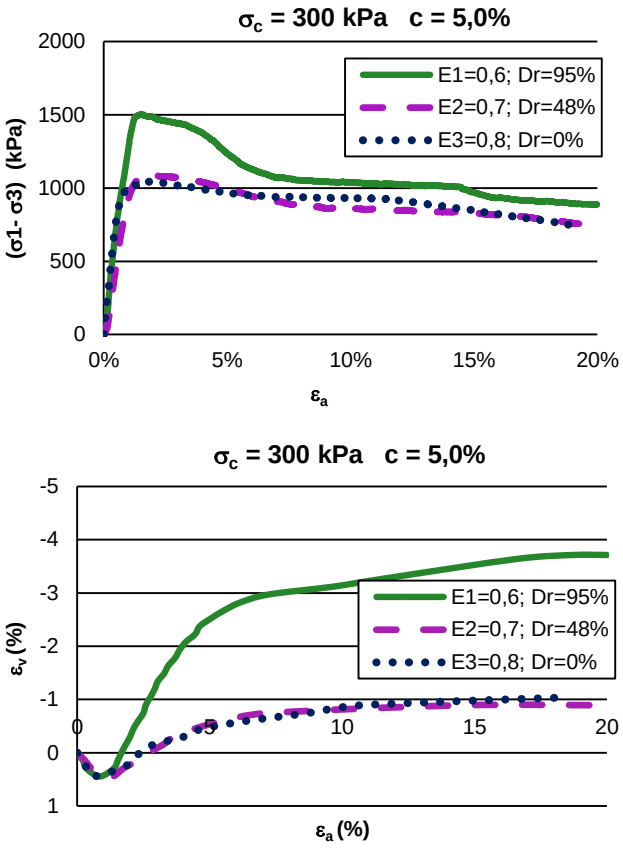


Figura 4.54 - Tensão-deformação e variação volumétrica – C = 5,0%; σ'c = 300 kPa

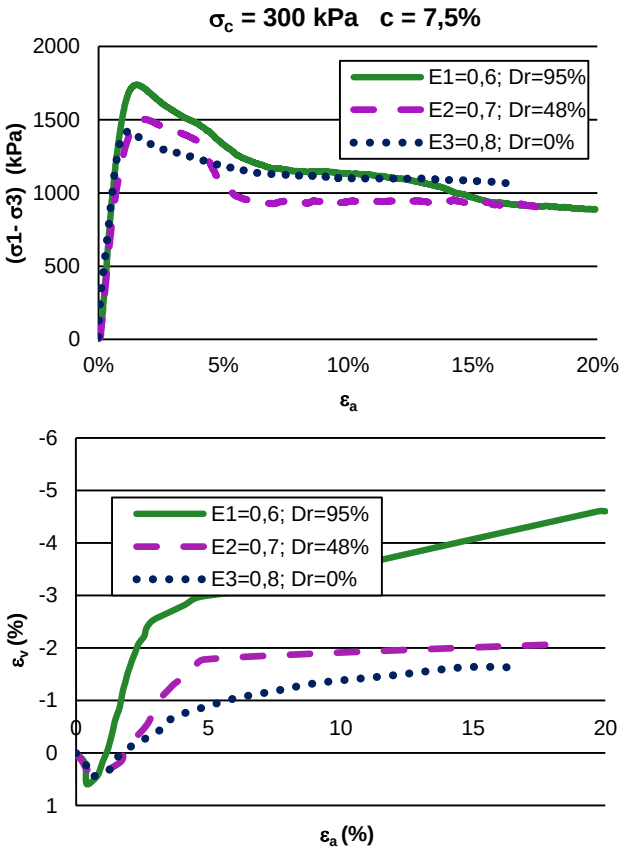


Figura 4.55 - Tensão-deformação e variação volumétrica – C = 7,5%; σ'c = 300 kPa

Os resultados dos ensaios mostraram que para uma mesma porcentagem de cimento, quanto maior o índice de vazios, menor a resistência mecânica. Considerando amostras com mesmo teor de cimento e variando o índice de vazios de E3 para E1, verifica-se um aumento na tensão desvio da ordem de 12,52% para teor de cimento de 0%, 35% para teor de cimento de 2,5%, 44% para teor de cimento de 5% e 22% para teor de cimento de 7,5%.

As amostras mais compactas e com maior teor de cimento apresentaram queda brusca de resistência após a ruptura e plano de ruptura bem definido. Quanto à variação volumétrica, o comportamento de todas as amostras, foi inicialmente compressivo até a ruptura e após a ruptura foi expansivo, com exceção das amostras de solo puro com índice de vazios E2 e E3 e as amostras com índice de vazios E3 e teor de cimento 2,5% que apresentaram apenas compressão. Observou-se também que as amostras mais compactas (E1) sofrem maior expansão que as outras.

4.2.2.4.2. Amostra com mesmo índice de vazios – Efeito do teor de cimento

Nas Figuras 4.56 a 4.58 estão apresentadas as curvas tensão-deformação e variação volumétrica dos ensaios na posição E1, E2 e E3, respectivamente, para as amostras com tensão confinante efetiva de 300 kPa.

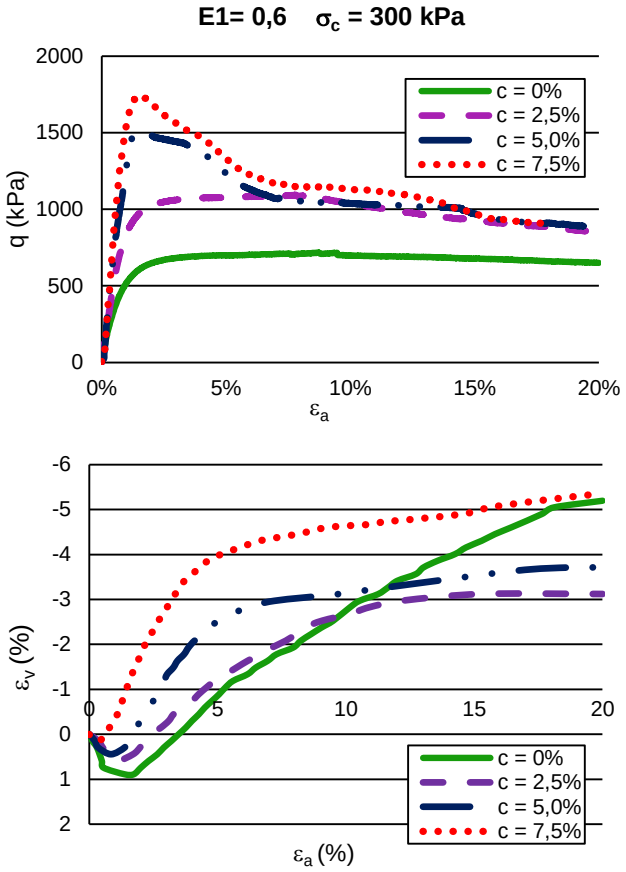


Figura 4.56 - Tensão-deformação e variação volumétrica – E1 = 0,6; σ'c = 300 kPa

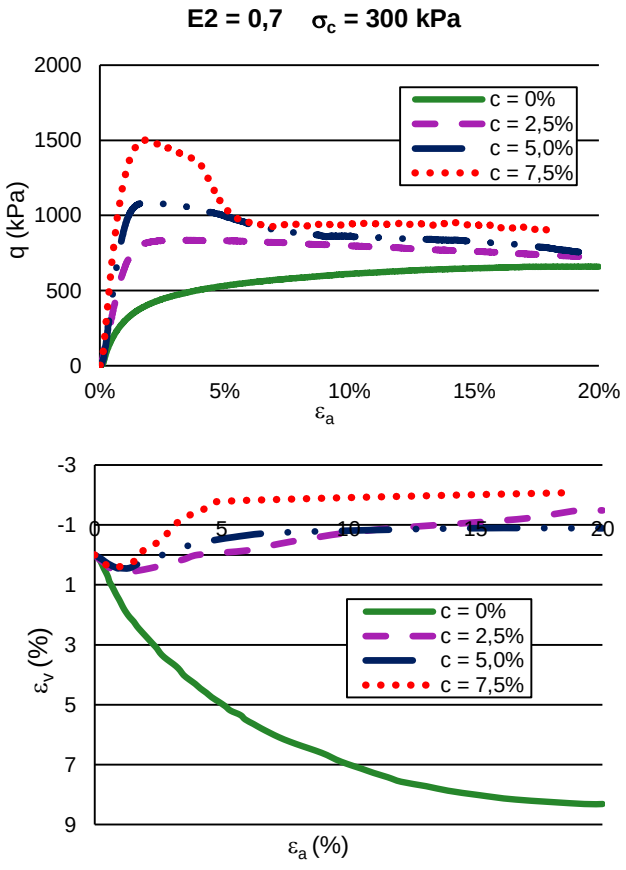


Figura 4.57 - Tensão-deformação e variação volumétrica – E2 = 0,7; σ'c = 300 kPa

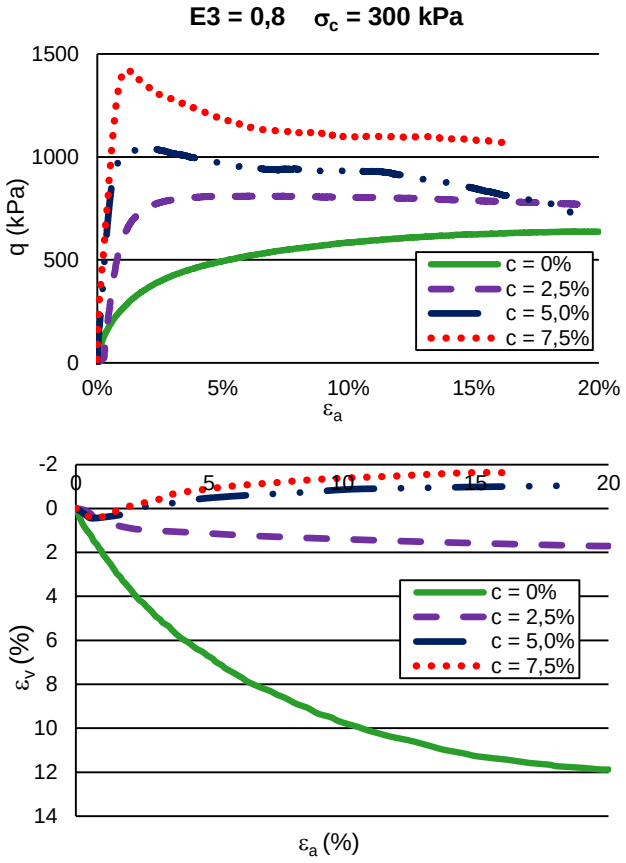


Figura 4.58 - Tensão-deformação e variação volumétrica – E3 = 0,8; σ'c = 300 kPa

Os resultados com diferentes índices de vazios, mostraram que quanto maior a porcentagem de cimento, maior a resistência mecânica. Considerando amostras com pesos específicos aproximados, houve um aumento percentual de 59% da tensão desvio, para amostras com índice de vazios E1, quando variou a porcentagem de cimento de 2,5% para 7,5%; de 79% para amostras na posição E2 e 75% para amostras na posição E3.

Para a tensão confinante efetiva de 300 kPa, as porcentagens de cimento estudadas e os índices de vazios das amostras analisadas, o aumento da porcentagem de cimento influencia a resistência mecânica com bem maior intensidade do que a diminuição do índice de vazios das amostras.

A mudança de comportamento em relação a variação volumétrica ocorre pouco antes da ruptura naquelas amostras que apresentaram compressão e expansão.

Considerando todos os ensaios com amostras cimentadas artificialmente e amostras com solo puro apresentados no item 4.2.2, para os quatro níveis de tensão aplicados, os três teores de cimento e os três índices de vazios observa-se que:

Os ensaios triaxiais drenados realizados sob tensões efetivas de 50 kPa, 100 kPa, 200 e 300 kPa, com acréscimo de 2,5 %, 5,0% e 7,5% de cimento, mostraram que quanto maior a cimentação das amostras maior a tensão desvio “q”.

Quanto menor o índice de vazios, para um mesmo teor de cimento, maior a tensão desvio ”q”.

Amostras cimentadas artificialmente apresentaram plano de ruptura no cisalhamento bem pronunciado. Já nas amostras de solo puro não foi perceptível o plano de ruptura.

Quanto à variação volumétrica, o comportamento da maioria das amostras cimentadas artificialmente, foi inicialmente compressivo até próximo à ruptura e a seguir um comportamento expansivo, com exceção das amostras CID(2,5)200E3 e CID(2,5)300E3 em que o comportamento foi compressivo durante todo o ensaio. Nas amostras de solo puro, o comportamento foi apenas compressivo em todas amostras com índices de vazios E2 e E3.

Considerando todas as amostras artificialmente cimentadas que apresentam o mesmo índice de vazios, quanto maior a cimentação, maior a expansão volumétrica, ou seja, uma taxa de expansão volumétrica elevada é associada a um maior grau de cimentação, com exceção das amostras mais compactas (E1), onde não verificou-se esse comportamento. Para as amostras compactas, o solo puro mostrou-se expandir mais que o solo artificialmente cimentado.

Quanto menor a tensão efetiva confinante maior foi a expansibilidade das amostras e quanto menor o índice de vazios maior a expansibilidade.

4.2.3. Efeito da Cimentação e do índice de vazios na Resistência Mecânica

Nas Figuras 4.59 a 4.62 são apresentados os efeitos da variação do teor de cimento e do índice de vazios através da variação da porosidade nas amostras ensaiadas nas tensões efetivas de 50, 100, 200 e 300 kPa.

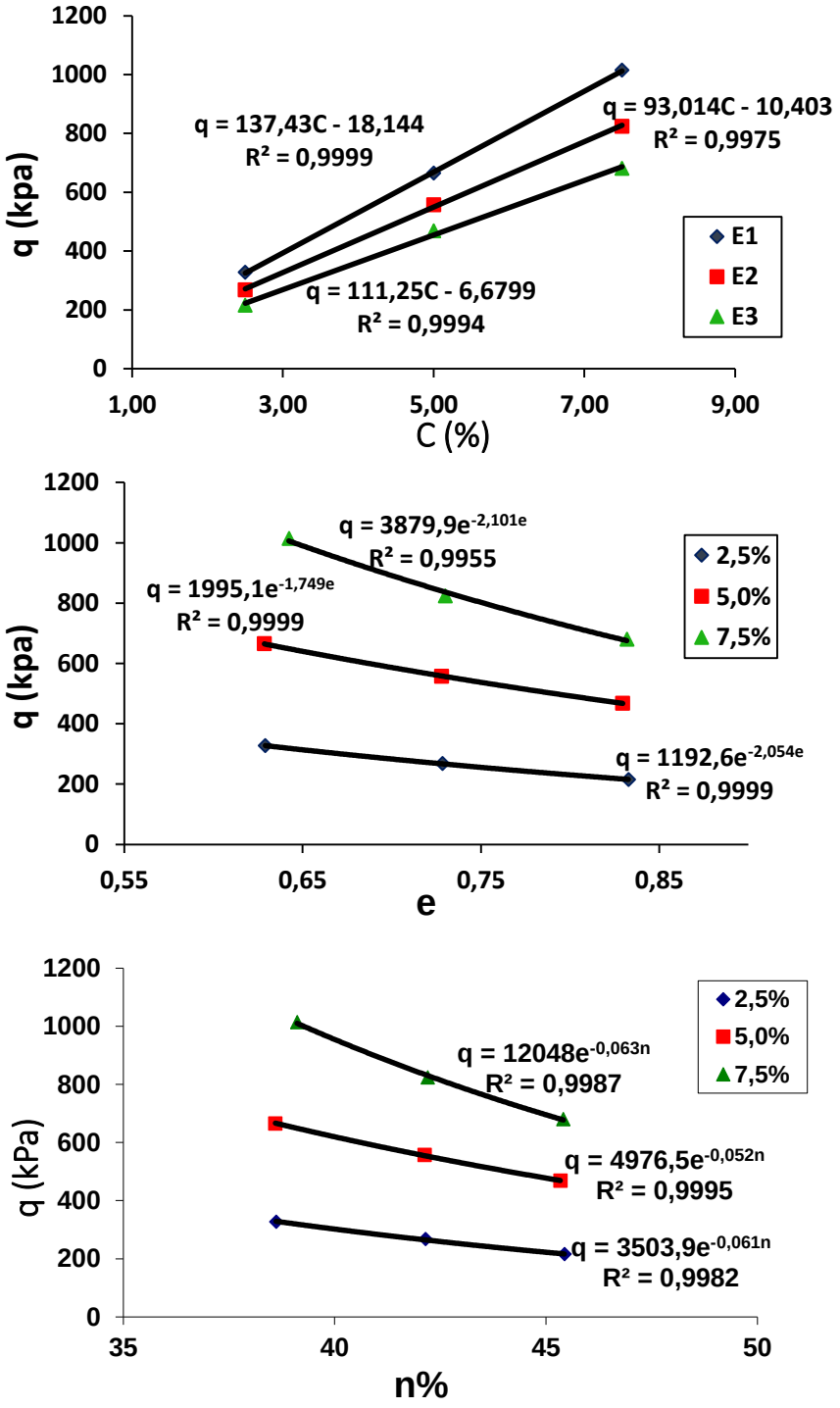


Figura 4.59 – Efeito da cimentação e do índice de vazios na resistência mecânica das amostras σ_c = 50 kPa

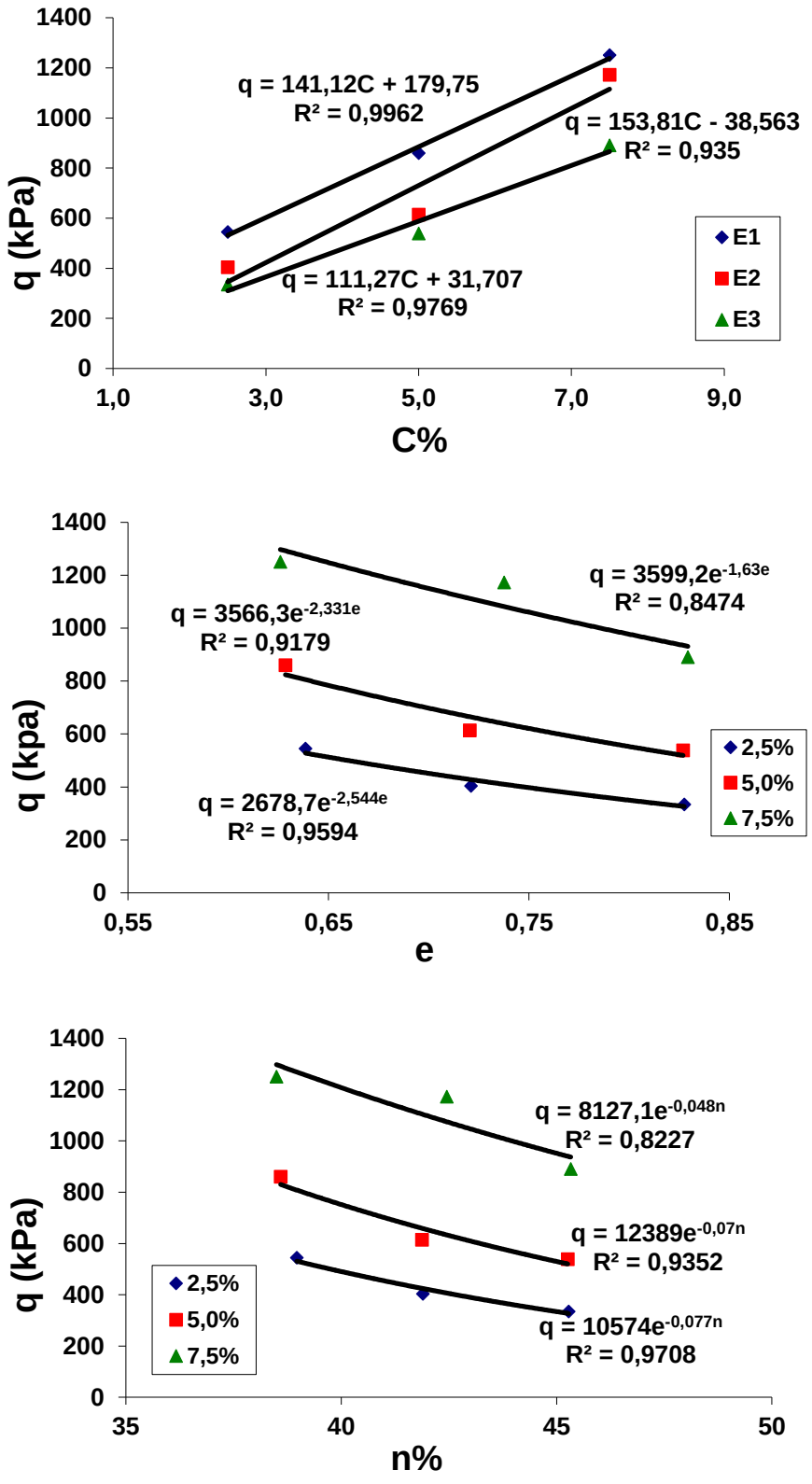


Figura 4.60 - Efeito da cimentação e da densidade na resistência mecânica das amostras com σ'_c = 100 kPa

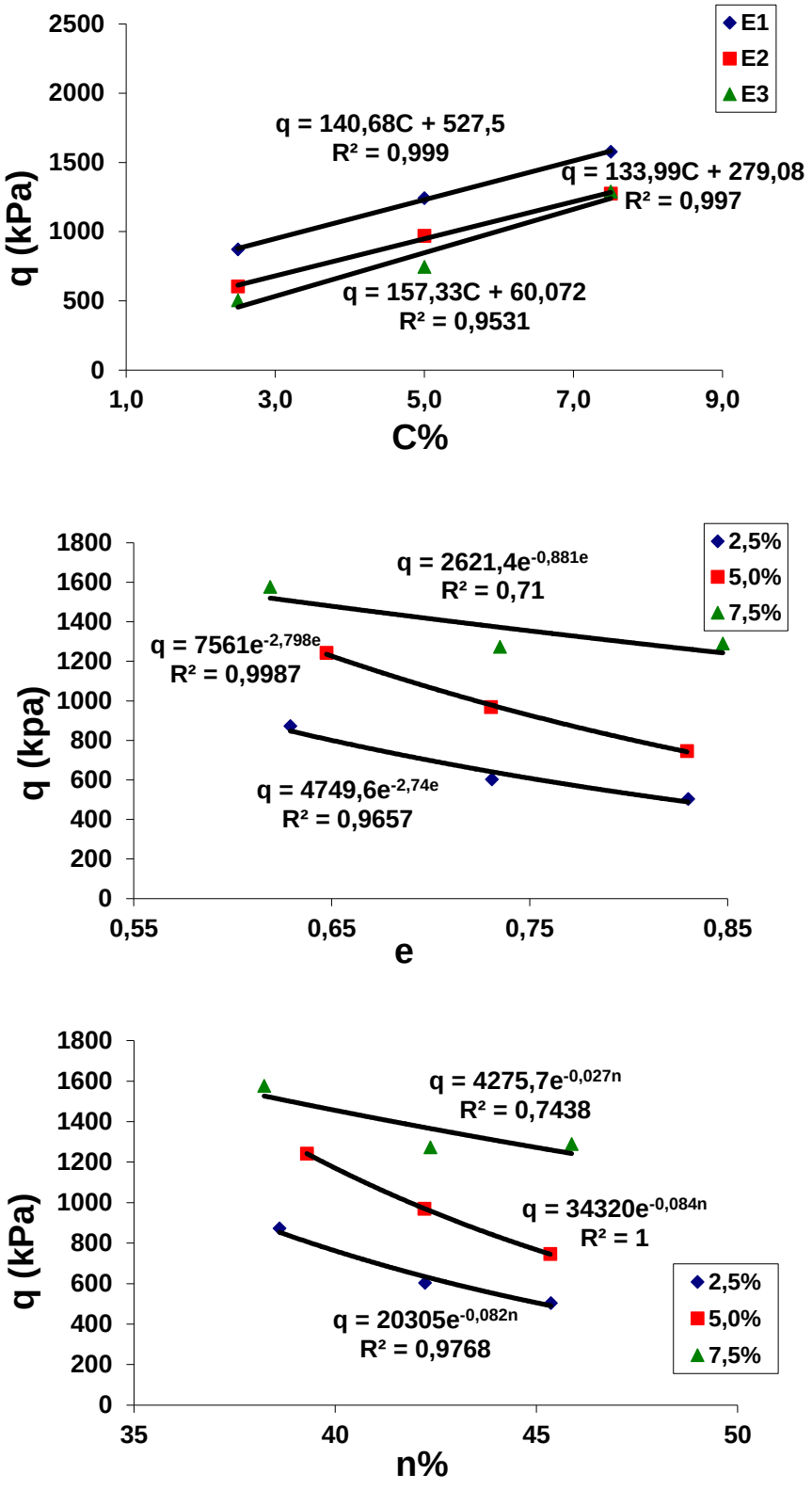


Figura 4.61 - Efeito da cimentação e da densidade na resistência mecânica das amostras com σ'_c = 200 kPa

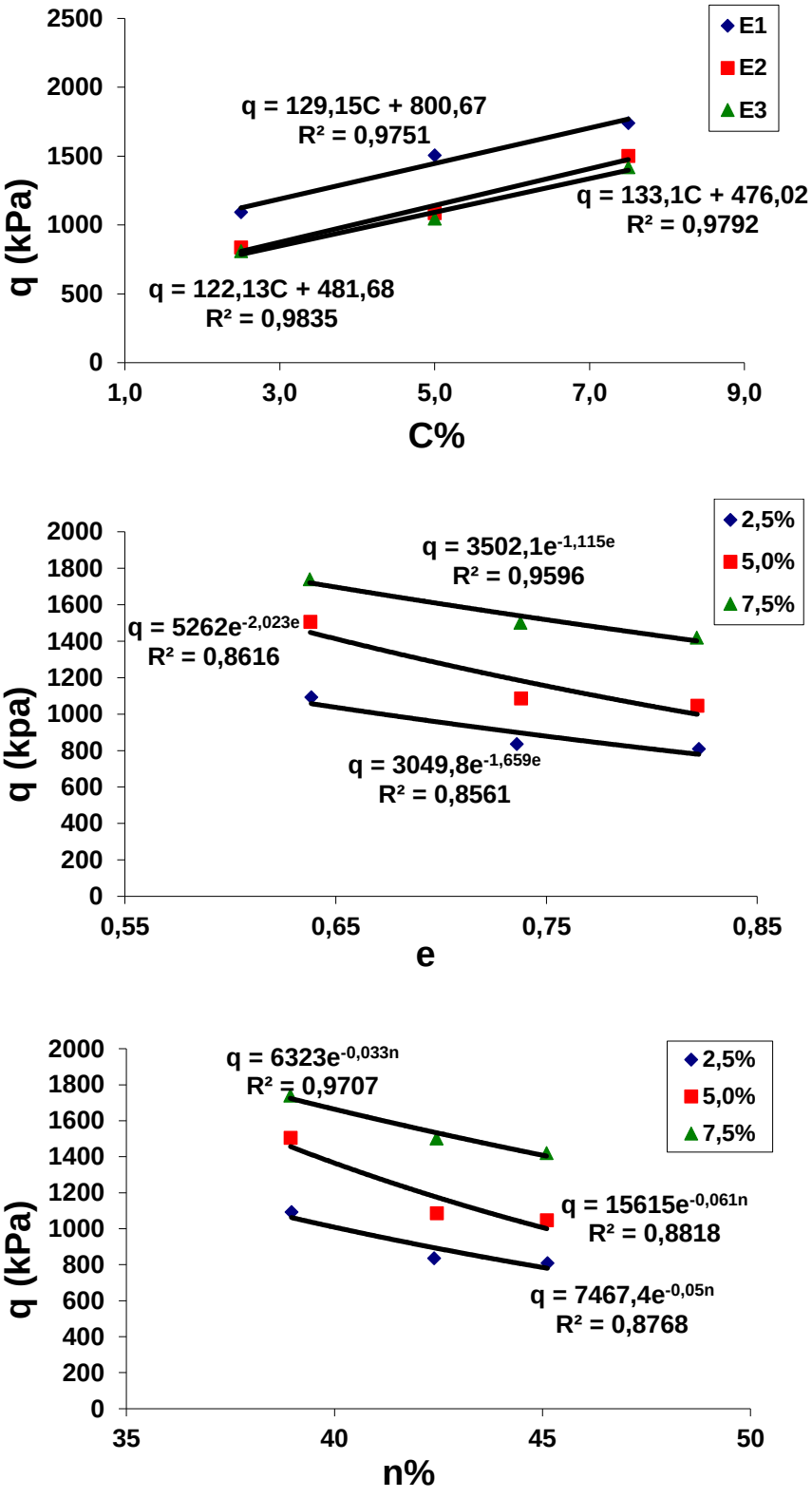


Figura 4.62 - Efeito da cimentação e da densidade na resistência mecânica das amostras com σ'_c = 300 kPa

Observou-se que a tensão desvio cresce linearmente com o aumento do teor de cimento e exponencialmente com a redução da porosidade, corroborando as observações de Consoli et al. (2007) para ensaios de compressão simples, Cruz (2008) e Severo (2011) para ensaios triaxiais drenados.

4.2.3.1 Curvas Tensão Versus Fator Vazios/Cimento com Coeficiente de Ajuste

O fator vazios/cimento, definido pela razão entre a porosidade da mistura compactada (n) e o teor volumétrico de cimento (C_{iv}), ajustado por um expoente, tem se mostrado adequado para avaliação da resistência à compressão simples e ao cisalhamento triaxial para os solos já estudados. Na Figura 4.63 são apresentadas as curvas tensão versus fator vazios/cimento com respectivos coeficientes de ajuste para a areia de Natal para os quatro níveis de tensão confinantes efetivas estudados.

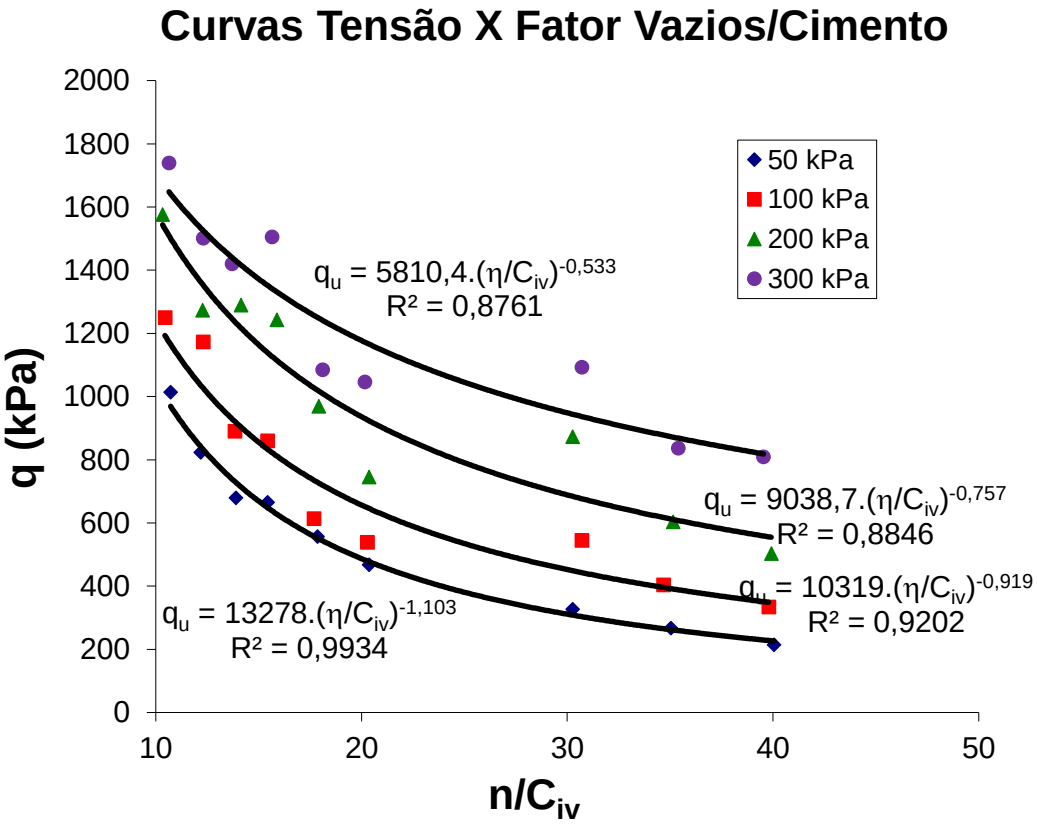


Figura 4.63 – Curvas tensão versus fator vazios/cimento com coeficiente de ajuste

Os gráficos da Figura 4.63 apresentaram um coeficiente de correlação variando entre 0,8761 para tensão efetiva de confinamento de 200 kPa e 0,9934 para tensão efetiva de 50 kPa, com expoente de ajuste de 1 para as quatro curvas; igual ao coeficiente encontrado para as curvas dos ensaios de compressão simples, nos quais se variou a umidade e o teor de cimento para o mesmo solo.

A Figura 4.64 apresenta uma comparação entre a areia de Osório estudada por Cruz (2008) e a areia de Natal, considerando o fator vazios/cimento, com seus respectivos expoentes de ajuste na tensão confinante de 200 kPa, única tensão comum a ambos os estudos. Percebe-se que a curva da areia de Natal deslocou-se para a esquerda da curva correspondente a areia de Osório, devido a sua granulometria mais grossa. Tal fato corrobora os estudos de Cruz (2008), que observou que quanto maior a granulometria do solo, maior é o expoente de ajuste no denominador do fator vazios/cimento (η/(Civ)expoente) nas curvas q x η/(Civ)expoente.

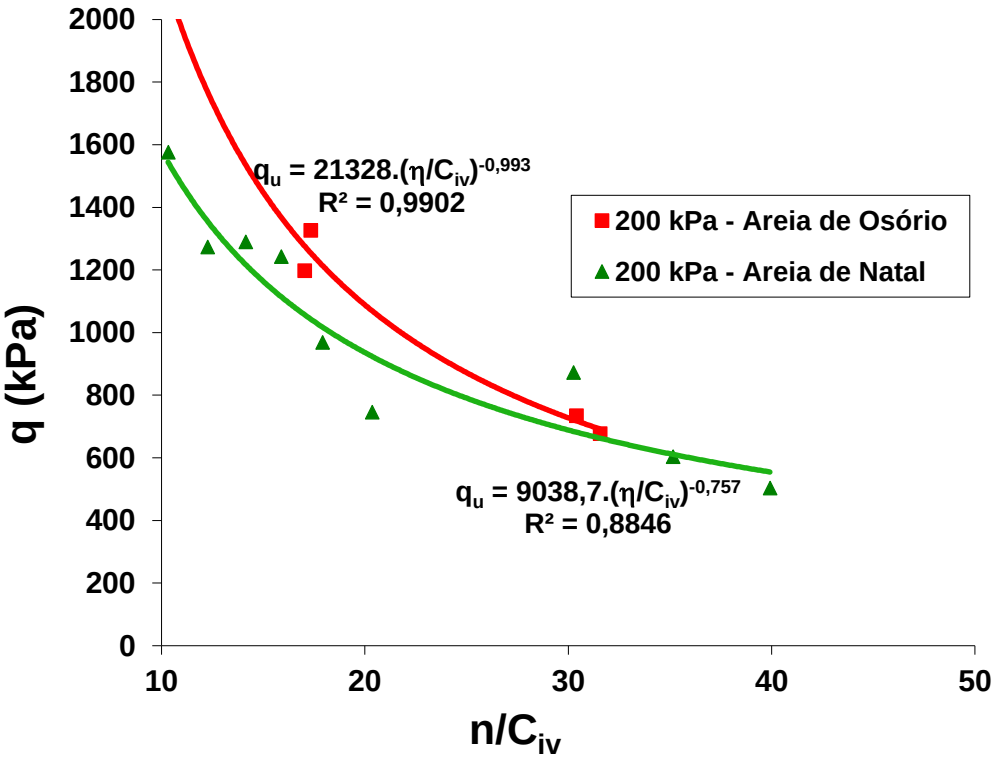


Figura 4.64 – Comparação entre a areia de Osório e a areia de Natal - σ_c = 200 kPa

Da análise da Figura 4.64, verifica-se que o fator vazios/cimento mostrou-se ser um parâmetro muito eficaz e confiável no que diz respeito a previsão de comportamento dos materiais e dosagem de solo-cimento para ambos os solos.

4.2.4. Dilatância

Nesta parte da dissertação são apresentados os gráficos do comportamento tensão (q/p') versus dilatância ($\delta\varepsilon_v/\delta\varepsilon_s$) das amostras, tanto de solo natural como cimentado artificialmente. Sendo: $\varepsilon_v = \Delta V/V$ e $\varepsilon_s = \varepsilon_a - (\varepsilon_v/3)$. Nas Figuras 4.65 a 4.76 estão apresentados os gráficos das amostras com mesmo teor de cimento e mesmo índice de vazios e diferentes tensões efetivas de confinamento.

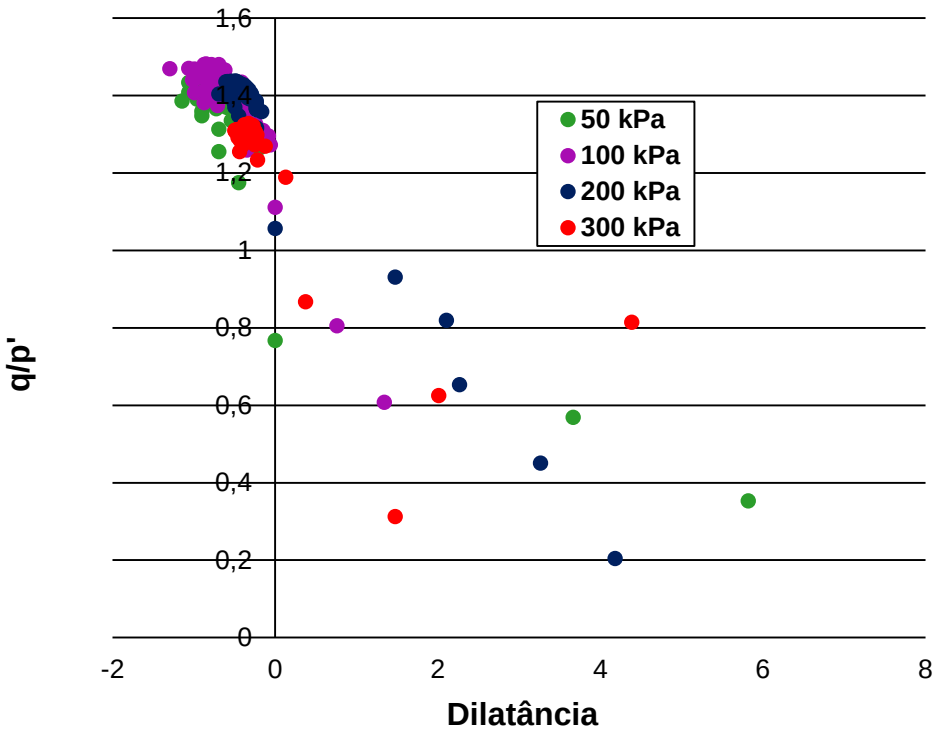


Figura 4.65 - Tensão-dilatância das amostras com E1=0,6 e c=0%

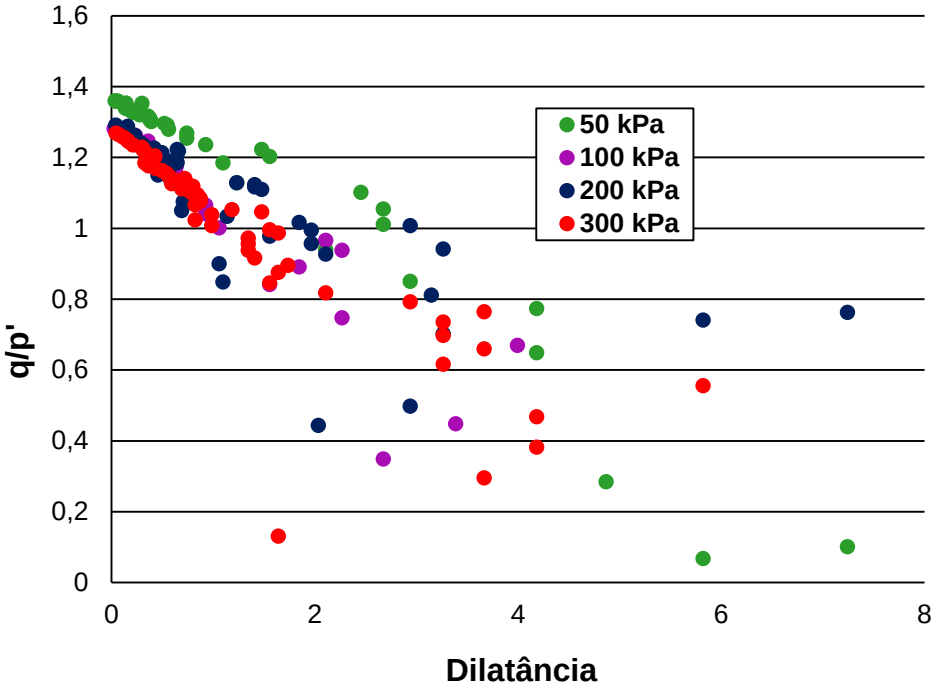


Figura 4.66 - Tensão-dilatância das amostras com E2=0,7 e c=0%

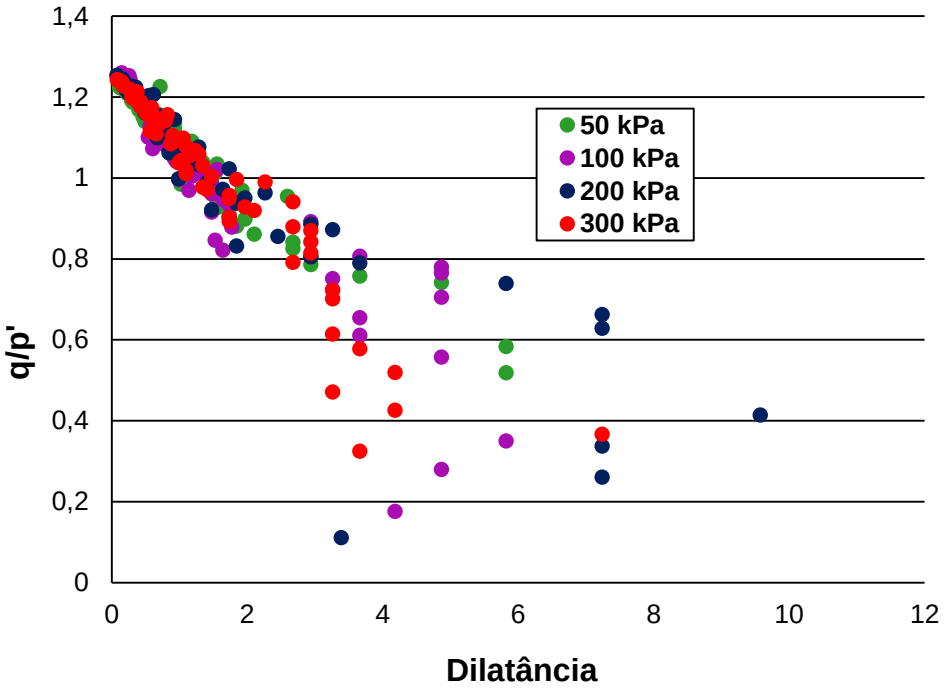


Figura 4.67 - Tensão-dilatância das amostras com E3=0,8 e c=0%

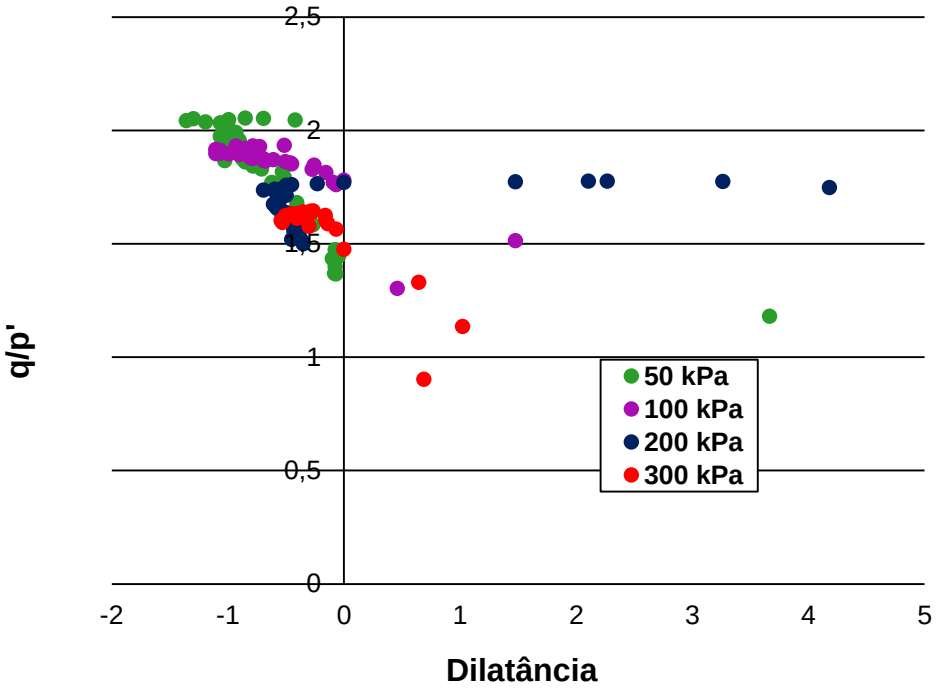


Figura 4.68 - Tensão-dilatância das amostras com E1=0,6 e c=2,5%

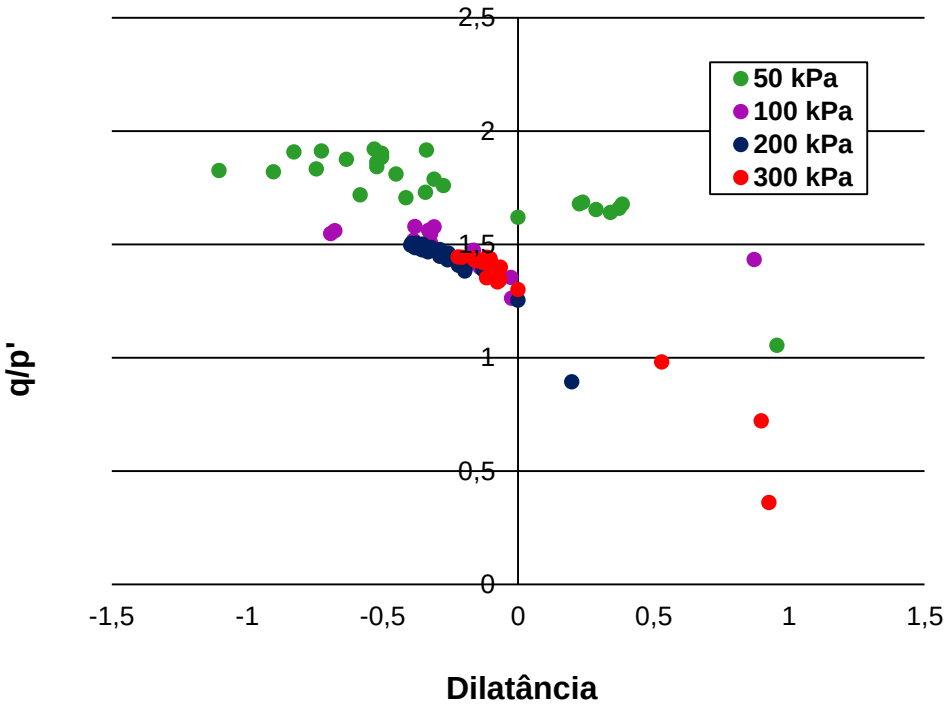


Figura 4.69 - Tensão-dilatância das amostras com E2=0,7 e c=2,5%

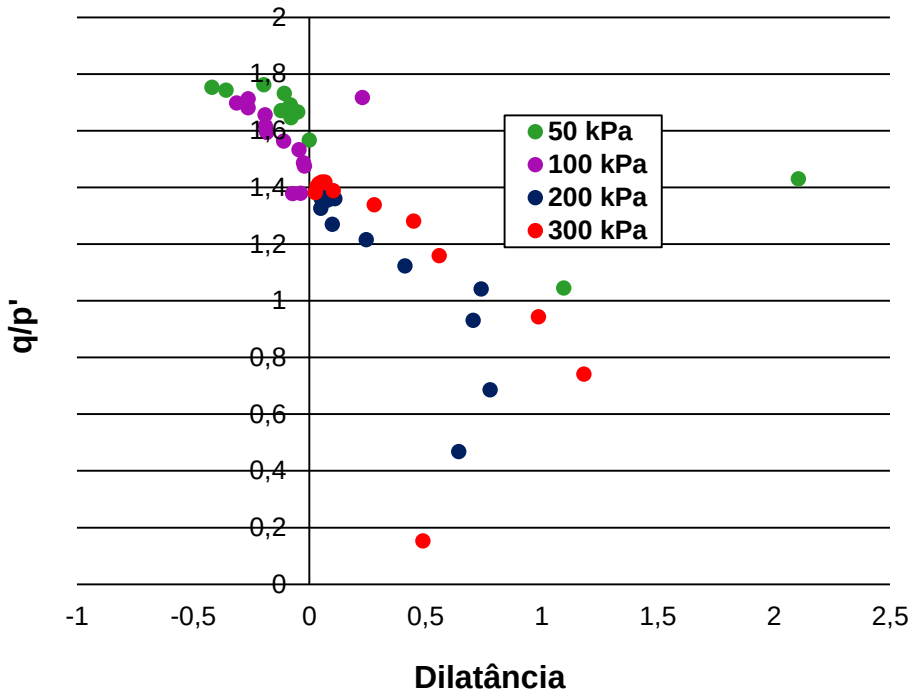


Figura 4.70 - Tensão-dilatância das amostras com E3=0,8 e c=2,5%

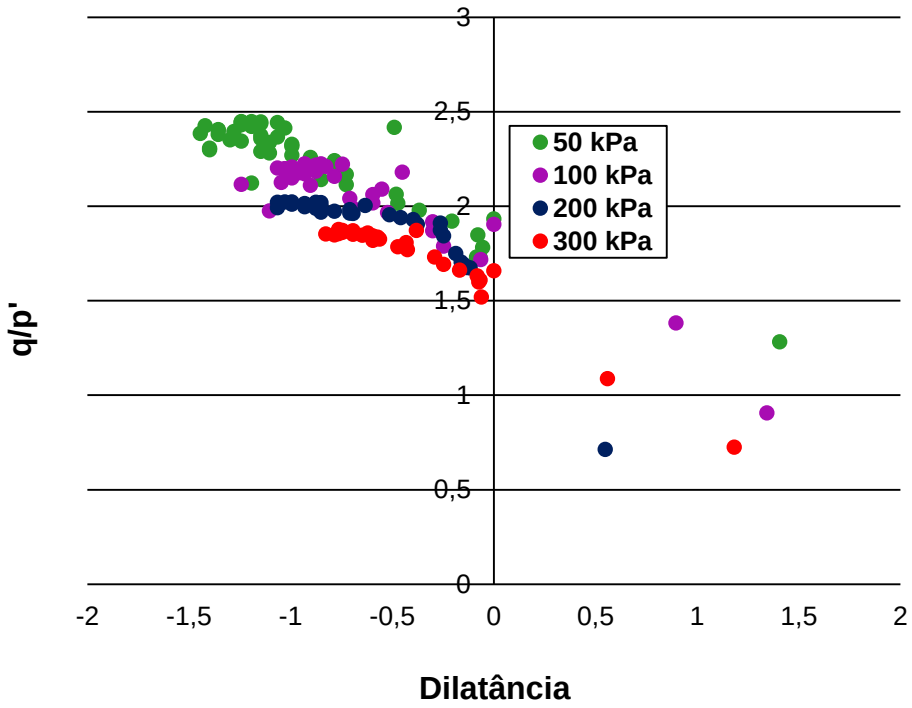


Figura 4.71 - Tensão-dilatância das amostras com E1=0,6 e c=5,0%

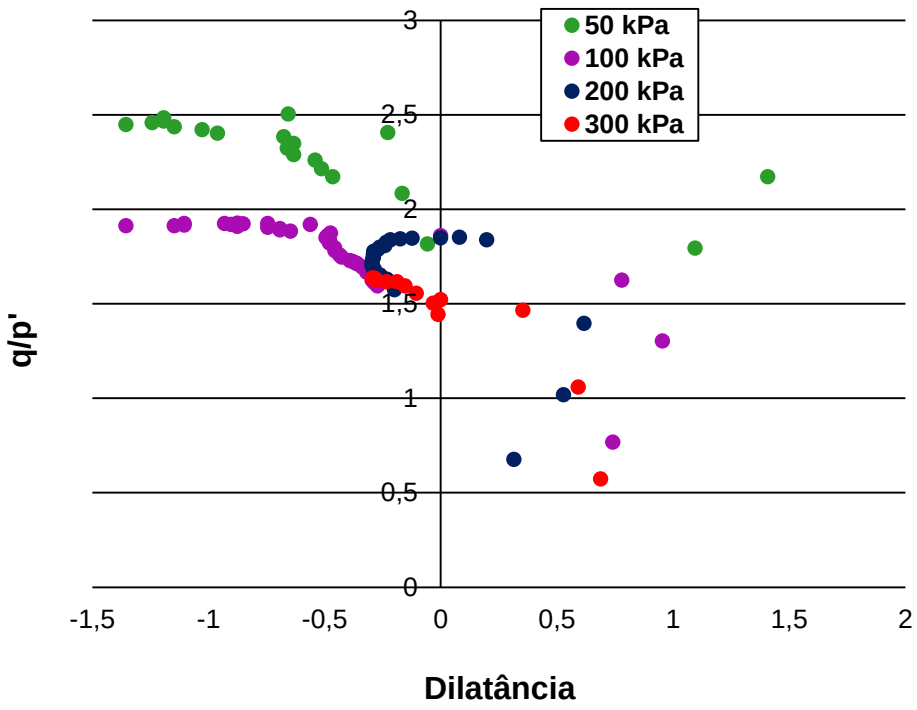


Figura 4.72 - Tensão-dilatância das amostras com E2=0,7 e c=5,0%

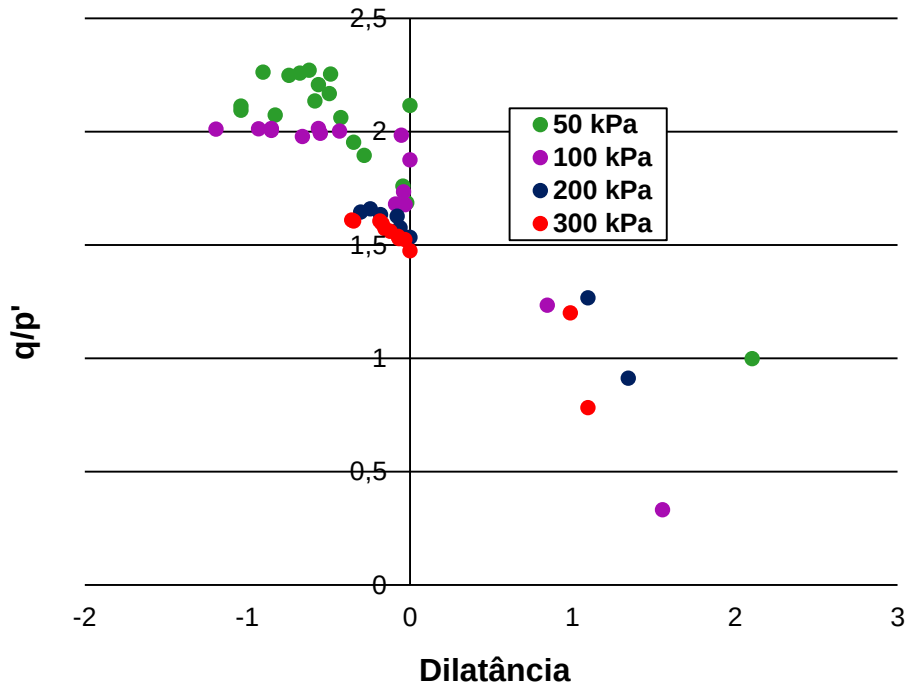


Figura 4.73 - Tensão-dilatância das amostras com E3=0,8 e c=5,0%

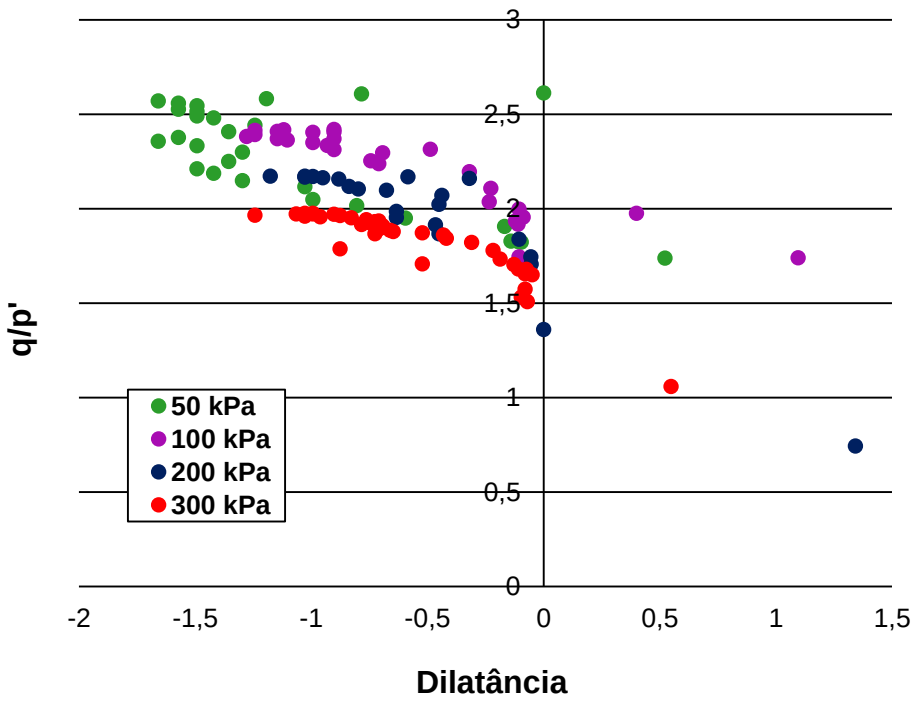


Figura 4.74 - Tensão-dilatância das amostras com E1=0,6 e c=7,5%

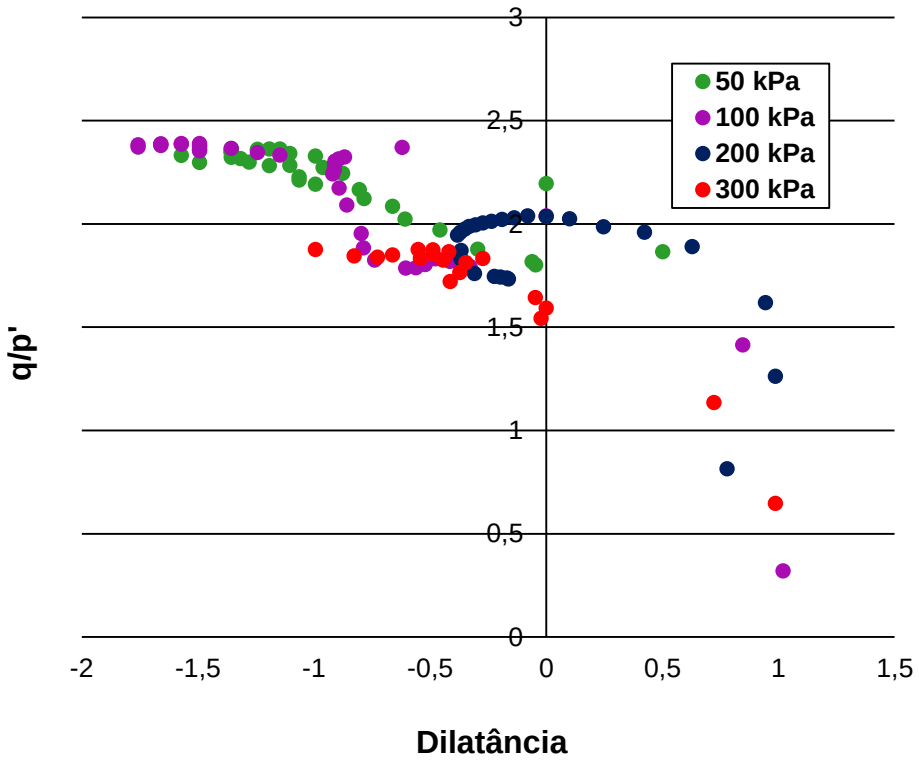


Figura 4.75 - Tensão-dilatância das amostras com E2=0,7 e c=7,5%

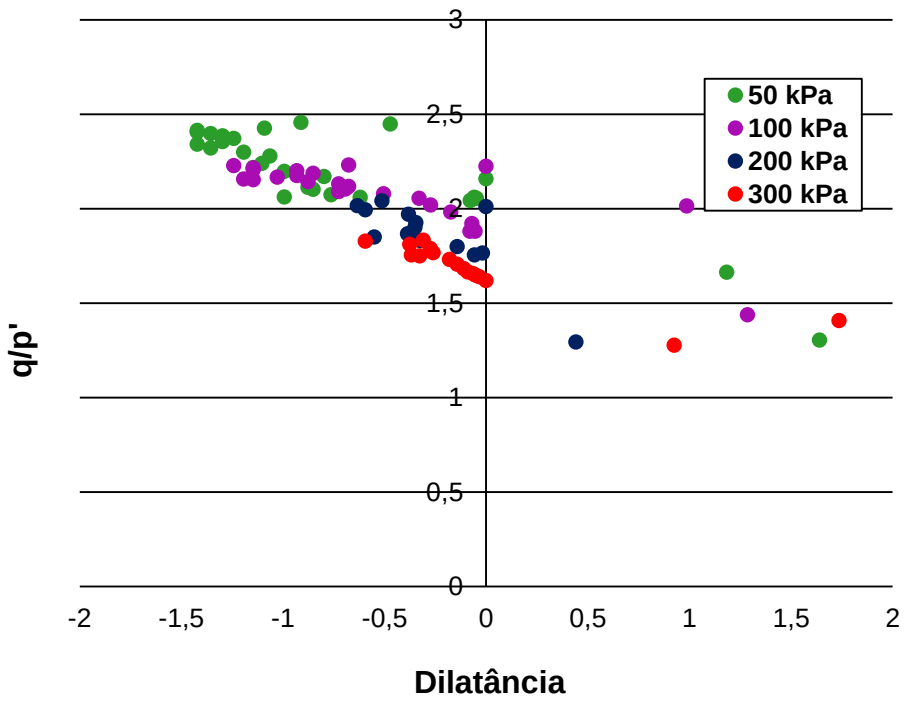


Figura 4.76 - Tensão-dilatância das amostras com E3=0,8 e c=7,5%

A partir dos gráficos tensão-dilatância das amostras com mesmo índice de vazios, mesmo teor de cimento e diferentes tensões de confinamento verifica-se que a dilatância ao final dos ensaios tende para um mesmo valor. Nota-se que todas as amostras cimentadas apresentaram dilatância negativa, ou seja, apresentaram expansão volumétrica, com exceção das amostras CID(2,5)200E3 e CID(2,5)300E3. Nas amostras de solo natural pode-se ver que para o estado mais compacto (E1=0,6), as amostras apresentam dilatância negativa, pois há expansão.

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

Na Figura 4.77 são apresentadas agrupadas todas as amostras de solo natural e na Figura 4.78 são apresentadas todas as amostras cimentadas artificialmente.

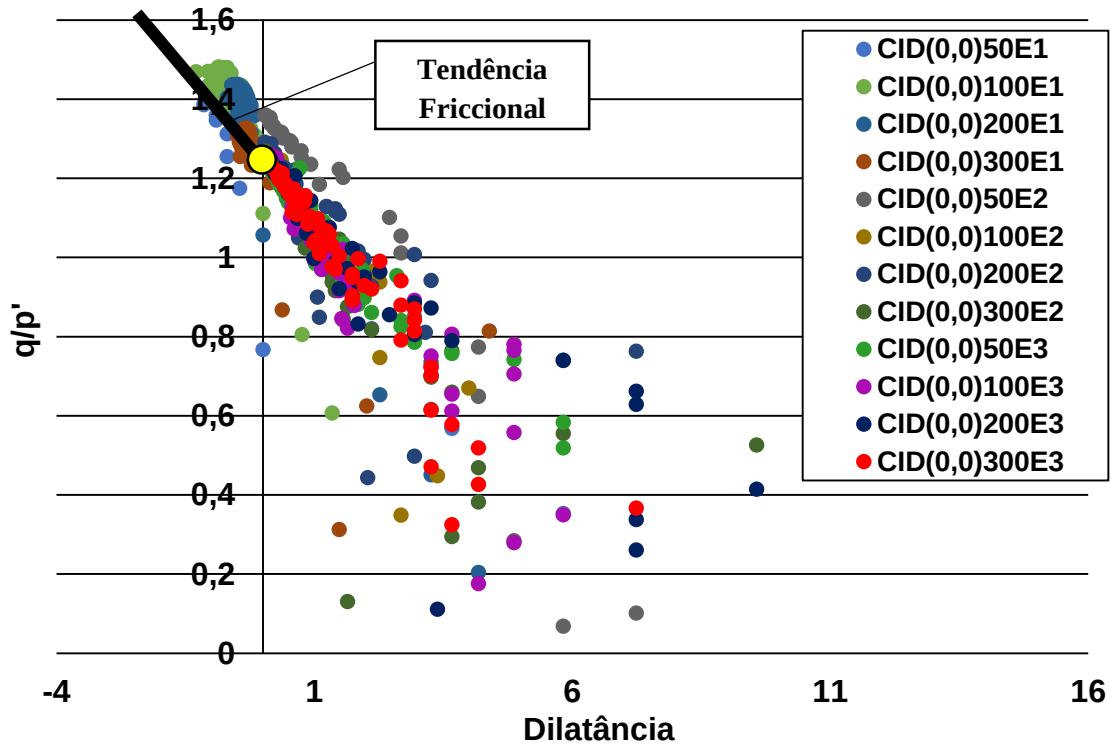


Figura 4.77 – Tensão-Dilatância de todas as amostras de areia pura.

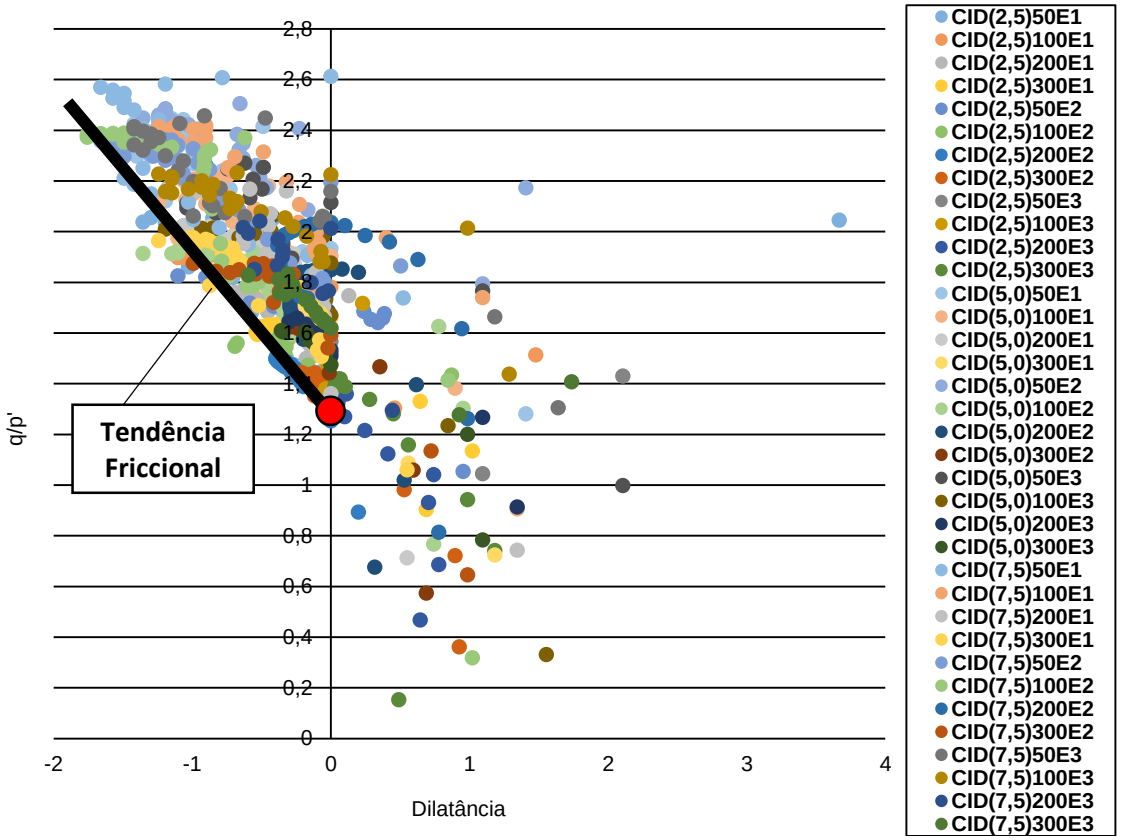


Figura 4.78 - Tensão-Dilatância de todas as amostras cimentadas artificialmente.

Ao se observar todas as amostradas cimentadas artificialmente, pode-se estimar uma tendência friccional (Figura 4.78), em que a reta que corta o eixo das ordenadas (q/p') em um valor M é praticamente o mesmo valor M encontrado para as amostras sem cimentação artificial, apresentadas na Figura 4.77, onde a tendência friccional do material não cimentado convergem para M = 1,26.

Esse valor de M = 1,26 corresponde a um ângulo de atrito no estado crítico (Φ'_{crit}) da ordem de 31,5°, compatível com os resultados dos ensaios para grandes deformações das mostras de solo natural.

4.2.5. Efeito da Cimentação na Superfície de Escoamento Plástico

Sabe-se que 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. As Figuras 4.79 a 4.81 apresentam as superfícies de escoamento plástico para cada índice de vazios, variando o grau de cimentação.

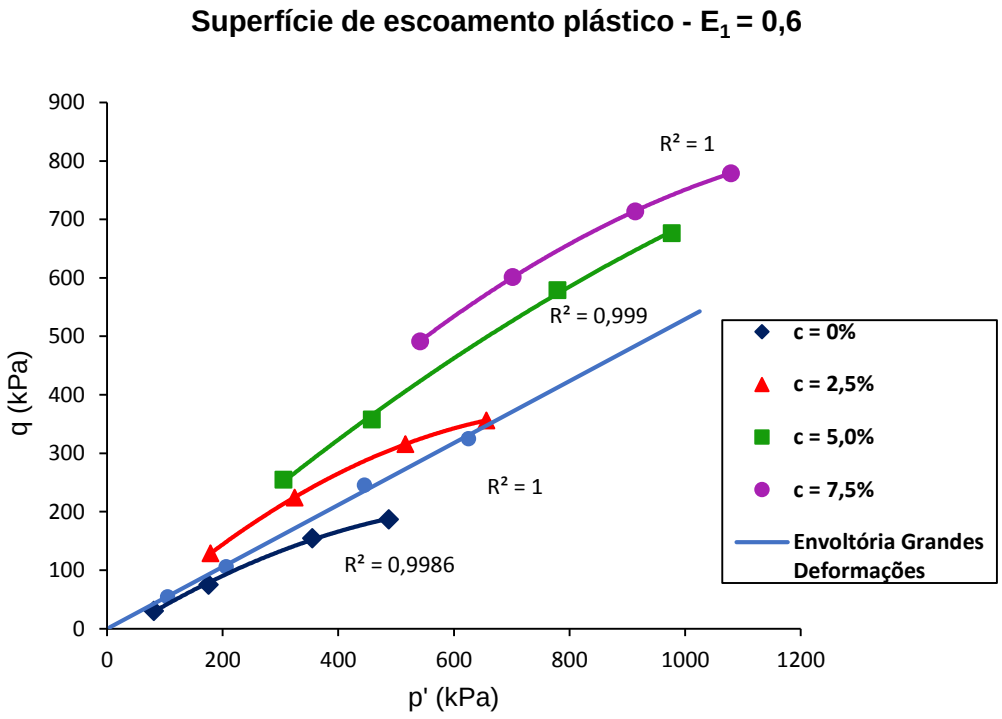


Figura 4.79 – Efeito do teor de cimento na superfície de escoamento plástico para E1 = 0,6

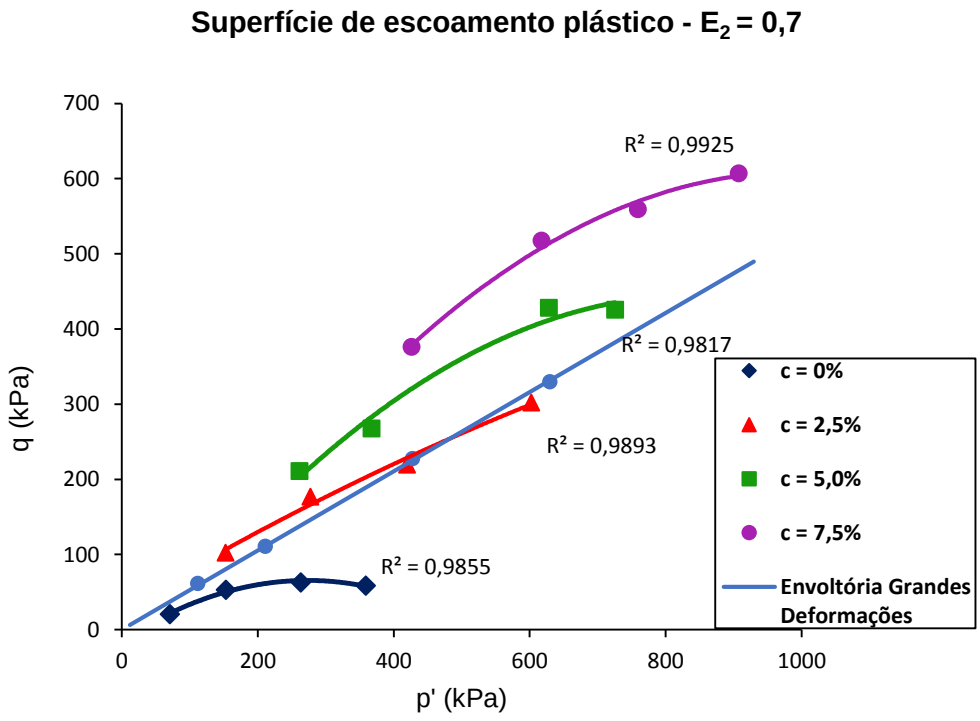


Figura 4.80 - Efeito do teor de cimento na superfície de escoamento plástico para E2 = 0,7

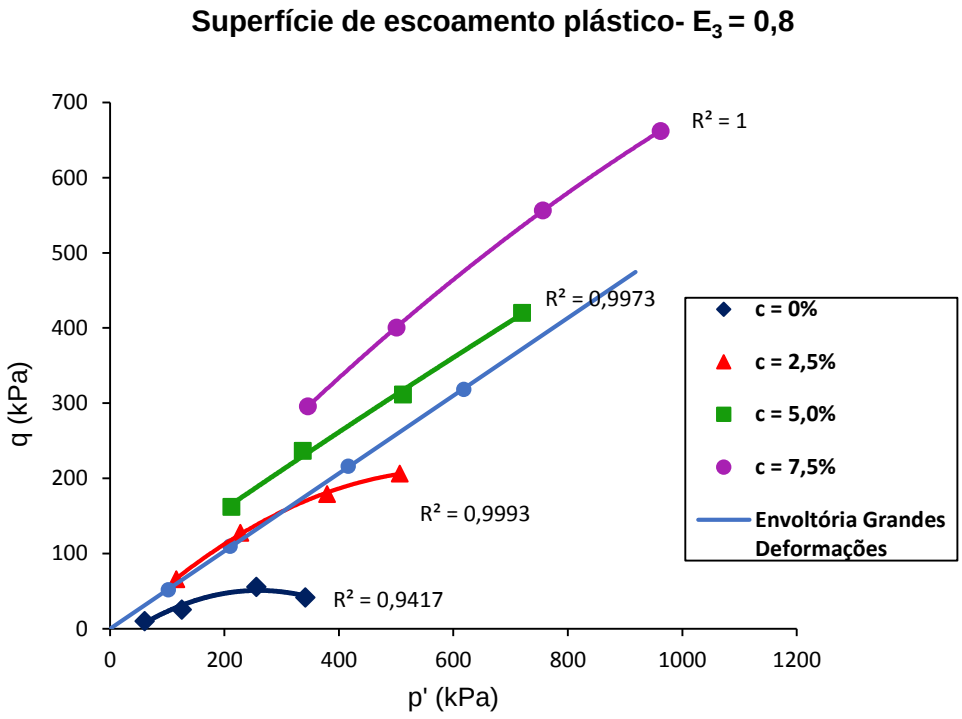


Figura 4.81 - Efeito do teor de cimento na superfície de escoamento plástico para E3 = 0,8

Verifica-se que, à medida que se aumenta o grau de cimentação no solo, a superfície de escoamento plástico se torna mais abrangente, evidenciando que a intensidade da ligação entre as partículas está relacionada à superfície de escoamento.

Para os três índices de vazios apresentados, observa-se que, quanto maior o teor de cimentação, maior é a tensão de escoamento. Verifica-se também, que para valores pequenos de p', as curvas tendem a se encontrar.

Capítulo 5

CONCLUSÕES

Neste capítulo são exibidas as conclusões baseadas nos resultados obtidos nos ensaios e análises. São apresentadas ainda algumas sugestões para futuras pesquisas abordando a temática do comportamento de solos cimentados.

Quanto à resistência à compressão simples:

- A resistência à compressão simples cresceu com o aumento da quantidade de cimento para todos os teores de umidade de moldagem estudados;

- A resistência à compressão simples aumentou com a diminuição do teor de umidade de moldagem para todas as quantidades de cimento analisadas;

- Para o menor teor de cimento (2,5%) o teor de umidade de moldagem exerce pouca influência sobre a resistência à compressão simples. Quanto maior o teor de cimento, maior a influência da umidade de moldagem;

- Quanto maior a razão inversa do volume de cimento, menor foi a resistência das amostras. Observa-se também que, quanto maior a razão inversa do volume de cimento menor é o efeito do teor de umidade de moldagem;

- Quanto maior a relação vazios/cimento (η/C_{iv}), menor a resistência à compressão simples;

- O expoente de ajuste da curva q_u x η/C_{iv} para a areia de Natal é igual a 1,0.

- A curva q_u x η/C_{iv} referente a areia de Natal ficou abaixo da curva da areia de Osório, como seria previsto pela granulometria das areias;

- O fator vazios/cimento constitui-se num bom parâmetro de dosagem para o melhoramento de areias com cimento.

Quanto à Tensão-deformação nos ensaios triaxiais:

- Quanto maior a cimentação das amostras maior a tensão desvio “q” atingida na ruptura;

- A tensão desvio de ruptura cresce linearmente com o aumento do teor de cimento e exponencialmente com a redução da porosidade;

- As amostras mais compactas e com maior porcentagem de cimento apresentaram plano de ruptura no cisalhamento; já as amostras mais fofas e com menor teor de cimento não apresentaram plano de ruptura bem definido;

- Ensaios com baixas tensões confinantes apresentaram ruptura com pequenas deformações, pico de resistência bem definido e queda acentuada da resistência imediatamente após o pico;

- Quanto maior a tensão de confinamento, menos brusca é a queda de resistência no pós-pico. Esta queda acentua-se com o aumento da porcentagem de cimento nas amostras e com a diminuição do índice de vazios.

- Para uma mesma porcentagem de cimento, quanto maior a tensão de confinamento das amostras, maior a tensão desvio de ruptura “q” atingida pelas mesmas;

- Quanto ao comportamento volumétrico, as amostras artificialmente cimentadas apresentaram um comportamento compressivo inicial até próximo da ruptura e a seguir um comportamento expansivo, com exceção das duas amostras mais fofas (E2 e E3) com menor teor de cimento (2,5%).

- As amostras de solo puro mais fofas (E2 e E3) apresentaram apenas comportamento compressivo, enquanto que as amostras mais compactas (E1) apresentaram compressão inicial seguida de expansão.

- Os teores de cimento mais elevados, 5,0% e 7,5%, provocaram uma maior expansão;

Quanto às envoltórias de resistências:

- Para os diferentes teores de cimento quanto mais compactas as amostras, maior a coesão. As amostras com menor índice de vazios (E1) apresentam maior ângulo de atrito do que as menos compactas (E2 e E3). Entretanto, para as amostras menos compactas (E2 e E3) não se percebe variação significativa do ângulo de atrito entre elas para os teores de cimento estudados.

- A coesão aumenta significativamente com o aumento do teor de cimento. Entretanto, não ocorre variação significativa do ângulo de atrito para os teores de cimento estudados.

Quanto ao fator vazios/cimento:

- O fator vazios/cimento mostrou-se ser um parâmetro muito eficaz e confiável no que diz respeito a previsão de comportamento dos materiais e dosagem de solo-cimento.

- A coesão diminui com o aumento do valor do fator vazios/cimento.

- Para as curvas dos ensaios de compressão simples (q_u x η/C_{iv}) e ensaios de compressão triaxial (q x η/C_{iv}), o coeficiente de ajuste encontrado foi de 1, idêntico a areia de Osório.

Quanto a Dilatância:

- As amostras de solo puro mais compactas (E1=0,6) e cimentadas apresentaram dilatância negativa, ou seja, apresentaram expansão volumétrica, com exceção das amostras CID(2,5)200E3 e CID(2,5)300E3.

- Quanto maior a tensão confinante menor a razão q/p' atingida pelas amostras e a dilatância máxima mostrou-se ser independente do teor de cimento e do índice de vazios.

- A tendência friccional converge para um valor M = 1,26 que corresponde a um ângulo de atrito no estado crítico (Φ'_{crit}) da ordem de 31,5°.

Quanto a superfície de escoamento:

- À medida que se aumenta o grau de cimentação da areia, a superfície de escoamento plástico cresce, evidenciando que a intensidade da ligação entre as partículas está relacionada à superfície de escoamento.

- Para os três índices de vazios apresentados, observou-se que, quanto maior o teor de cimentação, maior é a tensão de escoamento. Verifica-se também, que para valores pequenos de s', as curvas tendem a se encontrar.

5.1 Sugestões para futuras pesquisas

- Estabelecer o comportamento de outros tipos de solos, em função do fator vazios/cimento para contribuição na validação deste fator;

- Realizar ensaios de compressão triaxial com outras trajetórias de tensões;

- Realizar ensaios triaxiais com tensões de confinamento mais altas;

- Utilizar a técnica de bender elements, para obtenção do módulo cisalhante das amostras, de maneira a definir as relações de G_0 com outras características do material a ser utilizado;

- Realizar ensaios triaxiais utilizando sensores de efeito hall para medição de pequenos deslocamentos;

- Estudo do comportamento mecânico de areias cimentadas sob condições dinâmicas;

- Pesquisa do comportamento tensão-deformação a partir de ensaios de tração na compressão;

- Avaliação de outros agentes cimentantes a partir de ensaios triaxiais;

- Estudo do comportamento de misturas de solo e cimento sob carregamentos cíclicos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND. **Guia Básico de Utilização do Cimento Portland**. 7.ed. São Paulo, 2002. 28p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5733**: Cimento Portland de alta resistência inicial. 1991.

_____ **NBR 5737**: Cimentos Portland resistentes a sulfatos. 1992.

_____ **NBR 6457**: Solo – Amostras de solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. 1986.

_____ **NBR 6508**: Grãos de solo que passam na peneira de 4,8 mm – Determinação da massa específica. 1984.

_____ **NBR 7181**: Solo – Análise Granulométrica. 1984.

_____ **NBR 12004**: Solo - Determinação do índice de vazios máximo de solos não coesivos - Método de ensaio. 1990.

_____ **NBR 12025**: Solo-cimento – Ensaio de compressão simples de corpos-de-prova cilíndricos. 1990.

_____ **NBR 12051**: Solo - Determinação do índice de vazios mínimo de solos não-coesivos - Método de ensaio. 1991.

_____ **NBR 12253**: Solo-cimento – Dosagem para emprego como camada de pavimento. 1992.

_____ **NBR NM 23:** Cimento Portland e outros materiais em pó – Determinação da massa específica. 2001.

ASTM (2011) **Standart test Method for Consolidated Drained Triaxial Compression Test for Soils**. ASTM D7181-11. Annual Book of ASTM Standarts. Philadelphia: American Society for Testing and Materials.

Black, D. K.; Lee, K. L. **Saturating Laboratory Samples By Back Pressures**. Journal Of The Soil Mechanics And Foudations Division, ASCE, Vol. 99, No. Sm1, 75-93. 1973.

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.; Foppa, D.; Festugato, L.; Heineck, K. S. **Key Parameters for Strength Control of Artificially Cemented Soils**. ASCE, Journal of Geotechnical Engineering, vol. 133, No. 2, pp. 197-205, 2007.

Consoli, N. C.; Stracke, F.; Jung, J. G.; Korf, E. P. **A Variação do Teor de Umidade de Moldagem e a Influência na Resistência de uma Areia Artificialmente Cimentada**. Anais do Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 16, Porto de Galinhos. COBRAMSEG. 2012a.

Consoli, N. C.; Viana da Fonseca; Silva, S. R.; Cruz, R. C.; Fonini, A**. Parameters controlling stiffness and strength of artificially cemented soils**. Géotechnique, vol. 62, No. 2, pp. 177–183, 2012b.

Coop, M. R.; Atkinson, J. H. **The Mechanics of Cemented Carbonate Sands**. Géotechnique, vol. 43, No. 1, pp. 53-67, 1993.

Cruz, R. C. **Influência de Parâmetros Fundamentais na 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.

Cruz, R. C.; Consoli, N. C. **Metodologia de Dosagem de um Solo Cimentado Submetido à Tração**. Anais do Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Gramado, 2010.

Cuccovillo, T.; Coop, M. R. **On the Mechanics of Strutured Sands**. Géotechinique, London, v. 49, n. 6, p.741-760. 1999.

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**; 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.

Lee, I. K; Coop, M. R. **The Intrinsic Behavior of a Decomposed Granite Soil**. Géotechnique, vol 45, Nº 1, 117-130, 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.

Lopes, F.M.G.: **Estudo do comportamento mecânico de areias artificialmente cimentadas.** Dissertação de Mestrado em Geotecnia, Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, 2012.

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.

Rios, S.; Viana da Fonseca; Consoli, N. C.; Floss, M.; Cristelo, N. **Influence of grain size and mineralogy on the porosity/cement ratio**. Géotechnique Letters 3, pp. 130–136, 2013.

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. **Plastificação de Um Solo Cimentado Curado Sob Tensão**. 2005, 154 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

Sandroni, S. S.; Maccarini, M. **Ensaios 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.

Santos Jr., O. F.; Lacerda, W. A.; Ehrlich, M. **Escoamento Plástico e Comportamento Tensão – Deformação do Solo Residual da Encosta do Soberbo – Rio de Janeiro**. Solos e Rochas, vol 27, Nº 3, 203-213, 2004.

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.

Severo, R. F.: **Caracterização geotécnica da falésia da Ponta do Pirambu em Tibau do Sul – RN considerando a influência do comportamento dos solos nos estados indeformado e cimentado artificialmente**. Tese de Doutorado, Universidade Federal de Pernambuco, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, 2011.

Skempton, A. W. **The Pore-pressure Coefficients A and B**. Géotechnique, London, v. 4, p. 143-147, 1954.

Vaughan, P. R. **Mechanical and Hydraulic Properties of Tropical Lateritic and Saprolitic Soils, Particularly as Related to their Structure and Mineral Components.** First International Conference on Geomechanics in Tropical Lateritic and Saprolitic Soils, Tropical's 85, Brasília, vol. 3, 231-263, 1985.

Vaughan, P. R.; Maccarini, M.; Mokhtar, S. M. **Indexing the Engineering Properties of Residual Soil**. Quaterly Journal of Engineering Geology, v. 21, p. 69-84. 1988.

Viana da Fonseca, A. **Identifying the reserve of strenght and stiffness characteristics due to cemented structure of a saprolitic soil from granite**. Proc. 2nd International Symposium on Hard Soils – Soft Rocks, Naples. v. 1, p. 361-372. 1998.

Viana da Fonseca, A. E Coutinho, R.Q. **Characterization of residual soils**. Geotechnical and Geophisical Site Characterization – Huang & Mayne (Eds), London,UK, p. 195-248. 2008.